



COLEGIO DE POSTGRADUADOS

INSTITUCIÓN DE ENSEÑANZA E INVESTIGACIÓN EN CIENCIAS AGRÍCOLAS

CAMPUS MONTECILLO

POSTGRADO EN HIDROCIENCIAS

**ESTUDIOS PARA MODERNIZACIÓN DE LA DERIVADORA
DIQUE ALTO, SOBRE EL RIO TURBIO, DEL DISTRITO DE
RIEGO 011 ALTO RIO LERMA, GUANAJUATO**

DAVID MAURICIO JIMÉNEZ CRUZ

TESIS

**PRESENTADA COMO REQUISITO PARCIAL
PARA OBTENER EL GRADO DE:**

MAESTRO EN CIENCIAS

MONTECILLO, TEXCOCO, ESTADO DE MÉXICO.

2013

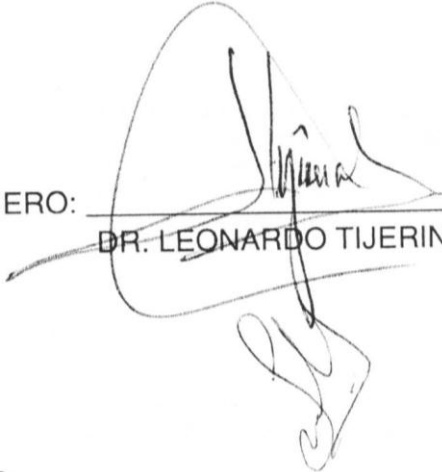
La presente tesis, titulada: **Estudios para modernización de la derivadora Dique Alto, sobre el río Turbio, del Distrito de Riego 011 Alto Río Lerma, Guanajuato**, realizado por el Alumno **David Mauricio Jiménez Cruz**, bajo la dirección del Consejo Particular indicado, ha sido aprobada por el mismo y aceptada como requisito parcial para obtener el grado de:

MAESTRO EN CIENCIAS

HIDROCIENCIAS

CONSEJO PARTICULAR

CONSEJERO:



DR. LEONARDO TIJERINA CHÁVEZ

ASESOR:

M.C. SANDRA LUZ TORRES SUÁREZ

ASESOR:



M.C. ERICK ARTURO TABOADA BERNAL

Montecillo, Texcoco, México, Enero de 2013.

Estudios para modernización de la derivadora Dique Alto, sobre el río Turbio, del Distrito de Riego 011 Alto Río Lerma, Guanajuato.

Jiménez Cruz David Mauricio, MC.
Colegio de Postgraduados, 2013

RESUMEN

En la zona de riego abastecida por la derivadora Dique Alto del Módulo Corralejo del Distrito de Riego 011 “Alto Río Lerma”, Guanajuato se han presentando problemas de abastecimiento de agua en periodos de estiaje y problemas de inundación en las comunidades cercanas en las épocas de lluvia. Como una solución al suministro de agua para riego, se conduce agua a través del dren Munguía que llega al río Turbio y luego se lleva hasta la derivadora Dique Alto; sin embargo, el azolvamiento del río Turbio ha propiciado inundaciones en poblaciones cercanas aguas arriba de dicha derivadora cuando sube el nivel del agua en el río. Para dar solución a los problemas planteados anteriormente, se realizaron los estudios del presente trabajo en el Colegio de Postgraduados Campus Montecillo en el año 2012. Primeramente se realizó trabajo de campo, incluyendo levantamientos topográficos y visitas a los sitios del problema, se analizaron las posibles alternativas de solución y al final se detallaron cada uno de los estudios para concluir un proyecto ejecutivo de las obras propuestas. Del estudio hidrológico se obtuvo un gasto de $99.0 \text{ m}^3/\text{s}$ como demanda máxima, para un periodo de retorno de 10 años, para realizar modificaciones al vertedor de la derivadora. La red de conducción de proyecto será tubería de poliéster reforzado con fibra de vidrio con diámetros de 1,000 y 900 mm, en una longitud de 4,928.7 m; esta tubería podrá conducir un gasto de 60 lps desde el dren Munguía hasta la zona de riego. Además, se construirá un cárcamo de bombeo al inicio de la conducción para remplazar uno existente que bombeaba agua desde la presa derivadora hasta la zona de riego. Finalmente, se concluyó que si es posible evitar las inundaciones en las poblaciones aguas arriba de la derivadora Dique Alto y, al mismo tiempo, seguir abasteciendo de agua a la zona de riego del módulo Corralejo.

Palabras clave: Munguía, inundaciones, vertedor, cárcamo de bombeo.

Studies for modernization of the Dique Alto diverter dam on the Turbio river,
Irrigation District 011 Alto Rio Lerma, Guanajuato.

Jimenez Cruz David Mauricio, MC.
Colegio de Postgraduados, 2013

ABSTRACT

The irrigation area supplied by the Dique Alto diverter dam at Corralejo Module of Irrigation District 011 "Alto Rio Lerma" Guanajuato has been presenting a problems of water supply in times of drought and flooding problems in nearby communities during the rainy season. As a solution to the water supply for irrigation, water has been conducted through Munguia drain reaching the Turbio river and then brought to the Dique Alto diverter dam, but siltation on Turbio river has caused flooding in nearby towns upstream from the diverter dam when water levels rise in the river. To solve the problems above, the studies of the present work were developed in Montecillo Campus of the Colegio de Postgraduados in 2012. First, it was conducted fieldwork, including topographic surveys and visits to the sites with problems, then there were analyzed the possible solutions and, at the end, it was detailed every study to complete a final design of the proposed works. It was obtained a flow of 99.0 m³/s as a maximum demand from the hydrological study, for a return period of 10 years, to make amendments to the diverter spillway. The network pipe of the project will be polyester pipe reinforced with glass fiber in diameters of 1000 and 900 mm; the length is 4928.7 m; this network pipe may transport a flow of 600 lps from the Munguia drain to the irrigation zone. In addition, it will be constructed a pumping station at Munguia drain to replace an existing pumping station that pumped water from the diverter dam to the irrigation area. Finally, it was concluded that it is possible to avoid flooding in town's upstream Dique Alto diverter dam and, at the same time, to continue supplying water to the irrigation area of Corralejo module.

Keywords: Munguia, flooding, spillway, pumping station.

AGRADECIMIENTOS

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por la beca otorgada para concluir mis estudios de Maestría.

Al Colegio de Postgraduados, por ser una institución de gran mérito en el País y por la oportunidad brindada para realizar mis estudios.

Al Dr. Leonardo Tijerina Chávez por la dirección de ésta tesis y por todo el apoyo y comprensión brindado durante el desarrollo del estudio.

A la M.C. Sandra Luz Torres Suárez y al M.C. Erick Arturo Taboada Bernal por formar parte de mi consejo y por las atinadas observaciones realizadas al documento, gracias por su valioso apoyo.

A los compañeros y amigos Dr. Arturo Salgado, Bartolomé Espinoza, Genaro Contreras, Salvador Yescas, Jesús Rodríguez, José Luis Fraire y su brigada topográfica, José Luis Ledesma, René Martínez, David Vásquez, Jaime Primitivo, Lilibeth Guzmán, Juventino Guzmán y Juan Gabriel que pusieron su granito de arena para el desarrollo de este trabajo.

POR SU GRAN APOYO, MUCHAS GRACIAS.

DEDICATORIA

A toda mi familia que siempre me ha apoyado en todo, pero en especial al ser mas hermoso que Dios nos ha dado, porque con una simple y llana sonrisa logra que mi mundo se llene de felicidad y mire hacia adelante, con todo mi amor para ti:

Adiel Mauricio

CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	1
2. OBJETIVOS	3
3. HIPÓTESIS	3
4. REVISIÓN DE LITERATURA	3
4.1. ANTECEDENTES.....	3
4.2. DESCRIPCIÓN DEL SITIO.....	5
4.2.1. Localización de la zona de estudio.	5
4.2.2. Precipitación histórica del Distrito de Riego.....	8
4.2.3. Disponibilidad histórica y actual del agua.....	9
4.2.4. Características generales de operación.....	11
4.3. PROBLEMÁTICA.....	16
4.4. ESTUDIO TOPOGRÁFICO.	18
4.4.1. Topografía.....	18
4.4.2. Caracterización del sitio del sistema de riego.	21
4.5. ESTUDIO HIDROLÓGICO.....	24
4.5.1. Delimitación de la cuenca	24
4.5.2. Sistemas de información geográfica en estudios hidrológicos.....	26
4.5.3. Parámetros importantes a determinar en un estudio hidrológico.	27
4.5.4. Precipitación.....	28
4.5.5. Modelación hidrológica.....	31
4.6. DISEÑO HIDRÁULICO.....	34
4.6.1. Diseño de la red hidráulica de conducción.	34
4.6.2. Trazo de redes de riego.	37
4.6.3. Optimización de la red.....	39
4.6.4. Uso de software.	40
4.6.5. EPANET.....	41
4.6.6. GESTAR.....	42
4.6.7. WCADI (Weizman Computer Aided Design Irrigation).	43
4.7. DISEÑO ELECTROMECANICO.....	45
4.7.1. Cálculo y selección del equipo de bombeo.	45
4.7.2. Caracterización del cabezal (tren de descarga).....	49
4.7.3. Instalación eléctrica.	50
4.8. DISEÑO DE OBRA CIVIL.	52
4.8.1. Obra de Toma.....	52
4.8.2. Cárcamo de Bombeo	56
4.8.3. Caseta de Controles.....	65
4.8.4. Silletas y Atraques	66
4.8.5. Vertedores.....	70
5. MATERIALES Y METODOS	77
5.1. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO.	77
5.2. ESTUDIO HIDROLÓGICO.....	82
5.2.1. Delimitación de la cuenca.	82
5.2.2. Análisis de precipitación.....	83
5.2.3. Número de escurrimiento.....	84
5.2.4. Calibración del Modelo Lluvia-Escurrimiento.....	85
5.2.5. Obtención de gastos máximos por periodo de retorno.	86
5.3. DISEÑO HIDRÁULICO.....	87
5.4. DISEÑO ELECTROMECÁNICO.....	88

5.4.1.	<i>Diseño de Equipo de Bombeo</i>	88
5.4.2.	<i>Diseño del Sistema Eléctrico</i>	90
5.5.	DISEÑO DE OBRA CIVIL	93
5.5.1.	<i>Obra de Toma</i>	94
5.5.2.	<i>Cárcamo de Bombeo</i>	96
5.5.3.	<i>Caseta de Controles</i>	99
5.5.4.	<i>Silletas y Atraques</i>	100
5.5.5.	<i>Diseño del Vertedor</i>	102
5.5.6.	<i>Cruce de Carretera</i>	104
6.	RESULTADOS	105
6.1.	TOPOGRAFÍA	105
6.2.	ESTUDIO HIDROLÓGICO	110
6.2.1.	<i>Características de la cuenca</i>	110
6.2.2.	<i>Precipitación</i>	111
6.2.3.	<i>Número de curva</i>	115
6.2.4.	<i>Calibración del Modelo Lluvia-Escurrimiento</i>	117
6.2.5.	<i>Obtención de gastos máximos por periodo de retorno</i>	127
6.3.	DISEÑO HIDRÁULICO	128
6.3.1.	<i>Tubería principal</i>	128
6.3.2.	<i>Pérdidas de carga</i>	132
6.3.3.	<i>Válvulas de admisión y expulsión de aire</i>	132
6.3.4.	<i>Generación de plano de planta y perfil y secciones de proyecto</i>	132
6.4.	DISEÑO ELECTROMECHANICO	134
6.4.1.	<i>Parámetros para determinar el tipo de bomba</i>	134
6.4.2.	<i>Pérdidas de carga localizadas en el tren de descarga</i>	134
6.4.3.	<i>Cálculo de carga de succión neta disponible (NPSH):</i>	135
6.4.4.	<i>Carga barométrica</i>	136
6.4.5.	<i>Pérdida de carga antes del primer impulsor</i>	136
6.4.6.	<i>Características del cabezal (tren de descarga)</i>	136
6.4.7.	<i>Sistema eléctrico</i>	140
6.5.	DISEÑO DE OBRA CIVIL	148
6.5.1.	<i>Diseño de la Obra de Toma</i>	148
6.5.2.	<i>Diseño del Cárcamo</i>	159
6.5.3.	<i>Caseta de Controles</i>	173
6.5.4.	<i>Diseño de Silletas y Atraques</i>	174
6.5.5.	<i>Diseño del Vertedor</i>	179
6.5.6.	<i>Cruce de carretera</i>	182
7.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	184
8.	LITERATURA CITADA	186
9.	ANEXO	188

CONTENIDO DE CUADROS

Cuadro 1.	Fuentes de abastecimiento del Distrito de Riego 011.	9
Cuadro 2.	Plantas de bombeo por Módulo	10
Cuadro 3.	Superficie por tipo de tenencia y número de usuarios.	12
Cuadro 4.	Eficiencia de conducción en red mayor (%).	14
Cuadro 5.	Eficiencia de conducción en red menor (%).	14
Cuadro 6.	Eficiencias de conducción y distribución.	15
Cuadro 7.	Coefficiente de Hazen-Williams para algunos materiales.	43
Cuadro 8.	Constantes para diseño elástico de concreto armado.	60
Cuadro 9.	Resistencia que opone el terreno (T) a la introducción del atraque.	70
Cuadro 10.	Coefficientes en vertedores de cresta ancha.	73
Cuadro 11.	Parámetros para diseño de cárcamo según la BHRA.	97
Cuadro 12.	Estaciones meteorológicas dentro de la cuenca del río Turbio.	112
Cuadro 13.	Valores de precipitación máxima en 24 horas, cuenca del río Turbio.	113
Cuadro 14.	Valores de precipitación por periodo de retorno, cuenca del río Turbio.	115
Cuadro 15.	Valores de gasto máximo anual registrados en la estación hidrométrica Las Adjuntas.	117
Cuadro 16.	Valores de gasto máximo por periodo de retorno, estación Hidrométrica Las Adjuntas.	120
Cuadro 17.	Características físicas de la cuenca	121
Cuadro 18.	Valores de precipitación máxima en 24 horas, cuenca Las Adjuntas.	122
Cuadro 19.	Valores de precipitación por periodo de retorno, cuenca Las Adjuntas.	124
Cuadro 20.	Calibración del modelo Lluvia-Escurrimiento por el método del SCS vs hidrometría, cuenca Las Adjuntas.	125
Cuadro 21.	Ajuste de valores de número de curva (NC) en la cuenca del río Turbio.	126
Cuadro 22.	Características físicas de la cuenca.	127
Cuadro 23.	Valores de gasto máximo por periodo de retorno, río Turbio.	128
Cuadro 24.	Resultados de pérdida de carga y gasto en las líneas.	129
Cuadro 25.	Accesorios y conexiones necesarios en línea de conducción.	130
Cuadro 26.	Pérdidas de carga en codos.	134
Cuadro 27.	Pérdida de carga en válvula check.	134
Cuadro 28.	Pérdida de carga en medidor de gasto.	134
Cuadro 29.	Pérdida de carga en válvula de compuerta.	135
Cuadro 30.	Pérdida de carga en ampliación brusca.	135
Cuadro 31.	Potencia estimada para el equipo de bombeo.	135
Cuadro 32.	Carga barométrica.	136
Cuadro 33.	Pérdida de carga en filtro.	136
Cuadro 34.	Material y Equipo Tren de Descarga.	137
Cuadro 35.	Materiales necesarios para la estructura de transición aérea a subterránea.	147
Cuadro 36.	Datos de entrada.	149
Cuadro 37.	Pérdidas de carga por fricción.	149
Cuadro 38.	Pérdidas de carga por entrada.	149
Cuadro 39.	Pérdidas de carga por rejilla.	150
Cuadro 40.	Pérdidas de carga total.	150
Cuadro 41.	Longitudes propuestas para el Cárcamo.	159
Cuadro 42.	Verificación de parámetros.	159
Cuadro 43.	Características de Atraques.	177

CONTENIDO DE FIGURAS

Figura 1.	Presa derivadora Dique Alto.....	2
Figura 2.	Ubicación del Distrito de Riego 011 Alto Río Lerma.	6
Figura 3.	Distrito de Riego Alto Río Lerma, Estado de Guanajuato.	6
Figura 4.	Módulo de riego Corralejo.	7
Figura 5.	Superficie regada con Bombeo de la Derivadora.	7
Figura 6.	Registros mensuales de precipitación.	8
Figura 7.	Superficies de riego por Módulo del DR 011 Alto Río Lerma.....	13
Figura 8.	Azolvamiento en el río Turbio.	17
Figura 9.	Inundaciones en poblado las Cruces.....	17
Figura 10.	Menú principal del programa AX	30
Figura 11.	Trazo de la red para unir cada hidrante con la fuente de abastecimiento.	39
Figura 12.	Caracterización del tren de descarga	49
Figura 13.	Obra de Toma.....	53
Figura 14.	Componentes principales de una Obra de Toma.....	54
Figura 15.	Componentes de un Cárcamo, vista en planta	57
Figura 16.	Componentes principales de un Cárcamo, Corte A-A'.....	57
Figura 17.	Características de los empujes.....	59
Figura 18.	Diagrama de fuerzas y momentos actuantes	63
Figura 19.	Esquema de momentos y carga para la losa.	63
Figura 20.	Soluciones posibles para evitar la flotación de los cárcamos.	64
Figura 21.	Peso del agua, losa y muros.	64
Figura 22.	Fuerzas que actúan en el sistema.....	65
Figura 23.	Cargas para el cálculo de la distancia máxima entre silleas.....	66
Figura 24.	Atraque.	68
Figura 25.	Fuerza total resultante sobre el codo de una tubería con agua a presión.	69
Figura 26.	Superficie de apoyo para el atraque.....	70
Figura 27.	Esquema de un vertedor en planta y perfil.	71
Figura 28.	Vertedor rectangular. a) Cresta delgada. b) Cresta gruesa.	73
Figura 29.	Vista panorámica del dren Munguía y el punto de unión al río Turbio.	78
Figura 30.	Instalación de estación total.	79
Figura 31.	Punto conocido usado para la orientación de la estación.	79
Figura 32.	Levantamiento de secciones del dren Munguía.	80
Figura 33.	Cambio de estación.	80
Figura 34.	Delimitación de la cuenca con la herramienta SWAT, en ArcMAP.	83
Figura 35.	Estaciones meteorológicas en la zona de estudio.	84
Figura 36.	Parámetros del cárcamo según la BHRA (Planta).	98
Figura 37.	Parámetros según la BHRA (Perfil).	98
Figura 38.	Dimensiones y armado de atraque para codo.....	101
Figura 39.	Dimensiones y armado de Atraque para codo (2).....	102
Figura 40.	Vertedor existente.....	103
Figura 41.	Instalación y nivelación de quipo.	105
Figura 42.	Seccionamiento del cauce del dren Munguía.....	106
Figura 43.	Eliminación de ramas que impedían la visibilidad del prisma	106
Figura 44.	Levantamiento de detalles de la represa.....	107
Figura 45.	Software SOKKIA IO UTILITY.....	107
Figura 46.	Puntos de mayor elevación situados en el dren Munguía.....	108
Figura 47.	Elevaciones de Río Turbio, así como de las estructuras que se encuentran sobre el	

	mismo.	109
Figura 48.	Comparativa de niveles de altura de zonas de riesgo con respecto a una sección del río Turbio.	109
Figura 49.	Levantamiento topográfico del trazo propuesto.	110
Figura 50.	Cuenca del río Turbio.	111
Figura 51.	Área de influencia de las estaciones seleccionadas dentro de la cuenca, polígonos de Thiessen.	112
Figura 52.	Vista del ajuste de valores de precipitación a diferentes funciones de distribución, realizado con el programa AX.	114
Figura 53.	Extrapolación de valores a la función de mejor ajuste, Doble Gumbel.	114
Figura 54.	Distribución espacial del uso de suelo dentro de la cuenca del río Turbio.	116
Figura 55.	Distribución espacial del tipo de suelo dentro de la cuenca del río Turbio.	116
Figura 56.	Base de datos con características dentro de la cuenca.	117
Figura 57.	Vista del ajuste de valores de gasto a diferentes funciones de distribución, realizado con el programa AX.	119
Figura 58.	Extrapolación de valores a la función de mejor ajuste, Doble Gumbel.	119
Figura 59.	Delimitación de la cuenca de aportación a la estación hidrométrica “Las Adjuntas”.	120
Figura 60.	Área de influencia de las estaciones seleccionadas dentro de la cuenca Las Adjuntas, polígonos de Thiessen.	121
Figura 61.	Vista del ajuste de valores de precipitación a diferentes funciones de distribución, realizado con el programa AX.	123
Figura 62.	Extrapolación de valores a la función de mejor ajuste, Doble Gumbel.	123
Figura 63.	Distribución espacial de tipo y uso de suelo, cuenca Las Adjuntas.	124
Figura 64.	Vista de la simulación hidrológica de la cuenca Las Adjuntas, Tr 5.	125
Figura 65.	Vista de la simulación hidrológica de la cuenca del río Turbio, Tr 5.	127
Figura 66.	Perfil de la sección inicial de la línea de conducción.	133
Figura 67.	Detalle de una sección de proyecto.	133
Figura 68.	Isométrico del tren de descarga.	138
Figura 69.	Planta tren de descarga.	139
Figura 70.	Perfil del tren de descarga.	139
Figura 71.	Detalle en planta de “manifold” de acero del tren de descarga.	140
Figura 72.	Esquema del acomodo de los equipos para la subestación.	141
Figura 73.	Diagrama unifilar.	142
Figura 74.	Subestación de sistemas de Tierras.	143
Figura 75.	Distribución de lámparas para alumbrado y conexiones.	144
Figura 76.	Detalles de instalación de alumbrado (1).	144
Figura 77.	Detalles de instalación de alumbrado (2).	145
Figura 78.	Vestido del poste para acometida.	146
Figura 79.	Ubicación de Obra de toma.	151
Figura 80.	Diseño elevaciones de obra de toma.	151
Figura 81.	Caseta de Controles (Vista Frontal).	174
Figura 82.	Caja de Protección de Válvulas.	178
Figura 83.	Vista en planta de vertedor actual.	179
Figura 84.	Perfil Eje A-A' de vertedor actual.	179
Figura 85.	Planta de ampliación de Vertedor.	181
Figura 86.	Perfil por el eje B-B'.	181
Figura 87.	Corte C-C'.	182
Figura 88.	Planta Cruce de Carretera.	183
Figura 89.	Corte B-B' Cruce de Carretera.	183

1. INTRODUCCIÓN

La Cuenca del río Turbio está situada en la parte poniente del Estado de Guanajuato; colinda con el estado de Jalisco y está delimitada al Noroeste con la cuenca del río Santiago, al Este con la cuenca del río Guanajuato-Silao y al Sur y Sureste, con la cuenca directa del río Lerma.

En lo que corresponde al territorio del estado de Guanajuato, abarca los municipios de: Purísima del Rincón, Cuerámara y en parte los de León, San Francisco del Rincón, Manuel Doblado, Abasolo, Pénjamo y en menor superficie Huanímaro, Romita e Irapuato.

El río Turbio es un afluente derecho del río Lerma figurando entre los más importantes de la cuenca alta de éste río; tiene su origen en la Sierra Cuatralba a unos 20 kilómetros al norte de la ciudad de León, con el nombre de Arroyo La Patiña, uniéndose por la margen izquierda los arroyos Los Castillos, Ibarrilla, Ojo de Agua de Los Reyes, Alfaro y El Salto; por la margen derecha confluye el Arroyo Mariches, todos ellos dentro y en las inmediaciones de la Ciudad de León por la parte este, en este tramo el colector principal se conoce como río de los Gómez. Posteriormente se le une por la margen derecha el río Santiago (río Pedrito), en el Municipio de San Francisco del Rincón, a la altura de las comunidades de San Bernardo. En el Municipio de Purísima del Rincón el río se bifurca en el sitio que se ubica la carretera El Maguey-Manuel Doblado, por el centro escurre tanto por el río Las Conchas (conocido como Isabelota) como por su cauce natural, volviendo a ser un solo cauce hasta el poblado Maravillas en el Municipio de Manuel Doblado, en este punto el río retoma la dirección norte-sur hasta Las Adjuntas en el Municipio de Manuel Doblado, en este tramo confluyen por la margen derecha el Arroyo Jalpa y otros de menor importancia; a la altura de Las Adjuntas por la margen derecha confluye el río Colorado, a partir de este punto el río Turbio cambia su rumbo al oeste-este hasta 7 km., al noreste de la Ciudad de Cuerámara donde vuelve a tomar la dirección norte-sur. Aproximadamente 45 km, aguas abajo confluyen, por la margen izquierda el Arroyo Seco y por la margen derecha el río Pénjamo, finalmente el río Turbio llega su confluencia con el río Lerma a 2

km, aguas arriba de la población llamada La Calle, en el Municipio de Pénjamo, después de un recorrido de aproximadamente 223 km (Comisión Nacional del Agua, 2006).

Aproximadamente a unos 3 kilómetros aguas abajo de la población el Tule, se encuentra un dique derivador llamado “Dique Alto”, el cual opera el Distrito de riego 011 “Alto Río Lerma”, éste dique tiene la finalidad de elevar el tirante para desviar el agua a un cárcamo de bombeo actualmente deteriorado, que abastece al módulo Corralejo con un gasto de 600 lps para una superficie de 881.90 ha, de este mismo distrito, sin embargo, por las condiciones topográficas del terreno y por la forma del cauce de río Turbio, éste, genera un remanso de tal magnitud, que, en épocas de lluvia se desborda provocando inundaciones en las poblaciones que se encuentran aguas arriba de este dique, las poblaciones afectadas son Carrozas y las cruces (Figura 1).



Figura 1. Presa derivadora Dique Alto.

Es por esta razón que se plantea el problema de seguir abasteciendo al módulo Corralejo y evitar que se inunden estas poblaciones.

2. OBJETIVOS

- Realizar un estudio topográfico para conocer las características del sitio de estudio y con ello poder proponer y diseñar obras que topográficamente estén bien referenciadas y puedan construirse.
- Realizar un estudio hidrológico para cuantificar el caudal que transita por el río turbio para diferentes periodos de retorno y con ello dimensionar las obras para regular los caudales del Río Turbio.
- Realizar los análisis adecuados para proponer obras de infraestructura hidráulica que eviten o regulen las zonas de inundación y que a su vez no se limite el gasto que abastece al módulo Corralejo.

3. HIPÓTESIS

- El estudio topográfico permitirá conocer las condiciones actuales de la zona de estudio y analizar alternativas para dar solución a los problemas presentados en la zona de estudio.
- El estudio hidrológico permitirá conocer el gasto que transita por el Río Turbio para posteriormente diseñar las obras que regulen el caudal del Río.
- El diseño de las obras que se propongan darán solución a los problemas de inundación de las poblaciones aguas arriba de la derivadora dique alto del río Turbio sin dejar de abastecer al módulo Corralejo.

4. REVISIÓN DE LITERATURA

4.1. ANTECEDENTES.

El 13 de abril de 1989, se suscribió el Acuerdo de Coordinación donde los Ejecutivos de los estados de Guanajuato, Jalisco, México, Michoacán y Querétaro, Dependencias y Entidades Federales, manifiestan su voluntad política para desarrollar programas y acciones sobre ordenamiento de la explotación, uso y aprovechamiento de las aguas nacionales, de saneamiento, de uso eficiente del agua y de conservación de cuencas y corrientes en el

ámbito de la cuenca Lerma-Chapala. El 1° de septiembre de 1989 estos mismos participantes suscribieron un acuerdo mediante el cual se constituyó un Consejo Consultivo de Evaluación y Seguimiento de los compromisos contraídos en el acuerdo del 13 de abril de 1989 (Colegio de Postgraduados, 2006).

El 8 de diciembre de 1992, el Consejo Técnico de la Comisión Nacional del Agua, acordó la creación del Consejo de Cuenca Lerma-Chapala.

El 28 de enero de 1993, los integrantes del Consejo Consultivo acordaron adecuar su funcionamiento a lo establecido en la Ley de Aguas Nacionales, para tomar la forma de Consejo de Cuenca Lerma-Chapala.

El 29 de abril de 2004, se publicó en el Diario Oficial de la Federación el Decreto que modifica y adiciona a la Ley de Aguas Nacionales, en el que se reconoce expresamente a las Comisiones de Cuenca como órganos auxiliares de los Consejos de Cuenca y por tanto con la posibilidad de ejercer las funciones establecidas en el artículo 13 BIS 3 de la misma ley.

En la reunión del Grupo de Seguimiento y Evaluación (GSE) del Consejo de Cuenca Lerma Chapala realizada el 20 de abril de 2007, se aprobó la creación de la Comisión de Cuenca del río Turbio como uno de sus órganos auxiliares, en apego a lo estipulado en los artículos 13 BIS 1, 13 BIS 2, 13 BIS 3, 14 y 14 BIS de la Ley de Aguas Nacionales, así como los artículos 34, 35 y 36 de la Reglas de Organización y Funcionamiento de los Consejos de Cuenca.

ACCIONES DE CONFORMACIÓN DE LA COMISIÓN DE CUENCA

Con el acuerdo del GSE del Consejo de Cuenca Lerma Chapala, se formalizó el Grupo Promotor integrado por representantes de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales (SEMARNAT), Procuraduría Federal de Protección al Ambiente (PROFEPA), Comisión Estatal del Agua de Guanajuato

En la ciudad de León, el 5 de junio de 2007, se procedió a efectuar la protocolización e instalación de la Comisión de Cuenca del Río Turbio, firmándose para ello el acta correspondiente.

En el mes de Julio de 1976, debido a los derrames de las presas El Sauz y San Antonio, se colapsaron los bordos Los Arrieros, Los Sauces y La Recibidora, ocasionando la inundación de 12,000 hectáreas en los municipios de Abasolo y Manuel Doblado. En los meses de Julio y Agosto de 1996, se vieron afectadas las comunidades de La Carroza y El Tule, con 1000 y 600 habitantes, así como 100 y 200 viviendas respectivamente, siendo la causa el gran azolve existente en el cauce y falta de bordería en las márgenes.

Del 9 de Julio al 30 de Octubre de 2003, algunos municipios se vieron afectados por precipitaciones intensas atípicas, a tal grado que hubo la necesidad de hacer la declaratoria de Desastre Natural, siendo un total de 45 comunidades, con 1,087 viviendas afectadas y 1,143 familias evacuadas (5,300 habitantes), siendo las principales causas el azolvamiento, sección hidráulica insuficiente, poca pendiente y dificultad de descarga del río Turbio en la confluencia con el río Lerma cuando este ultimo presenta tirantes elevados.

4.2. DESCRIPCIÓN DEL SITIO.

4.2.1. Localización de la zona de estudio.

El Distrito de Riego 011 Alto Río Lerma, Guanajuato, se encuentra ubicado en las coordenadas 20°16' de latitud Norte y 100°56' de longitud Oeste (Véase las Figuras 2, 3, 4 y 5), dentro de los Municipios de Acámbaro, Salvatierra, Santiago Maravatío, Jaral, Yuriria, Valle de Santiago, Villagrán, Cortazar, Salamanca, Irapuato, Guanajuato, Silao, Tarimoro, Pueblo Nuevo, Abasolo, Huanímaro, y Pénjamo del Estado de Guanajuato (Colegio de Postgraduados, 2006).

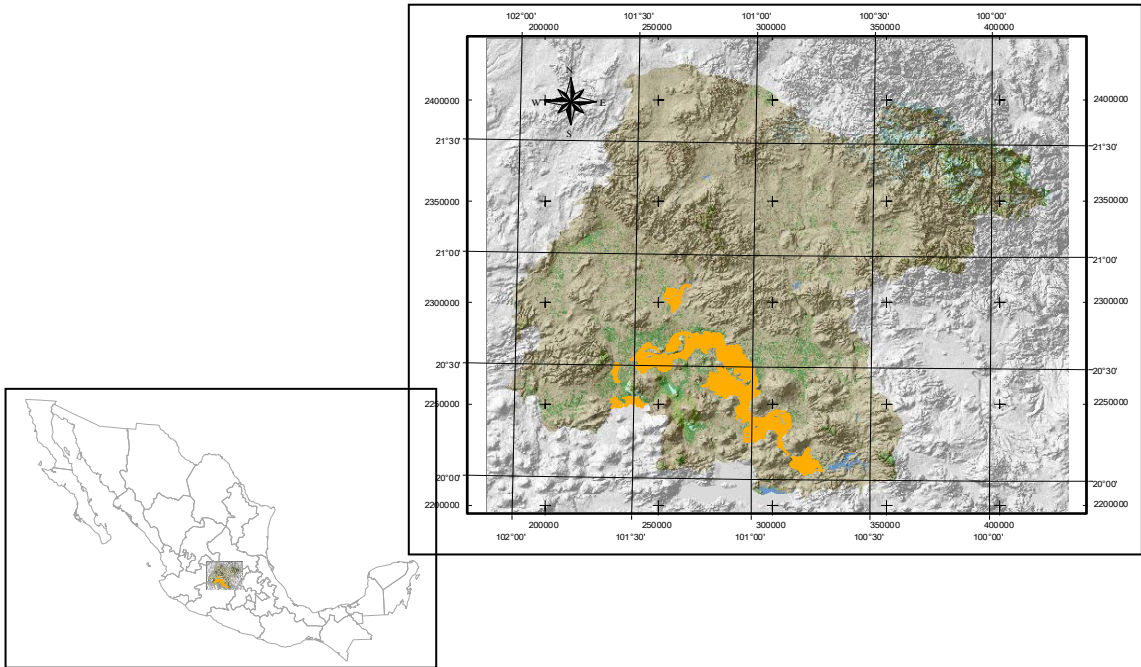


Figura 2. Ubicación del Distrito de Riego 011 Alto Río Lerma.

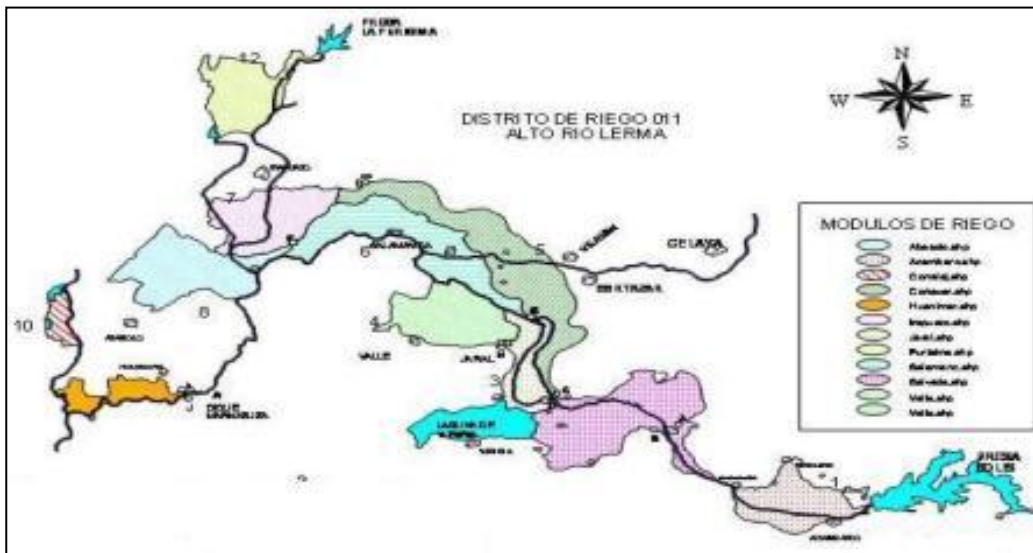


Figura 3. Distrito de Riego Alto Río Lerma, Estado de Guanajuato.



Figura 4. Módulo de riego Corralejo.

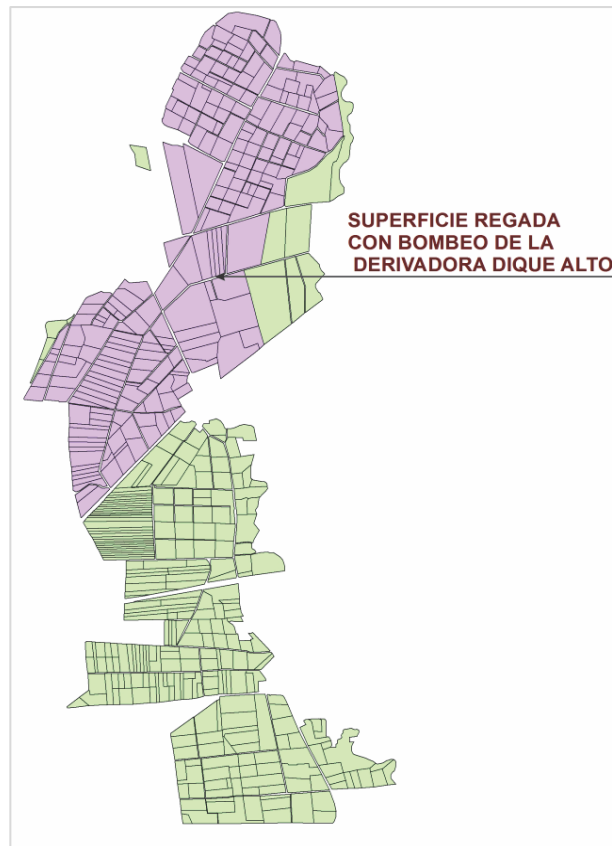


Figura 5. Superficie regada con Bombeo de la Derivadora.

4.2.2. Precipitación histórica del Distrito de Riego.

El Distrito de Riego 011 Alto Río Lerma está ubicado en subprovincias, sierras volcánicas y lagos centrales, bajíos michoacanos y guanajuatenses, con seis unidades de suelos, de los cuales destacan los “vertisoles”, cuyas características son: gran profundidad, alto contenido de arcilla, color oscuro, pesados, fértiles, ricos en materia orgánica, poco erosionables y se agrietan por la falta de humedad. La textura es 82.7% pesada, 13.9% media y 3.4% ligera con una salinidad media de 2.07%.

El clima en la región donde se ubica el Distrito es templado subhúmedo con lluvias en verano, con una precipitación media anual de 602 mm (Extractor Rápido de Información Climatológica, ERIC III), temperatura media anual entre los 18 a 20° C, un rango de heladas de 10 a 20 días, con ocurrencia de noviembre a febrero, y se presentan de una a tres granizadas anuales, para mayor referencia véase la Figura 6.

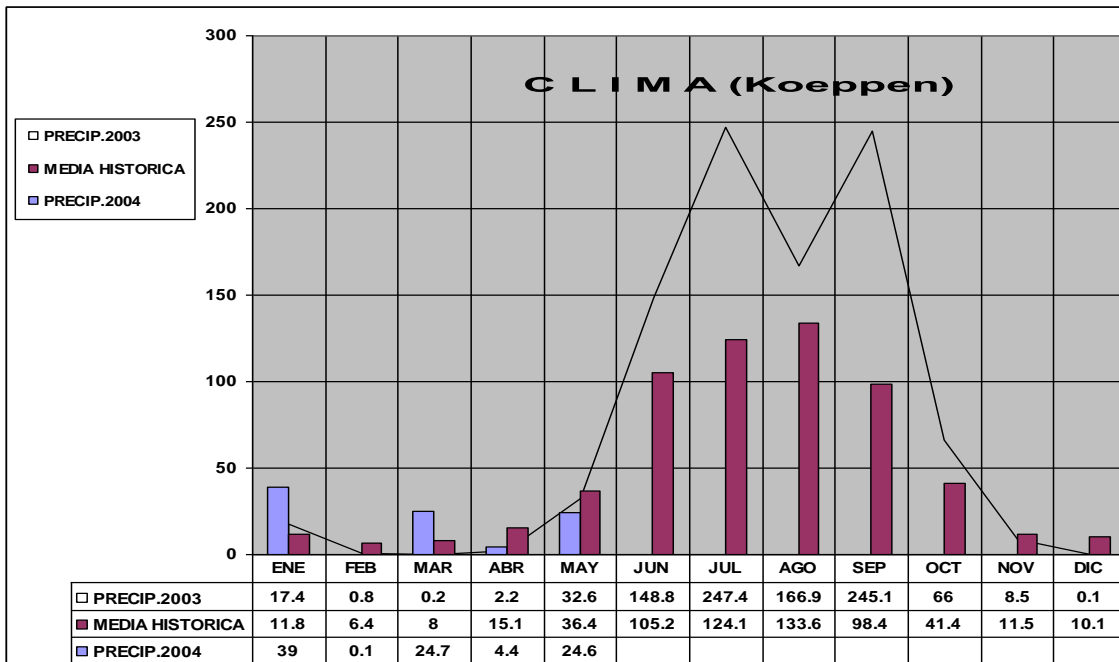


Figura 6. Registros mensuales de precipitación.

4.2.3. Disponibilidad histórica y actual del agua.

Oferta (Volúmenes distribuidos).

A lo largo del tramo del río Lerma, que cruza el Estado de Guanajuato, se cuenta con los vasos de almacenamiento de: Tepuxtepec, Solís, Laguna de Yuriria y La Purísima. La capacidad de cada una de estas fuentes de abastecimiento, con su respectiva distribución actual se presenta en el Cuadro 1.

Cuadro 1. Fuentes de abastecimiento del Distrito de Riego 011.

Fuente de abastecimiento	Almacenamiento en miles de m ³		Aprovechamiento para riego	Otros usos
	Capacidad útil	Capacidad para riego		
Presa Tepuxtepec	537,527	400,000	74.4%	Riego del DR 045 y generación
Presa Solís	1,071,022	728,282	68.0%	-----
Laguna de Yuriria	325,195	187,856	57.8%	Pesca
Suma:	1,933,744	1,316,138	68.1%	-----
Presa La Purísima	196,000	110,000	56.1%	-----
Total:	2,129,744	1,426,138	67.0%	-----

Fuente: DR 011 Alto Río Lerma, Celaya, Gto.

La Presa Tepuxtepec almacena y sirve de transvase para la Presa Solís, ya que antes de llegar al Distrito de Riego 011 riega la Unidad Maravatío del Distrito de Riego 045. La Presa Solís es la más importante del sistema, ya que es la de mayor volumen y la de menor evaporación, y sirve a los Módulos Acámbaro, Salvatierra, Cortazar, Irapuato, Abasolo, Corralejo y Huanímaro; como actividad secundaria se tiene la pesca. La Laguna de Yuriria riega los Módulos Valle y Salamanca; tradicionalmente la pesca es una actividad que beneficia a los poblados ribereños. La Presa La Purísima riega el Módulo Purísima (Colegio de Postgraduados, 2006).

Para la distribución de estos volúmenes se cuenta con cinco presas derivadoras: Chamacuaro, Reforma, Lomo de Toro, Santa Julia y Dique Markazuza. A su vez, la red de distribución está formada por 452.6 km de canales principales, de los cuales 103.3 km están

revestidos; 1,341.6 km de canales secundarios, de los cuales 152.2 km están revestidos; y se tienen 5,326 estructuras en la red de canales.

La red de Drenaje se compone de 428 km de Drenes principales, 624 km de Drenes secundarios y 1,328 estructuras en los Drenes.

La red de comunicación está formada por 630 km de caminos de terracería de red mayor y 601 km de caminos de terracería de red menor.

La infraestructura electromecánica está compuesta por 190 pozos oficiales, 1,540 pozos particulares; en el Cuadro 2 se presentan las plantas de bombeo por Módulo.

Cuadro 2. Plantas de bombeo por Módulo

Módulo	Plantas de Bombeo
Corralero	3
Huanímaro	13
Abasolo	8
Cortazar	4
Salvatierra	11
Valle	2
Total	41

Fuente: DR 011 Alto Río Lerma.

Demanda

En el área de la Cuenca Lerma-Chapala se asienta un gran número de habitantes, por lo que la demanda de agua es muy elevada con relación a la oferta. Los principales usos que demandan agua en cantidad y calidad son la agricultura, las ciudades y poblaciones aledañas, la industria y algunos proyectos turísticos y/o ecológicos.

En apego a la política hidráulica diseñada para el aprovechamiento del agua, se creó el Consejo de la Cuenca Lerma-Chapala. Este Consejo está formado por representantes de diversas dependencias del Gobierno Federal relacionadas con el tema, representantes de Gobiernos locales y representantes de los usuarios del recurso; como parte de sus actividades se tienen el dar seguimiento a las acciones emprendidas dentro del convenio de coordinación y concertación para llevar a cabo el “Programa sobre la distribución y usos de las aguas superficiales de propiedad nacional de la cuenca Lerma-Chapala”. Las acciones

emprendidas son las encaminadas a cumplir con los objetivos del Acuerdo de Coordinación: sanear la Cuenca; ordenar y reglamentar el uso del agua entre entidades; lograr el uso eficiente del agua y manejar y conservar las cuencas y corrientes. Dicho acuerdo fue suscrito el 13 de Abril de 1989, por el Gobierno Federal y los Gobiernos estatales de Guanajuato, Jalisco, México, Michoacán y Querétaro.

En el mes de noviembre de cada año, el Consejo, apoyado en el boletín que para tal efecto publica la CONAGUA, determina y asigna el volumen que de las fuentes superficiales podrán disponer los usuarios de la Cuenca a lo largo del año. El volumen se calcula de acuerdo con el almacenamiento al día primero de noviembre y con las demandas medias.

Los volúmenes de agua para riego concesionados a cada Módulo anualmente, hacen un total de 821.47 Millones de metros cúbicos (Mm^3) provenientes de fuentes superficiales, más 76.80 Mm^3 de agua subterránea (pozos oficiales), para un gran total de 898.27 Mm^3 . Sin embargo, el volumen asignado de fuentes superficiales por el Consejo de Cuenca en los últimos once años agrícolas, ha sido en promedio de 756.3 Mm^3 , siendo la asignación más alta la correspondiente al año agrícola 1998-1999 (911.3 Mm^3) y la más baja en el año 1997-1998 (480.4 Mm^3); el volumen realmente utilizado a lo largo de los mismos años fue en promedio de 697.96 Mm^3 , con 981.7 Mm^3 en el año más alto y 291.2 Mm^3 en el más bajo.

A partir de ello, las autoridades del Distrito consideran que el volumen utilizado está por debajo de lo asignado, ya que se cuida que el agua realmente alcance con el mínimo necesario a cubrir con riego los cultivos que se establezcan en el año agrícola, sin correr el riesgo de quedarse sin agua a la mitad del ciclo de cultivo, aun cuando después se recupere el almacenamiento.

4.2.4. Características generales de operación.

Superficies.

El Distrito de Riego 011 Alto Río Lerma dispone de una superficie agrícola de 110,769.40 ha, de las cuales corresponden al ejido 61,607.07 ha (55.62%), en tanto que la propiedad

privada cuenta con 49,162.43 ha (44.38%). El detalle del tipo de propiedad y usuarios por Módulo se presenta a continuación en el Cuadro 3:

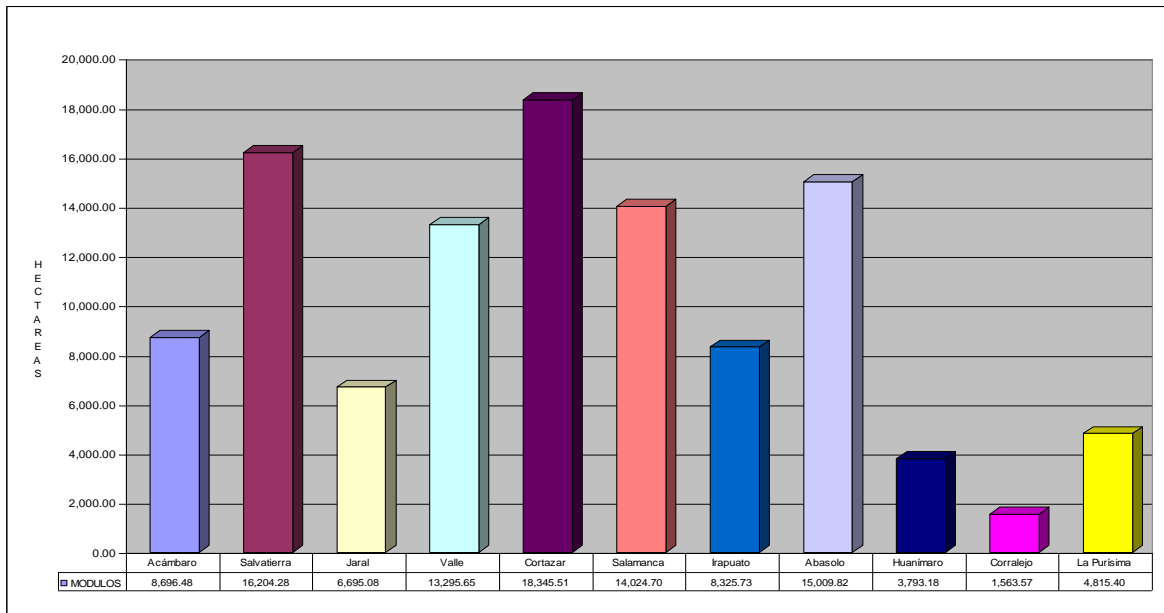
Cuadro 3. Superficie por tipo de tenencia y número de usuarios.

Módulos	Sup. Agric. Tot. (ha)	Usuarios No.	Tenencia Media Tot. (ha)	Ejido (ha)	Ejido (No. de usuarios)	Tenencia media Ej. (ha)	P.P (ha)	P.P. (No. de usuarios)	Tenencia media P.P. (ha)
1.Acámbaro	8,696.48	1,732	5.02	6,393.02	1,497	4.27	2,303.46	235	9.80
2.Salvatierra	16,204.28	5,600	2.89	13,847.65	4,968	2.79	2,356.73	632	3.73
3.Jaral	6,695.08	1,413	4.74	3,253.22	1,091	2.98	3,441.86	322	10.69
4.Valle	13,295.65	2,163	6.15	7,164.59	1,739	4.12	6,131.06	424	14.46
5.Cortazar	18,345.51	2,978	6.16	9,711.55	2,030	4.78	8,633.96	948	9.11
6.Salamanca	14,024.70	2,313	6.06	5,135.27	1,099	4.67	8,889.43	1214	7.32
7.Irapuato	8,325.73	1,229	6.77	4,126.72	965	4.28	4,199.01	264	15.91
8.Abasolo	15,009.82	2,240	6.70	4,677.23	1,200	3.90	10,332.59	1040	9.94
9.Huanímaro	3,793.18	835	4.54	2,283.44	674	3.39	1,509.74	161	9.38
10.Corrалеjo	1,563.57	322	4.86	1,242.52	307	4.05	321.05	15	21.40
11.La Purísima	4,815.40	1,123	4.29	3,771.86	996	3.79	1,043.54	127	8.22
TOTAL	110,769.40	21,948	5.05	61,607.07	16,566	3.72	49,162.43	5,382.00	9.13

Fuente: DR 011 Alto Río Lerma.

El promedio de superficie por Módulo es de 10,069.95 ha; no obstante, las dimensiones entre unos y otros difieren de manera significativa; por ejemplo, en el Módulo Cortazar, el más grande, representa con sus 18,345.51 ha el 16.56% de la superficie total del Distrito, en contraste con el Módulo Corralejo, el más reducido, con sólo 1,563.57 ha (1.41%).

En cuanto a la superficies a nivel de Módulo, destacan además las correspondientes a Salvatierra, con 16,204.28 ha, Abasolo, con 15,009.82 ha, Salamanca, con 14,024.70 ha, y Valle, con 13,295.65 ha, que junto con el Módulo Cortazar representan un total de 76,879.96 ha, el 69.41% del total de la superficie total del Distrito. Por su parte, los Módulos Acámbaro, Jaral, Irapuato, Huanímaro, Corralejo y La Purísima integran en conjunto 33,889.44 ha, iguales al 30.59% de la superficie del Distrito, según puede observarse en la Figura 7.



FUENTE: DR 011 Alto Río Lerma.

Figura 7. Superficies de riego por Módulo del DR 011 Alto Río Lerma.

La superficie dominada es de 115,769.40 ha, estando bajo riego un promedio de 110,769.40 ha, que representa un 95.68% de la superficie.

Eficiencias de riego.

Actualmente en el Distrito no se tiene el cálculo de la eficiencia global de riego debido a diversas carencias en el sistema, a continuación, se consignan los aspectos más relevantes relativos al proceso de riego y a la determinación de su eficiencia.

En todo el distrito no se tienen datos exactos de volúmenes de agua usados a nivel parcelario, debido a que se cuenta con poca infraestructura para realizar aforos; por esta razón el método empleado es el de hectárea-riego, en el que el usuario puede utilizar el volumen que considere necesario, y esta es la razón por la que se carece de datos relativos a las pérdidas de volumen a nivel parcelario. Únicamente se dispone de estimaciones en las que se mencionan eficiencias que van del 60 al 75%, siendo los Módulos en los que se ha modernizado el riego, los que observan eficiencias por arriba del 65%.

Respecto a la eficiencia de la red mayor (Cuadro 4), presenta diferencias en cada uno de los Módulos que integran el Distrito, durante el período de 1986-1987 al 1997-1998.

Cuadro 4. Eficiencia de conducción en red mayor (%).

Módulo	86-87	87-88	88-89	89-90	90-91	91-92	92-93	93-94	94-95	95-96	96-97	97-98	Efic. Media
Acámbaro	77.1	76.0	89.5	73.0	76.0	84.6	72.9	79.9	77.0	78.7	81.0	78.7	78.7
Salvatierra	74.0	77.1	71.8	71.1	71.3	69.7	67.6	66.8	60.9	67.4	66.4	67.8	69.3
Jaral	90.5	88.2	90.1	92.6	87.7	80.9	86.8	86.5	86.0	84.0	85.1	76.2	86.2
Valle	85.8	91.3	86.7	81.3	84.7	81.3	85.3	83.0	83.9	83.4	84.2	85.7	84.7
Cortazar	58.0	52.7	68.3	77.7	73.8	57.4	70.2	71.7	74.4	79.0	78.4	81.5	70.3
Salamanca	54.9	70.9	75.1	81.2	70.0	68.3	73.6	73.5	87.2	84.5	81.5	82.3	75.3
Irapuato	73.2	74.3	77.1	84.0	79.6	74.0	85.8	81.8	79.9	85.1	79.4	79.9	79.5
Abasolo	87.4	83.9	74.9	87.4	66.2	60.6	83.8	74.3	82.4	82.2	78.4	83.2	78.7
Huanímaro	78.0	73.6	78.0	92.5	71.0	76.4	73.6	66.9	75.6	72.8	72.4	60.6	74.3
Corralejo	N/D	N/D	N/D	N/D	N/D	N/D	90.9	57.6	50.0	55.5	72.1	42.9	61.5
La Purísima	83.7	80.9	82.3	81.9	84.5	87.9	85.8	84.3	90.1	86.0	94.5	86.7	85.7

Fuente: Estadísticas del DR 011 Alto Río Lerma.

Según la información presentada, los Módulos de Jaral, La Purísima y Valle muestran los mayores niveles de eficiencia de conducción en la red mayor con medias de 86.2, 85.7 y 84.7%. Por su parte, en la mayoría de los Módulos se registraron eficiencias medias que varían de 70.3 a 79.5%, con excepción de los Módulos Corralejo y Salvatierra, con medias de 61.5 y 69.3%, respectivamente.

En general, la medición de las pérdidas de conducción en la red menor se realiza de una manera empírica, toda vez que no se cuenta con las suficientes estructuras de aforo. A continuación se presenta en el (Cuadro 5) una relación de la eficiencia promedio de la red menor para cada uno de los Módulos.

Cuadro 5. Eficiencia de conducción en red menor (%).

Módulo	86-87	87-88	88-89	89-90	90-91	91-92	92-93	93-94	94-95	95-96	96-97	97-98	Efic. Media
Acámbaro	79.4	74.5	72.3	64.0	78.9	77.7	70.0	68.7	63.8	71.0	72.0	70.1	71.9
Salvatierra	88.0	75.2	85.1	85.1	81.9	78.8	62.7	85.2	83.2	92.9	85.8	83.2	82.3
Jaral	65.0	60.0	76.9	63.9	66.7	69.1	69.0	64.6	68.0	71.1	75.0	75.9	68.8
Valle	66.9	57.2	72.0	61.5	72.7	69.4	74.6	80.0	77.4	84.7	87.3	74.8	73.2
Cortazar	72.4	63.6	71.6	66.4	66.0	78.8	76.8	77.3	85.4	80.4	78.3	78.0	74.6
Salamanca	86.9	66.4	71.4	58.0	65.4	64.4	75.0	82.9	85.0	79.8	77.2	63.1	73.0
Irapuato	81.6	77.3	83.7	80.1	87.4	83.5	79.1	78.7	81.2	76.4	87.5	80.7	81.4
Abasolo	78.4	61.4	79.8	71.3	84.4	77.1	82.7	89.2	88.8	86.9	87.1	69.5	79.7
Huanímaro	77.9	79.6	81.8	78.2	79.1	79.1	75.7	72.0	68.9	82.3	76.9	71.3	76.9

Corralejo	82.9	86.1	87.4	87.6	91.9	88.1	81.1	80.7	78.8	82.7	84.3	80.5	84.3
La Purísima	82.2	68.1	80.7	74.7	89.3	85.8	81.2	83.9	82.8	89.0	83.0	80.5	81.8

Fuente: Estadísticas del DR 011 Alto Río Lerma.

En la red menor también es posible conformar tres grupos en cuanto al nivel de eficiencia de distribución. En el primero, los Módulos Corralejo, Salvatierra, La Purísima e Irapuato presentaron valores de eficiencia promedio que varían entre 84.3, 82.3, 81.8 y 81.4%.

A continuación se presenta en el Cuadro 6 un resumen con las eficiencias promedio, del período analizado, para la red menor y mayor de cada uno de los Módulos.

Cuadro 6. Eficiencias de conducción y distribución.

Módulo	Superficie (ha)	Efic. Red Mayor (%)	Efic. Red Menor (%)	Efic. hasta la distribución. (%)
Jaral	6,695.08	86.2	68.8	59.31
La Purísima	4,815.40	85.7	81.8	70.10
Valle	13,295.65	84.7	73.2	62.00
Irapuato	8,325.73	79.5	81.4	64.71
Acámbaro	8,696.48	78.7	71.9	56.59
Abasolo	15,009.82	78.7	79.7	62.72
Salamanca	14,024.70	75.3	73.0	54.97
Huanímaro	3,793.18	74.3	76.9	57.14
Cortazar	18,345.51	70.3	74.6	52.44
Salvatierra	16,204.28	69.3	82.3	57.03
Corralejo	1,563.57	61.5	84.3	51.84
Superficie Total	110,769.40	Eficiencia Media (%)		58.99

Fuente: Estadísticas del DR 011 Alto Río Lerma.

Con un nivel de eficiencia intermedia se tienen los Módulos Abasolo, Huanímaro, Valle, Salamanca y Acámbaro con valores promedio entre 71.9 y 79.7% en el período. La eficiencia más baja se reporta en el Módulo Jaral con una media de 68.8% en el período.

De acuerdo al cuadro anterior la eficiencia en el sistema de conducción y distribución en el Distrito es de 58.99%, la cual será utilizada para este estudio, sin considerar la eficiencia a nivel parcelario, sin embargo, los niveles de eficiencia en los Módulos presenta diferencias marcadas entre unos y otros.

En primer lugar destaca el Módulo La Purísima, con una eficiencia promedio hasta la distribución de 70.1%¹. En segundo término figuran los Módulos Irapuato, Abasolo y Valle, con 64.71%; 62.72% y 62.00% respectivamente. Por último, los Módulos Salvatierra, Acámbaro, Salamanca, Cortazar y Corralejo presentan niveles de eficiencia global en el periodo de referencia que varían de 57.03 y 51.84%.

En 10 de los 11 Módulos que constituyen el Distrito de Riego, se registran problemas de entrega oportuna en los tramos finales de los canales principales, debido básicamente a tomas altas y demandas extemporáneas de agua por parte de los usuarios. Adicionalmente, en el Módulo Acámbaro se presenta un problema relacionado con una falla en el canal que incide negativamente en la oportunidad en la entrega.

4.3. PROBLEMÁTICA.

Cuando ocurren precipitaciones extraordinarias y la magnitud de las avenidas supera a la capacidad de conducción del cauce principal y de los tramos finales de los cauces de sus afluentes, en la planicie del río Turbio se propician desbordamientos e inundaciones que en su mayoría corresponden a terrenos de poca pendiente y con ello se generan afectaciones de zonas urbanas y desarrollos industriales de León y San Francisco del Rincón, así como a localidades rurales y terrenos agrícolas en otros municipios (Figura 8). También, en el municipio de Manuel Doblado se generan afectaciones por desbordamientos del arroyo Isabelota, cuyo cauce es sensiblemente paralelo al del río Turbio.

¹ El proceso de entrega es más eficiente debido a la cercanía del punto de control (PC) a la fuente de abastecimiento.



Figura 8. Azolvamiento en el río Turbio.

Aunado a esto, el dique Alto sobre el río Turbio es una estructura que provoca estas inundaciones aguas arriba, esto debido a la necesidad de mantener un tirante elevado en el río para abastecer al bombeo del módulo Corralejo (Figura 9).



Figura 9. Inundaciones en poblado las Cruces.

4.4. ESTUDIO TOPOGRÁFICO.

4.4.1. Topografía.

Se define la topografía (del griego: topos, lugar y graphein, describir) como la ciencia que trata de los principios y métodos empleados para determinar las posiciones relativas de los puntos de la superficie terrestre, por medio de medidas, y usando los tres elementos del espacio. Estos elementos pueden ser: dos distancias y una elevación, o una distancia, una dirección y una elevación (García, 2003).

La topografía, en general, es una aplicación de la geometría y, por tanto, sin el conocimiento de esta ciencia, sería imposible que aquélla llenara el cometido que tiene asignado.

La topografía define la posición y las formas circunstanciales del suelo; es decir, estudia en detalle la superficie terrestre y los procedimientos por los cuales se pueden representar, todos los accidentes que en ella existen, sean naturales o debidos a la mano del hombre. El medio usual de expresión es el dibujo, además se encuentra directamente relacionada con la Tierra. El estudio de la Tierra como cuerpo en el espacio le corresponde a la Astronomía; y como globo terrestre en lo que concierne a su configuración precisa y su medida le corresponde a la Geodesia; pero el hombre tiene necesidad de algo más, de un estudio detallado de un territorio determinado de la tierra, en el cual orientará su existencia diaria.

He aquí donde entra la topografía: ayuda a determinar los linderos de la propiedad, con sus divisiones interiores y diversos cultivos, las viviendas, los caminos y los ríos, los puentes, los ferrocarriles, los montes con sus valles y barrancos, los bosques, los pantanos, etc., y, en suma, todas aquellas particularidades del terreno que puedan interesar en las cuestiones que se presentan en las necesidades de la vida práctica.

Las actividades fundamentales de la topografía son el trazo y el levantamiento. El trazo es el procedimiento operacional que tiene como finalidad el replanteo sobre el terreno de las condiciones establecidas en un plano; y el levantamiento comprende las operaciones

necesarias para la obtención de datos de campo útiles para poder representar un terreno por medio de su figura semejante en un plano.

La topografía tiene una gran variedad de aplicaciones:

- Levantamiento de terrenos en general, para localizar y marcar linderos, medida y división de superficies y ubicación de terrenos en planos generales.
- Localización, proyecto, trazo y construcción de vías de comunicación: caminos, ferrocarriles, canales, líneas de transmisión, acueductos, etc.

El levantamiento es uno de las más antiguas artes practicadas por el hombre, porque desde épocas tempranas ha sido necesario marcar límites y dividir la tierra. Es una operación técnica que consiste en medir directamente el terreno.

Se puede definir el levantamiento como el conjunto de operaciones y medios puestos en práctica para determinar las posiciones de puntos del terreno y su representación en el plano.

Clases de levantamientos.

En cuanto a su extensión, los levantamientos pueden ser topográficos o geodésicos.

Levantamientos topográficos son los que se extienden sobre una porción relativamente pequeña de la superficie de la Tierra que, sin error apreciable, se considera como si fuera plana. Las dimensiones máximas de las zonas representadas en los planos topográficos no superan en la práctica los 30 Km de lado, correspondientes aproximadamente a un círculo de 30 km de diámetro, límites dentro de los cuales se puede hacer abstracción de la curvatura de la superficie terrestre.

Levantamientos geodésicos son aquellos que abarcan grandes extensiones y obligan a tomar en cuenta la forma de la Tierra, ya sea considerándola como una verdadera esfera, o

más exactamente, como un esferoide de revolución. Estos levantamientos se salen de los límites de la topografía y entran en el dominio de la geodesia.

Los levantamientos topográficos en cuanto a su calidad se dividen como sigue:

Precisos: que se ejecutan por medio de triangulaciones o poligonales de precisión. Se emplean para fijar los límites entre naciones o estados, en el trazo de ciudades, etc.

Regulares: los cuales se realizan por medio de poligonales, levantadas con tránsito y cinta. Se usan para levantar linderos de propiedades, para el trazo de caminos, vías férreas, canales, ciudades pequeñas, etc. (García, 2003).

Partes de que consta un levantamiento.

En proyección acotada los puntos vienen determinados, según se ha dicho, por su proyección horizontal y su cota: de aquí que todo levantamiento conste de dos partes: la primera consiste en el conjunto de operaciones necesarias para llegar a obtener la proyección horizontal, operaciones que constituyen la planimetría del trabajo o levantamiento planímetro, y la segunda, en determinada la cota de los puntos necesarios o las curvas de nivel, lo que constituye la altimetría, nivelación o levantamiento altimétrico.

Frecuentemente ambos trabajos se hacen por separado, utilizando, a veces, instrumentos del todo diferentes, pero también suelen hacerse simultáneamente, empleando un mismo instrumento, valiéndose de métodos abreviados llamados de taquimetría: consiste en la realización simultánea del levantamiento planimétrico y del altimétrico, con lo que se obtienen las coordenadas espaciales (X, Y, Z) de los puntos del terreno en una sola operación. Anteriormente este era uno de los métodos rápidos de obtención de datos a partir del uso de un teodolito, sin embargo la precisión podía variar por el operador, no obstante en la actualidad el uso de la estación total provee de esta misma opción con un buen grado de precisión.

La planimetría y la altimetría, o la taquimetría en su caso, se realizan también en dos etapas. En la primera se toman sobre el terreno los datos necesarios, constituyendo los

trabajos de campo; en ellos se sitúan los instrumentos en los puntos elegidos, lo que se denomina hacer estación, y se anotan las observaciones en impresos especiales llamados registros o libretas. En la segunda etapa, o trabajos de gabinete son operaciones tan diferentes que es recomendable, en ciertos casos, que las realice personal diferente especializado en cada uno de ellos (Domínguez, 1997).

4.4.2. Caracterización del sitio del sistema de riego.

Una de las actividades iniciales en la elaboración de estudios es caracterizar el sitio que incluye tres tipos de información: (1) topografía de la zona, (2) caracterización del suelo y (3) características de la fuente de abastecimiento.

Topografía de la zona de riego

El levantamiento topográfico de la zona de riego debe contener la información planimétrica y altimétrica del terreno bajo la influencia del sistema, se deben identificar límites divisorios de las parcelas, caminos, construcciones, líneas de energía y fuentes de abastecimiento. Un plano detallado de la topografía del terreno es requerido, sobre todo en terrenos desnivelados para estimar la variabilidad potencial de las presiones y los correspondientes gastos de los emisores. La pendiente del terreno es útil para definir la ubicación de tuberías, el sentido de flujo y detectar posibles problemas durante la aplicación del agua, especialmente en sistemas móviles de riego como pivotes y frontales, para conocer las restricciones en el avance de los componentes móviles.

Superficie de la zona de riego

Se debe conocer con precisión la superficie total del proyecto, que es la base para determinar la capacidad del sistema. Es importante conocer no sólo la superficie total de la zona del proyecto sino también la superficie regable, cuantificando con precisión el área no regable absorbida por caminos, drenes, construcciones y cualquier otra superficie no agrícola. Se deben incluir superficies que consuman agua de la misma fuente de

abastecimiento, como el caso de jardines, estanques de producción acuícola, albercas, etc. El proyecto debe considerar los requerimientos de agua para fines no agrícolas: doméstico, industrial, acuícola y abrevadero.

Lotificación de la zona.

La lotificación parcelaria debe ser producida por el levantamiento topográfico. La ubicación, forma y dimensiones de cada parcela es importante para ubicar y cuantificar con precisión los dispositivos del sistema de riego (hidrantes, emisores, red de distribución, etc.). La ubicación de singularidades topográficas, legales o sociales es de suma importancia durante la fase de diseño que involucra la ubicación de barrancas, canales, regaderas, bardas, carreteras, límites parcelarios, etcétera.

Plano planimétrico y altimétrico de la zona

El objetivo final del levantamiento topográfico de la zona de riego es la elaboración del plano topográfico que representa la altimetría y planimetría de la zona y en particular para cada uno de los lotes. El plano es usado para el diseño del sistema de riego y ubicar y dimensionar cada uno de sus componentes. El plano debería mostrar curvas de nivel espaciadas de 0.2 a 1.0 m, dependiendo del tipo de sistema de riego, para estimar las pendientes naturales y el relieve del terreno con precisión. Es importante incluir el sentido del riego actual en cada parcela (si existiese), ubicando sus tomas o hidrantes. Lo anterior no sólo es importante durante la verificación del levantamiento topográfico sino para la selección, diseño y operación del tipo de sistema de riego.

La ubicación de la fuente de abastecimiento en el plano topográfico permite determinar la carga hidráulica disponible o necesaria para el sistema de riego, así como el dimensionamiento de la línea de suministro para llevar el agua de la fuente a la zona de riego. La localización de la fuente con información altimétrica y planimétrica es útil para localizar los dispositivos de seguridad, control y operación (CONAGUA-IMTA, 2002).

El levantamiento topográfico normalmente se realiza con estación total, por tanto, es necesario conceptualizarlo y entender para que sirve este instrumento.

Estaciones totales

Son equipos de medición para control horizontal y vertical basados en ondas electromagnéticas, estos aparatos han ido desplazando rápidamente a los aparatos tradicionales por el fácil manejo, su forma rápida, exacta y digitalizada de los datos y el decremento en costo y tiempo durante la ejecución de proyectos.

Estos equipos cuentan con un teclado que contiene varias funciones, además de un sistema para almacenar electrónicamente los datos topográficos recolectores durante la ejecución de un levantamiento, para luego transferidos a la computadora, en donde posteriormente se procesan y grafican.

En la actualidad existe una diversidad de marcas de estaciones totales, pero la más común en el medio es la marca Sokkia (Avila, 2007).

Sistemas de proyecciones

Como sabemos, el datum representa un modelo referencial de la superficie de la Tierra pero no especifica cómo identificar un punto sobre la superficie de la misma.

Por lo general, las coordenadas se representan expresadas como coordenadas geográficas (latitud y longitud) o coordenadas rectangulares (norte y este).

Los receptores G.P.S. toman las coordenadas geográficas y las proyectan al sistema local de coordenadas en base al datum seleccionado (Ordóñez, 2008).

4.5. ESTUDIO HIDROLÓGICO.

Las cuencas hidrográficas siguen siendo consideradas como la unidad del territorio fundamental para la planeación, aprovechamiento y el manejo de recursos naturales, sin embargo, uno de los principales problemas para los científicos y tomadores de decisiones es la falta de información que muestre la descripción detallada de la cuenca en base a sus diferentes características y dimensiones, su respuesta hidrológica y su delimitación consensuada al interior de un país (Barrow, 1998).

Actualmente, existen distintas herramientas que es posible aplicar al estudio integrado de cuencas tal es el caso de los Sistemas de Información Geográfica (SIG) que son ampliamente utilizados en estudios de cantidad y calidad del agua. La delimitación de una cuenca hidrográfica y el análisis morfométrico son dos pasos importantes para el estudio y análisis hidrológico. Estos estudios permiten analizar las características fisiográficas de la forma, relieve y red de drenaje, que a su vez tienen una gran importancia por que influyen de manera decisiva en la respuesta hidrológica de cualquier cuenca (Santillán, *et. al*, 2010).

En un estudio hidrológico se determinan los gastos máximos que pueden presentarse en una cuenca, en base a información histórica de precipitación, tipo de suelo y cobertura de la tierra. Existen diferentes metodologías como la del método racional y la del servicio de conservación de suelos, siendo este último el más recomendado para cuencas de tamaño grande. Para ello, en la elaboración de un estudio hidrológico primeramente se debe realizar la delimitación de la cuenca, recopilación y análisis de la información de precipitación, ajuste de la precipitación a una función de distribución de probabilidad y aplicación de modelos hidrológicos para la determinación de gastos máximos.

4.5.1. Delimitación de la cuenca

Una cuenca es una zona de la superficie terrestre en donde (si fuera impermeable) las gotas de lluvia que caen sobre ella, tienden a ser drenadas por el sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida (Aparicio, 1997).

Para delimitar una cuenca se requiere contar primeramente con un modelo de elevación digital que servirá de base para generarla. Un modelo de elevación digital (DEM) es la representación simplificada de una variable que se mide en una superficie ondulada de tres dimensiones (Oñate, 2007). Dos de esas dimensiones se refieren a los ejes ortogonales X, Y y la tercera mide la altura Z de la variable temática representada en cada punto del espacio (Oñate y Bosque, 2007).

Los Modelos de Elevación ASTER (Advanced Spaceborne Thermal Emission and Reflection Radiometer), son un esfuerzo cooperativo entre la NASA y el Ministerio de Comercio, Economía e Industria de Japón METI. El instrumento se lanzó a bordo del satélite TERRA en 1999 (Vargas, 2009).

ASTER presenta una órbita heliosincrónica a una distancia de 705 kilómetros, con un ciclo de repetición de 16 días, un ancho de barrido de 60 kilómetros y una distancia entre órbitas de 172 Km. ASTER está compuesto por 3 subsistemas, VNIR, SWIR y TIR; cada uno de cuales presenta características particulares tales como 3 bandas en la región espectral del visible e infrarrojo cercano (VNIR) con una resolución espacial de 15 metros; 6 bandas en la región espectral del infrarrojo de onda corta (SWIR) con una resolución espacial de 30 metros y 5 bandas en el infrarrojo térmico con una resolución espacial de 90 metros (ERSDAC, 2001).

ASTER es un sistema de observación especial que posee la capacidad de capturar imágenes estereoscópicas de una misma porción de terreno, esta capacidad puede ser aprovechada para la generación de modelos de elevación digital (DEM) (Oñate, 2007).

Se distribuye en formato de imagen geo tiff o tiff Georreferenciado, en coordenadas geográficas latitud y longitud y con el datum WGS 84 (Muñoz, 2009).

El modelo de elevación se genera de las bandas 3N (Nadir) y 3B (Back). A partir de estas imágenes se pueden generar un Modelo de Elevación Digital (MDE) relativo (sin utilizar puntos de control) y uno absoluto (utilizando puntos de control). La precisión aproximada del MDE relativo en localización vertical y horizontal es de hasta 10 metros sin punto de

control y en un MDE absoluto localización vertical y horizontal hasta 7 metros con puntos de control (Vargas, 2009).

Los modelos de elevación digital son la base para todo sistema de información geográfica, son imprescindibles en estudios geomorfológicos, geológicos e hidrológicos (Oñate y Bosque, 2007).

Tradicionalmente la delimitación de cuencas, se ha realizado mediante la interpretación de los mapas cartográficos. Este proceso, ha ido evolucionando con la tecnología. Hoy día los sistemas de información geográfica SIG proporcionan una gama amplia de aplicaciones y procesos que, con entender los conceptos y teoría, se puede realizar de una forma más sencilla y rápida el análisis y delimitación de una cuenca (Mendoza, 2009).

4.5.2. Sistemas de información geográfica en estudios hidrológicos

Los sistemas de información geográfica, se han convertido en un conjunto de software y herramientas que han tomado real importancia en el estudio de los recursos naturales, existen diversas herramientas que hacen posible la realización de estudios hidrológicos con mayor rapidez y precisión, tal es el caso del software Arc MAP y la herramienta Arc SWAT.

Software ArcSWAT

SWAT (Soil and Water Assessment Tool), son las siglas de la herramienta para la evaluación del suelo y agua para una cuenca hidrográfica; el modelo a escala fue desarrollado por el Dr. Jeff Arnold para el Servicio de Investigación Agrícola del Departamento de los Estados Unidos Americanos (ARS-USDA), para predecir el impacto de las prácticas de manejo del suelo en la generación de agua, sedimentos y producción de sustancias agrícolas químicas, en cuencas grandes y complejas con variedad de suelos, uso de la tierra y condiciones de manejo sobre un tiempo prolongado (Uribe, 2010).

El Modelo SWAT ha probado ser una efectiva herramienta para la evaluación de fuentes de agua y los problemas de contaminación difusa para un amplio rango de escalas y condiciones ambientales a través del mundo (Gassman, *et.al.*, 2007).

4.5.3. Parámetros importantes a determinar en un estudio hidrológico.

Tiempo de concentración

Se define como el tiempo que tarda una partícula de agua en viajar desde un punto dado de la cuenca hasta la salida de la misma. Para calcular este tiempo se usan relaciones empíricas, en ellas intervienen características fisiográficas de la cuenca, siendo una de las más utilizadas la propuesta por Kirpich en 1940 (CNA, 1993), la cual se define como:

$$tc = 0.0003245 \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.77} \quad (1)$$

Donde: Tc=Tiempo de concentración (hr); L= longitud del cauce principal (m), S=pendiente media del cauce principal (adim).

Pendiente media del cauce principal

Se recomienda calcular la pendiente media del cauce principal mediante la fórmula de Taylor-Schwars (CNA, 1993), la cual está dada por:

$$S = \left[\frac{n}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \frac{1}{\sqrt{S_n}}} \right]^2 \quad (2)$$

Donde: S= Pendiente media del cauce principal (Adim); n=Número de tramos; S_i=Pendiente del tramo.

Para emplear esta fórmula, la longitud del cauce principal se divide en n número de tramos de igual longitud y a cada uno de ellos se les calcula su pendiente S_i y se recomienda que n sea mayor a 5 (CNA, 1993).

4.5.4. Precipitación

Para conocer la precipitación representativa sobre una cuenca, primero se requiere llevar a cabo un análisis de los datos registrados en cada una de las estaciones de la cuenca (CNA, 1993).

En los análisis de las variables hidrológicas, realizados con fines de investigación y/o ejecución de obras técnicas, en distintas disciplinas ligadas a la ingeniería, posee una marcada importancia la estimación de precipitaciones medias para un área geográfica determinada (Ayacucho, 2012).

Así por ejemplo, el análisis volumétrico de una tormenta pluvial caída sobre una cuenca, puede permitir la influencia de elementos técnicos de importancia a ser considerados en un proceso precipitación escorrentía. A continuación se revisará el uso de 3 técnicas de estimación de precipitaciones en un área geográfica, los métodos más usados, son: media aritmética, polígonos de thiessen e isoyetas (Ayacucho, 2012).

Media aritmética

Ayacucho (2012), menciona que la media aritmética es un modelo de muy fácil aplicación, mucha rapidez y simplicidad. Además, no necesita mayor información para su ejecución que las mediciones puntuales de la precipitación. La principal carencia del modelo es no considerar características anexas que pueden influir en las precipitaciones, como podría ser la presencia de cordones montañosos, cercanía a océanos, condiciones atmosféricas predominantes u otros. El método se resume en la siguiente expresión:

$$P_{mj} = \sum_{i=1}^n P_i/n \quad (3)$$

Donde: P_{mj} =Precipitación media del área en estudio en el tiempo (mm); P_{ij} =Precipitación de la estación i en el tiempo (mm); n =Número de estaciones de precipitación en análisis.

Es el método de menor fiabilidad, dado que el simple promedio aritmético, no interpreta la realidad orográfica del área, ni tampoco la representación por superficie que denota cada

estación en particular. Es el menos recomendado para el cálculo de una precipitación media.

Polígonos de Thiessen

Según CNA (1993), para la aplicación de este criterio se requiere señalar la ubicación de las estaciones en la cuenca y delimitar el área de influencia de cada una de ellas por medio de polígonos. Para dibujar los polígonos, primero se trazan triángulos, los cuales se forman al ligar con rectas, las estaciones más próximas entre sí, y después se marcan las medianas de los lados de los triángulos, que son los que van a formar los polígonos; las áreas limitadas por los polígonos que rodean a cada estación o por estos y el parteaguas de la cuenca, corresponden al área de influencia de la estación.

Para obtener la precipitación media se utiliza la ecuación

$$\bar{P} = \frac{\sum_{i=1}^n P_i a_i}{A} \quad (4)$$

Donde: \bar{P} = Precipitación media (mm); P_i : Precipitación en la estación i (mm); a_i : Área del polígono de la estación i (km^2); A = Área total de la cuenca (km^2).

Isoyetas

De acuerdo con CNA (1993), para aplicarlo se requiere un plano con la localización de las estaciones. En cada una de ellas se anota el valor de la precipitación y se trazan las curvas de igual precipitación denominadas isoyetas. El dibujo de las isoyetas es semejante al que se realiza en topografía para definir las curvas de nivel del terreno.

La ecuación que se emplea en este método es:

$$\bar{P} = \frac{\sum_i P_i a_i}{A} \quad (5)$$

Donde: \bar{P} = Precipitación media (mm); P_i = Precipitación promedio entre dos isoyetas consecutivas (mm); a_i = Área limitada entre dos isoyetas consecutivas o entre una isoyeta y el parteaguas de la cuenca (km^2) A: Área total de la cuenca (km^2).

De los tres procedimientos, este último es el mejor, ya que toma en cuenta la distribución espacial de la lluvia en la cuenca.

Ajuste de la precipitación máxima en 24 horas a una distribución de probabilidad.

El programa AX, ajusta distintas funciones de probabilidad a series de datos, calcula el error estándar de cada una de ellas y estima valores para diferentes periodos de retorno (Figura 10).

Las funciones de probabilidad que contempla el programa son las siguientes: Normal, Log-normal, Gumbel, Exponencial, Gamma y Doble Gumbel.

Los métodos para calcular los parámetros de las funciones son: por momentos y por máxima verosimilitud; además, las funciones Log-normal y gamma pueden calcularse para dos o tres parámetros. El método utilizado en la función Doble Gumbel es la de mínimos cuadrados y puede resolverse de manera visual o numérica (Jiménez, *et.al.*, 1997).



Figura 10. Menú principal del programa AX

El programa muestra los parámetros de la función ajustada, el valor calculado de cada uno de los datos de la muestra, así como los errores cuadráticos de cada uno de ellos y el error estándar de toda la muestra.

Los resultados se grafican con una escala doble logarítmica en función del periodo de retorno, en el eje de las abscisas y con escala aritmética en el eje de las ordenadas. Los datos de la muestra se dibujan como puntos y los de la función de probabilidad ajustada con línea continua.

4.5.5. Modelación hidrológica

La modelación hidrológica es una herramienta de gran importancia para el estudio de avenidas que se ha extendido por todo el mundo, fundamentalmente en países desarrollados. En la actualidad, con el empleo de estos modelos, se realiza el análisis y la prevención de las inundaciones; además, es posible manejar hipótesis suficientemente realistas o previsibles que ofrezcan un cierto grado de confianza para la toma de decisiones, ya sea en la ordenación del territorio en torno a los ríos o para exigir criterios de diseño de obras e infraestructuras capaces de soportar y funcionar adecuadamente en situaciones de emergencia. Incluso, alertar a los servicios de protección civil y establecer protocolos de actuación ante posibles situaciones de peligro por intensas lluvias (Dueñas 1997, citado por Estrada y Pacheco, 2012).

La importancia de los modelos radica, entre otros aspectos, en la simulación y predicción de los fenómenos físicos a corto, mediano y largo plazo. Asimismo a través de los modelos podemos obtener relaciones causa-efecto, sin haber realizado cambios en los sistemas reales (Chávarri, 2005).

Son varios los modelos hidrológicos que existen, siendo el Sistema de modelación Hidrológico del Centro de Ingeniería Hidrológica del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EE. UU. (HEC-HMS por sus siglas en inglés) el aplicado en la presente investigación, ya que “es un programa computacional gratuito y de amplia utilización internacional en el estudio de avenidas, el cual provee una variedad de opciones para simular procesos de precipitación-escorrentía y tránsito de caudales” (Feldman, 2000).

Modelo HEC-HMS

El modelo HEC-HMS, utiliza métodos de precipitación-escorrentía para estimar los hidrogramas de escorrentía directa generados por las precipitaciones en una cuenca o región durante un período especificado (Estrada y Pacheco, 2012).

Bustamante (2008), refiere que estudios realizados en Illinois, Estados Unidos, por Momcilo *et al.*, en el año 2007, muestran la variabilidad que presentan las precipitaciones actualmente, sobre todo si éstas afectan áreas urbanas propensas a las inundaciones. Esta investigación recopiló registros meteorológicos de 100 años de precipitación, para poder ver los distintos efectos de las precipitaciones en estos últimos años. En este marco, el HEC – HMS, modelo precipitación – escorrentía, fue utilizado para ilustrar la evolución de los impactos relativos de las estimaciones de las precipitaciones, sobre los niveles máximos de inundación en 12 pequeñas cuencas hidrográficas de la región.

Otro ejemplo de la utilización del HEC – HMS, realizado por Knebl *et al.*, (2005), citado por Bustamante (2008) es en la cuenca del río San Antonio, (que posee una superficie aproximada de 1000 km²), ubicada en el centro de Texas, Estados Unidos: así, este autor muestra la integración de programas cartográficos como el NEXRAD III y de algunos programas de simulación hidrológica como el HEC – HMS y HEC – RAS, para el estudio de zonas de inundación que presenta esta región. Una de las principales inundaciones en el verano de 2002 fue elegida como uno de los casos a examinar en el marco de la simulación. El modelamiento de las escorrentías corresponde al HEC – HMS, mientras que el modelamiento hidráulico es hecho por HEC – RAS.

Componentes de HEC-HMS

Para simular la respuesta hidrológica de una cuenca, HEC-HMS utiliza los siguientes componentes: modelos de cuenca, modelos meteorológicos, especificaciones de control y datos de entrada. Una simulación calcula la transformación de lluvia a caudal en el modelo de la cuenca, dada la entrada del modelo meteorológico. Las especificaciones de control definen el periodo de tiempo durante el cual se realizará la simulación y el intervalo de tiempo a utilizar. Los componentes de los datos de entrada, tales como las series

temporales, tablas y datos por celda son requeridos como parámetros o condiciones de contorno tanto en el modelo de la cuenca como en el meteorológico (Nanía, 2007).

Modelo de cuenca. El modelo de cuenca, representa la cuenca física. El usuario desarrolla el modelo de la cuenca incluyendo y conectando elementos hidrológicos. Los elementos hidrológicos usan modelos matemáticos para describir los procesos físicos que se producen en la cuenca (Nanía, 2007).

Modelo meteorológico. El modelo meteorológico calcula la entrada de precipitación que requiere un elemento de subcuenca. El modelo meteorológico, puede usar la precipitación puntual o por celdas y puede modelar precipitación sólida y líquida junto con la evapotranspiración. Los métodos de evapotranspiración incluyen el método constante mensual y el de Priestley Taylor. Un método de evapotranspiración se requiere únicamente cuando se desea una respuesta de la cuenca continua o a largo plazo (Nanía, 2007).

Especificaciones de control. Las especificaciones de control se refieren al tiempo de duración de la simulación, incluyendo también fecha y hora de comienzo y fin del proyecto e intervalo de cálculo (Nanía, 2007).

Entrada de datos. Datos de series temporales, pares de datos y datos por celda son requeridos como parámetros o condiciones de contorno en los modelos de la cuenca y meteorológicos. Los datos de entrada pueden introducirse a mano o bien pueden referenciarse a un registro de un fichero (Nanía, 2007).

LISTA DE VARIABLES UTILIZADAS EN EL CAPÍTULO.

S= Pendiente media del cauce principal.

n=Número de datos.

S_i =Pendiente del tramo.

P_{mj} =Precipitación media del área en estudio en el tiempo (mm).

P_{ij} =Precipitación de la estación i en el tiempo (mm).

\bar{P} = Precipitación media (mm).

P_i : Precipitación en la estación i (mm).

a_i : Área del polígono de la estación i (km^2).

A= Área total de la cuenca (km^2).

4.6. DISEÑO HIDRÁULICO.

4.6.1. Diseño de la red hidráulica de conducción.

El diseño hidráulico de la red de conducción y distribución de un sistema de riego constituye una etapa esencial en la elaboración de un proyecto ejecutivo de tecnificación del riego.

A continuación se presentan los principales métodos para realizar el diseño hidráulico de redes de conducción y de distribución entubadas.

Métodos de diseño hidráulico de la red de conducción y distribución.

El método de riego a utilizar en la parcela condiciona el caudal que es preciso derivar a ésta para su correcto funcionamiento. Un aspecto importante en este sentido es que todas las parcelas deben dividirse en un número entero de sectores o subunidades de riego en función de su tamaño. Otro aspecto a considerar es que la duración del riego de cada subunidad debe ser similar para una adecuada planificación y diseño de las instalaciones. (IMTA 2007).

La selección del diámetro de la red de distribución considera los siguientes factores: las velocidades máxima y mínima permisibles, los diámetros nominales disponibles comercialmente, el tipo de material y su resistencia, el tipo de sistema de riego a emplear, el costo inicial de la tubería y el costo de la energía consumida en su operación.

De acuerdo con la lógica comercial, una tubería fabricada con el mismo material y las mismas características de resistencia, su precio aumenta conforme el diámetro es mayor.

Por lo que para conducir un gasto determinado, la tubería más barata será aquella que lo conduzca con la máxima velocidad permisible, porque será la de menor diámetro. Sin embargo, a mayor velocidad del flujo mayores son las pérdidas de energía en la conducción, por tanto, la red diseñada con la máxima velocidad será la más barata pero

también la de mayor requerimiento de energía, es por eso que la optimización hidráulica está ligada a la optimización económica.

El diseño óptimo de una red de distribución a presión, consiste en seleccionar el diámetro de tubería de cada tramo de la red, que satisfacen las condiciones hidráulicas de funcionamiento. Esto es, que el agua sea entregada en la cantidad y con la presión hidráulica requerida, con el menor costo total de inversión en materiales y en la operación del sistema de riego.

La experiencia en el diseño y revisión de proyectos de baja presión indican un rango de velocidades que varían de 1.0 a 2.0 m/s en diámetros promedio desde 6 a 24 pulgadas.

Cuando los sistemas de riego aprovechan la carga hidráulica natural disponible, la velocidad de diseño puede ser mayor. Sin embargo, cuando se requiere aplicar presión utilizando un sistema de bombeo, la velocidad oscila entre 1.0 y 1.5 m/s. La utilización de velocidades inferiores a 1.5 m/s permite reducir los costos de operación al aumentar los diámetros de tubería. Esto origina un aumento en los costos de inversión inicial.

Método de la pérdida de carga unitaria (método gráfico).

Cuando no se dispone de software para el diseño hidráulico de la red de conducción y distribución para seleccionar el diámetro de la tubería, se pueden utilizar tablas y gráficos que para un gasto y un diámetro dado proporcionen el valor del gradiente unitario o pérdida de carga unitaria (m/m). Este valor se compara con la pérdida de carga permisible por unidad de longitud para cada tramo.

Con la pérdida de carga permisible por unidad de longitud se obtiene el diámetro teórico, sin embargo, sólo en caso de que este diámetro coincida con un diámetro comercial será susceptible de utilizarse; de lo contrario el tramo en cuestión resulta de la combinación de dos diámetros comerciales.

Para facilitar la selección de los diámetros comerciales, se propone la utilización de las gráficas donde se muestra el gasto (Q) vs pérdidas de carga por unidad de longitud, para un cierto rango de diámetros internos.

Método de Clement.

Planells *et al.*, (1999) menciona que, la base teórica para el cálculo de caudales por línea en redes de distribución a la demanda fue establecida por Clement (1966) utilizando un método probabilístico. Éste supone una distribución aleatoria de caudales, de manera que si una red tiene N tomas con una dotación d, que pueden estar abiertas o cerradas en un momento dado, es improbable que todas estén abiertas a la vez, y por tanto, que el caudal en cabecera (Q_0) sea $Q_0 = N \cdot d$. Lo que pretende el método es calcular el caudal de diseño que puede circular por cada línea para una determinada garantía de suministro o calidad de funcionamiento, buscando reducir el diámetro necesario respecto al requerido con todas las tomas abiertas.

En Francia, España, Portugal y algunos otros países de Europa se ha utilizado este método desde hace varios años para dimensionar la capacidad la conducción de redes de tubería.

Para aplicar este método se necesita la superficie total, la lotificación de las parcelas, la evapotranspiración diaria, la localización, el número de tomas parcelarias y la capacidad de las mismas (IMTA, 2007).

Según esta información el método no parte de un análisis directo del plan de riegos para un patrón de cultivos dado. Sin embargo si considera un nivel tecnológico en el manejo del riego, ya que dos parámetros importantes del cálculo son el número de tomas parcelarias y su caudal modular. Por otra parte, tiene la ventaja de considerar de manera explícita aspectos cuantitativos de flexibilidad en el servicio de riego.

4.6.2. Trazo de redes de riego.

El trazado de las redes de riego constituye una de las etapas clave de desarrollo del proyecto, ya que de él depende buena parte de la economía del sistema de riego y sobre todo la operación futura de la zona de riego. El objetivo del proyectista, durante la etapa de trazado de la red interparcelaria, es lograr el diseño óptimo en planta que conecte cada uno de los hidrantes o tomas parcelarias de riego con la fuente de suministro de agua.

Aun cuando las redes interparcelarias y parcelarias se proyectan casi de manera sistemática como redes ramificadas, en general el diseño de una red de distribución podría también tener un trazado en red cerrada; es decir, desde el punto de vista teórico, en el trazado de la red se puede elegir entre dos modalidades básicas de diseño: redes cerradas y redes abiertas ramificadas.

La adopción de redes cerradas en sistemas colectivos de riego es muy poco frecuente, ya que implica una mayor longitud de tubería, sin embargo, el diámetro de la red es menor en algunos de sus tramos. Esta situación debe ser analizada en cuanto a los costos de tubería que representa cada uno de los casos.

El método más empleado en el trazo de redes ramificadas o cerradas, consiste en ubicar las líneas de conducción a lo largo de los linderos de las parcelas, y en los caminos saca cosechas de la zona de riego.

Como regla general se procura que la tubería atraviese lo menos posible los terrenos, cruzándolos únicamente cuando se obtiene un ahorro significativo en la longitud de la tubería de conducción.

Para lograr un trazado funcional y económico es importante que el proyectista siga de manera general las siguientes sugerencias:

- Las líneas de conducción deben trazarse de forma que en todos sus tramos el sentido de avance del agua no retornen hacia la fuente de abastecimiento.
- El avance del agua debe realizarse preferentemente desde las zonas topográficamente más altas hacia las más bajas. Con ello se consigue que las pérdidas de carga de la red se compensen con la pérdida de cota altimétrica, abaratando la red y equilibrando las presiones en los hidrantes.
- La idea de trazar las líneas de conducción por los linderos de las parcelas debe tenerse siempre presente, pero no hasta el punto obsesivo de mantenerlas a todo rigor. Es más, cuando existen irregularidades topográficas, el trazado de la red debe sentar las bases para proceder a la rectificación de caminos, desagües, linderos de las parcelas o incluso toda la topología parcelaria de la zona.
- Previamente al trazado de la red, deben ser localizadas las áreas o puntos con mayor exigencia de presión. Hacia éstos habrán de ser orientadas algunas de las líneas de conducción y de distribución principales, de manera que se transporte el agua hasta los mismos con la mínima pérdida de carga posible.

En la Figura 11 se presenta un ejemplo del trazado de una red de conducción y de distribución de baja presión. El trazado indicado es considerando los linderos de las parcelas, esto es, en ningún caso se cruzan parcelas.

Es importante señalar que en a veces será necesario cruzar lotes para de esta manera reducir la longitud de tubería. La decisión final es de los usuarios del sistema de riego y del proyectista, principalmente.

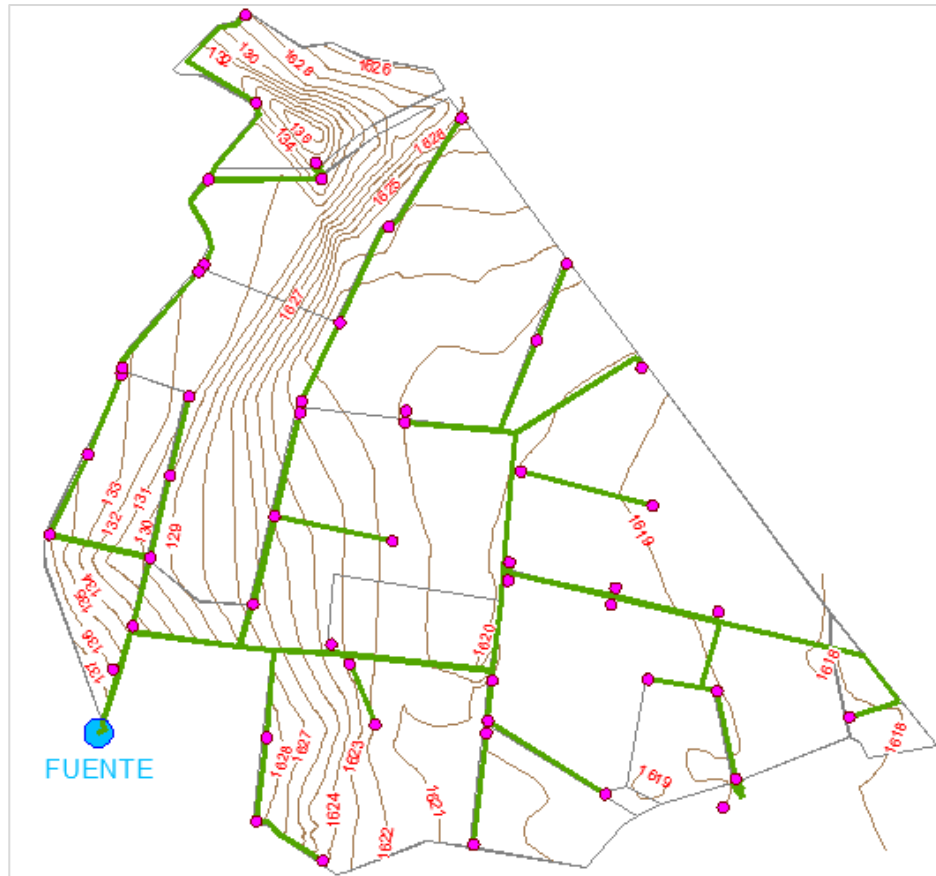


Figura 11. Trazo de la red para unir cada hidrante con la fuente de abastecimiento.

4.6.3. Optimización de la red.

Actualmente se utilizan con cierta frecuencia métodos prácticos de diseño de las redes de distribución que generalmente conducen a soluciones factibles pero no de costo mínimo. Dado un problema de diseño, se seleccionan diferentes combinaciones de diámetros a criterio del diseñador, luego se evalúan las características hidráulicas para determinar si se cumplen o no las restricciones de gasto y presión en los puntos de entrega del agua. En caso de no cumplirse alguna condición, se modifican algunos diámetros y se recalculan los requerimientos de gasto y presión. Este proceso se repite hasta que la red es hidráulicamente aceptable. En el mejor de los casos, se obtienen los costos de algunas soluciones factibles y se selecciona la de menor costo.

A continuación se presenta un listado de los diferentes conceptos que se requieren para formular el modelo de programación lineal para diseñar una red hidráulicamente factible con el menor costo total de inversión en tuberías y de operación (cuando la energía es por bombeo). Si la carga hidráulica disponible es natural, únicamente se minimiza el costo de inversión.

- a) Costo anualizado (CA) de la tubería
- b) Costo anual de operación por metro de carga
- c) Restricción de carga de presión
- d) Restricción de longitud
- e). Determinación de las pérdidas de carga

La función objetivo que se desea minimizar está compuesta de dos tipos de costos: el costo anualizado de la tubería y el costo anual de operación del equipo de bombeo por metro de carga de operación.

4.6.4. Uso de software.

Actualmente existen en el mercado diversos programas que permiten hacer estos cálculos de manera rápida, utilizando el mismo principio que aquí se expuso. Los programas que a continuación se mencionan, principalmente son un auxilio en el diseño en si del riego; puede ser presurizado o no, debido a que el cálculo de caudales y pérdidas de carga son similares. Todos ellos utilizan la misma metodología que aquí se ha descrito; evitar que los límites de presión y caudal excedan los permisibles.

Los siguientes paquetes de software son libres y pueden ser descargados de la web con mínimos requerimientos.

- EPANET
- GESTAR

También existen los que si necesitan una licencia para ser ejecutados, por ejemplo:

- WCADI
- IRRICAD

Para el caso de diseño de redes cerradas se sugiere la utilización del programa de cómputo EPANET, desarrollado por el Laboratorio Nacional de Investigación para la Prevención de Riesgos (NRMRL) de la Agencia para la Protección del Medio Ambiente de USA (USEPA). Es un software gratuito que se puede descargar de Internet.

Este software es un programa de computadora para Windows XP/7 que realiza simulaciones en periodos prolongados del comportamiento hidráulico y de la calidad del agua en redes de suministro a presión. EPANET efectúa un seguimiento de la evolución de los gastos en las tuberías y las presiones en los nodos.

4.6.5. EPANET.

Es un programa de ordenador que realiza simulaciones en periodo extendido del comportamiento hidráulico y de la calidad del agua en redes de distribución de a presión. En general, una red consta de tuberías, nudos, bombas, válvulas y tanques de almacenamiento o depósitos.

EPANET determina el caudal que circula por cada una de las conducciones, la presión de cada uno de los nodos, el nivel de agua en cada tanque y la concentración de diferentes componentes químicos a través de la red durante un determinado periodo de simulación analizando en diferentes intervalos de tiempo.

Además del conocimiento de la concentración de diferentes componentes químicos, es posible determinar el tiempo de permanencia del agua en las tuberías, así como estudios de la procedencia del agua en cada punto de la red.

Características hidráulicas del sistema de cómputo EPANET.

1. No existe límite en cuanto al tamaño y el tipo de la red (red abierta y red cerrada) a procesar.

2. Las pérdidas de carga pueden calcularse mediante las fórmulas de Hazen-Williams, de Darcy-Weisbach y de Chezy-Manning.
3. Considera pérdidas localizadas de piezas y accesorios.
4. Determina el consumo energía y sus costos.
5. Permite considerar diferentes tipos de demanda en los nodos, por lo tanto, revisar varios escenarios para la operación de la red.

4.6.6. GESTAR

Es un paquete informático para la ingeniería de sistemas de riego a presión (redes de distribución colectivas y sistemas de aplicación del riego en parcela). Sus herramientas y módulos, específicamente concebidos para el contexto de los riegos a presión, y largamente contrastados, faculta para su mejor diseño, ejecución y gestión, con una amplia integración de recursos, muchos de ellos disponibles de forma exclusiva, y una larga trayectoria de innovaciones y aplicaciones a grandes y pequeños sistemas, siendo algunas de sus principales características resumidas a continuación.

- **Integración de módulos de optimización, análisis hidráulico y energético en un mismo entorno:** Permite hallar soluciones mucho más económicas y fiables que las encontradas mediante procesos que simplemente se basan en rutinas de optimización.
- **Elevadas prestaciones de optimización para redes ramificadas:** Para facilitar encontrar soluciones con reducciones importantes de costes del sistema.
- **Módulo de análisis:** desarrollado específicamente y con capacidades exclusivas, tales como Análisis Inverso, tratamiento eficaz de Elementos de baja resistencia y válvulas reguladoras, modelización general de emisores puntuales y laterales emisores con caudal emitido dependiente de la presión, curvas características de bombas con puntos de inflexión, modelización de estaciones de bombeo directo.
- **Entorno “inter-operable”:** utilizando el estándar ACCESS como intermediario de comunicación, con todo tipo de sistemas CAD/GIS o programas terceros, a lo que se unen utilidades para la comunicación bidireccional con AutoCAD.

- **Disponibilidad de bases de datos:** Para tuberías, válvulas, pérdidas singulares, aspersores, ramales de goteo, fluidos, tarifas eléctricas, bombas.

Aunque este software aparece entre los de libre acceso, es necesario mencionar que las versiones gratuitas tienen una limitante de componentes de la red a analizar, teniendo que recurrir a la versión Premium para proyectos extensos.

4.6.7. WCADI (Weizman Computer Aided Design Irrigation).

Ésta es otra sugerencia para el diseño hidráulico de redes hidráulicas, este programa dimensiona y optimiza tuberías principales y secundarias en redes abiertas o cerradas en base a datos proporcionados por el usuario, tales como trayectoria de la red, topografía, ubicación de las tomas parcelarias y presión requerida en la salida de las mismas.

Además, dicho Software también es capaz de dimensionar tuberías secundarias en sistemas de riego localizado basándose en información proporcionada por el usuario en cuanto a tipo y acomodo de los emisores, parámetros de operación del emisor (presiones mínimas y máximas). El sistema calcula el gasto por sección en base a la curva Carga-Gasto del emisor, proporcionada por el fabricante y a la presión suministrada en el emisor ya sea por presión de un equipo de bombeo o por la diferencia de alturas del terreno, o las dos.

Para el cálculo de las pérdidas de carga por fricción el programa tiene la opción de utilizar la fórmula de Hazen-Williams, la de Chezy-Manning o la de Darcy-Weisbach. A continuación se presenta el Cuadro 7 con los coeficientes para algunos materiales.

Cuadro 7. Coeficiente de Hazen-Williams para algunos materiales.

MATERIAL DEL TUBO	C
Plástico	150
Acero Cubierto con epóxico	145
Asbesto Cemento	140
Hierro Galvanizado	135
Aluminio	130
Fierro nuevo	130
Fierro (15 años de uso) o concreto	100

Por ejemplo para el caso de Hazen-Williams, WCADI utiliza la siguiente fórmula:

$$H = 10.62L \frac{\left(\frac{Q}{C}\right)^{1.852}}{D^{4.871}} \quad (6)$$

Donde: H = Pérdida de carga o de energía (m); L = Longitud de tubería (m); Q = Gasto del tramo en m³/s; D = Diámetro Interior de la tubería (m); C = Coeficiente de Hazen-Williams, que varía con el material.

Características hidráulicas del sistema de cómputo WCADI.

- No existe límite en cuanto al tamaño y el tipo de la red (red abierta o red cerrada) a procesar.
- Las pérdidas de carga pueden calcularse mediante las fórmulas de Hazen-Williams, de Darcy-Weisbach y de Chezy-Manning.
- Considera pérdidas localizadas de piezas y accesorios, pueden introducirse manualmente para cada uno.
- Optimiza el diseño de las redes principales, tomando en cuenta el costo por consumo de energía o bien por la presión requerida en el sistema.
- Optimiza redes secundarias en los sistemas de riego localizado tomando en cuenta la presión y gasto del emisor.
- Permite considerar diferentes tipos de demanda en los nodos, por lo tanto, revisar varios escenarios para la operación de la red.

Una de las grandes bondades de este software es que permite el diseño completo de un sistema de riego localizado es decir desde el emisor hasta la tubería principal.

LISTA DE VARIABLES UTILIZADAS EN EL CAPITULO

H = Pérdida de carga o de energía (m).

L = Longitud de tubería (m).

Q = Gasto del tramo en m³/s.

D = Diámetro Interior de la tubería (m).

C = Coeficiente de Hazen-Williams, que varía con el material.

4.7. DISEÑO ELECTROMECHANICO.

4.7.1. Cálculo y selección del equipo de bombeo.

Una gran variedad de bombas se encuentran disponibles para transportar líquidos en sistemas de fluidos. La selección y aplicación adecuadas de las bombas requieren una comprensión de sus características de funcionamiento y usos típicos (Moot, 1996).

Un equipo de bombeo consiste de dos elementos, una bomba y su accionador el cual puede ser un motor eléctrico, motor de combustión interna, etc. El accionador entrega energía mecánica y la bomba la convierte en energía cinética que un fluido adquiere en forma de presión, de posición y de velocidad (CONAGUA, 2007).

Todos los sistemas de riego presurizado requieren determinada energía potencial o energía cinética para mover la masa de agua a lo largo de la red de conducción. Cuando las condiciones del proyecto así lo permiten, es posible utilizar la energía potencial disponible para mover el agua a través del sistema de riego; sin embargo, en la mayoría de los casos es necesario proporcionar cierta energía cinética para conseguir esto. El sistema de impulsión es el encargado de proporcionar dicha energía cinética; para lo cual, transforma la energía mecánica en energía de movimiento (RREGAR, 2012).

El sistema de impulsión tiene dos elementos básicos: el motor y la bomba. El motor puede ser eléctrico o de combustión interna; pero en general, la bomba es tipo centrífuga. En consecuencia, el sistema de impulsión, según sus elementos, puede tener dos tipos de configuración: mecánico-mecánico o eléctrico-mecánico. La gran mayoría de los sistemas de riego presurizado utilizan el sistema de impulsión cuya configuración es eléctrico-mecánico, conocido simplemente como equipo electromecánico; pues este tipo de sistema desarrolla la máxima eficiencia de conversión de energía.

Parámetros para determinar el tipo de bomba.

Cuando se selecciona una bomba para una aplicación particular, se deben considerar los siguientes factores: (Moot, 1996).

- La naturaleza del líquido que se va a bombear.
- La capacidad requerida (velocidad de volumen que se va a bombear).
- Las condiciones en el lado de la succión (entrada de la bomba).
- Las condiciones en el lado de descarga (salida) de la bomba.
- La cabeza total de la bomba.
- El tipo de sistema al que la bomba esta entregando el fluido.
- El tipo de fuente de alimentación (motor eléctrico, motor de diesel, turbina de vapor, etcétera).
- Limitaciones de espacio, peso y posición.
- Condiciones ambientales.
- Costo de la operación de la bomba.
- Costos y estándares que rigen a las bombas.

La naturaleza del fluido esta caracterizado por su temperatura en las condiciones de bombeo, gravedad específica, viscosidad, tendencias a generar corrosión o erosión, en las diferentes partes de la bomba y presión de vapor a la temperatura de bombeo.

Después de la selección de la bomba, se deben especificar los siguientes puntos:

- Tipo de bomba y fabricante.
- Tamaño de la bomba.
- Tamaño de la conexión de la succión y tipo (de borde, roscada, etc.)
- Tamaño y tipo de la conexión de la descarga.
- Velocidad de operación.
- Especificaciones de la alimentación, (por ejemplo para un motor eléctrico-potencial requerida, velocidad, voltaje, fase, frecuencia, tamaño del armazón, tipo de estructura)
- Tipo de acoplamiento, fabricante y número del modelo.

- Características de montaje.
- Materiales y accesorios especiales que se requerirán si los hay
- Diseño del sellado de la flecha y materiales de sellado.

Los catálogos de las bombas y los representantes de los fabricantes proporcionarán la información necesaria para ayudar en la selección y especificación de las bombas y del equipamiento de los accesorios.

Clasificación de bombas.

Una bomba hidráulica es una máquina generadora que transforma la energía (generalmente energía mecánica) con la que es accionada en energía hidráulica del fluido incompresible que mueve. El fluido incompresible puede ser líquido o una mezcla de líquidos y sólidos como puede ser el hormigón antes de fraguar o la pasta de papel. Al incrementar la energía del fluido, se aumenta su presión, su velocidad o su altura, todas ellas relacionadas según el principio de Bernoulli.

En general, una bomba se utiliza para incrementar la presión de un líquido añadiendo energía al sistema hidráulico, para mover el fluido de una zona de menor presión o altitud a otra de mayor presión o altitud.

Las bombas se clasifican con base en una gran cantidad de criterios, que van desde sus aplicaciones, materiales de construcción, hasta su configuración mecánica. (CONAGUA, 2007).

Un criterio básico que incluye una clasificación general, es el que se basa en el principio por el cual se adiciona energía al fluido. Bajo este criterio las bombas pueden dividirse en dos grandes grupos; Dinámicas y de Desplazamiento positivo.

Dinámicas. Bombas a las que se agrega energía continuamente, para incrementar la velocidad del fluido dentro de la bomba a valores mayores de los que existen en la succión,

de manera que la subsecuente reducción de velocidad dentro ó más allá de la bomba, produce un incremento en la presión.

De desplazamiento positivo. Bombas en las cuales se agrega energía periódicamente mediante la aplicación de fuerza a uno o más elementos móviles para desplazar un número deseado de volúmenes de fluido, lo que resulta en un incremento directo en la presión.

Selección de una bomba.

Dos o más tipos de bombas pueden proporcionar un servicio satisfactorio bajo las mismas condiciones. Factores como el costo, tamaño, condiciones de succión, y el tipo de fluido pueden dictar la elección de una bomba en particular. Pero de manera general, Moot (1996), señala lo siguiente:

1. Las bombas reciprocantes se utilizan para velocidades de flujo aproximadamente de 500 gal/min (31.545 l/s) y desde valores de carga muy bajos hasta valores tan altos como 50,000 pies (15,240 m).
2. Las bombas centrifugas se utilizan en una variedad muy amplia de condiciones, la mayoría de ellas de alta capacidad y aplicaciones de valor de carga moderado.
3. Las bombas centrifugas de una sola etapa que opera a 3,500 rpm son económicas a velocidades de flujo mayores y valores de carga moderados.
4. Las bombas de multi-etapa son adecuadas para condiciones de valor de carga alto.
5. Las bombas rotatorias se utilizan en aplicaciones que requieren capacidades moderadas y altos valores de carga o para fluidos con altas viscosidades.
6. Las bombas centrifugas especiales de alta velocidad, que operan a una velocidad mayor a 3,500 rpm de motores eléctricos estándar, son adecuados para cargas altas y capacidades moderadas. Tales bombas son algunas veces alimentadas por turbinas de vapor o turbinas de gas.
7. Las turbinas de flujo mezclado y flujo axial se utilizan para velocidades de flujo muy altas y valores de carga bajos.

Otro parámetro que es útil considerar en la selección del tipo de bomba para una determinada aplicación es la velocidad específica.

Además de los requerimientos de carga total, capacidad, potencia y eficiencia, es necesario considerar también que la condición en la entrada de una bomba es crítica. La entrada o sistema de succión debe ser capaz de permitir la entrada a la bomba de un flujo parejo de líquido a una presión suficientemente alta para evitar la formación de burbujas en el fluido (Moot, 1996).

Los fabricantes de bombas proporcionan datos acerca de la carga de succión positiva neta que se requiere para una operación satisfactoria.

4.7.2. Caracterización del cabezal (tren de descarga)

Los cabezales de control se componen de equipo de control como medidores de gasto, dispositivos reguladores de presión, válvulas de control y seguridad, manómetros y accesorios, tal como se muestra en la Figura 12 (RREGAR, 2012).

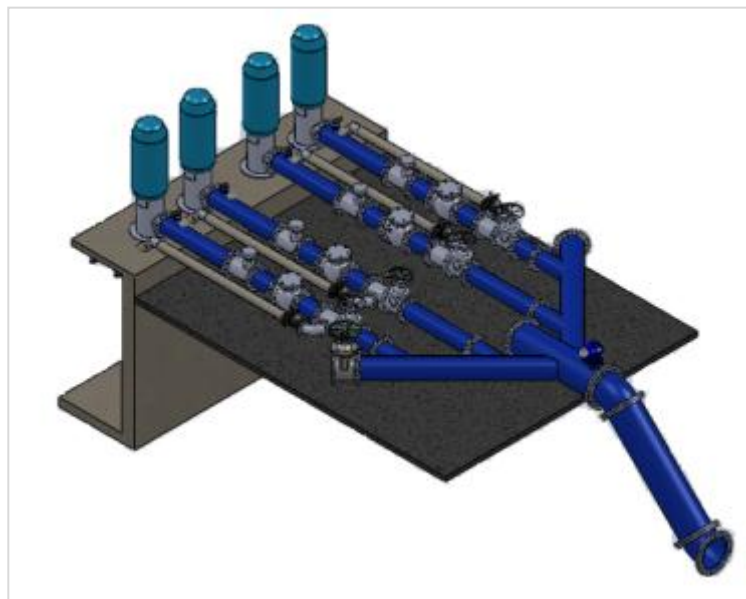


Figura 12. Caracterización del tren de descarga

Los medidores de gasto son dispositivos que relacionan la velocidad del agua en la tubería y el área de paso con el gasto hidráulico que pasa por ella. Cuentan con indicador numérico del gasto que pasa por la tubería y pueden tener un totalizador volumétrico integrado. Estos medidores pueden ser de propela y ultrasónicos.

Válvulas de seguridad y control del agua. Sirven para cerrar o abrir conductos, regulan el gasto o la presión en una tubería cerrándolas y abriéndolas. Existen válvulas reguladoras automáticas, que se usan generalmente en sistemas de riego localizado.

Válvulas de seguridad. Son dispositivos que permiten evitar riesgos o daños en el sistema. Las válvulas check, evitan que el golpe de ariete afecte al sistema de bombeo, cuando se cierra el paso del agua en una tubería. Las válvulas de alivio permiten la expulsión del agua o del aire cuando aumenta la presión sobre un límite preestablecido. Las válvulas de entrada de aire en la sección de riego disminuyen el taponamiento de los emisores, al evitar la succión (de aire y lodo) por parte de los emisores al momento de interrumpir la operación del sistema de riego.

Válvulas de control. Son válvulas de apertura y cierre parcial o total. Las válvulas de compuerta tienen un mecanismo de tornillo para abrir y cerrar, por lo que puede regularse su operación. Las válvulas de mariposa se usan para operar en posiciones fijas

Los manómetros son dispositivos que sirven para medir la presión. Tienen sensores que indican las presiones de operación y pueden ser de mercurio o mecánicos con carátula. No generan pérdidas de carga en las tuberías.

4.7.3. Instalación eléctrica.

Elementos generales de las instalaciones eléctricas.

El objetivo de una instalación eléctrica es fundamentalmente cumplir con los servicios que fueron requeridos durante la etapa del proyecto, es decir, proporcionar servicios con el fin

de que la energía eléctrica satisfaga los requerimientos de los distintos elementos que la transforman según sean las necesidades. (Harper, 2010).

Una subestación eléctrica es un conjunto de elementos o dispositivos que nos permiten cambiar las características de energía eléctrica (voltaje, corriente, frecuencia, etc.).

Se entiende como instalación eléctrica al conjunto de elementos necesarios para conducir y transformar la energía eléctrica, para que sea empleada en las maquinas y aparatos receptores para su utilización final. Cumpliendo con los siguientes requisitos.

- Ser segura contra accidentes e incendios.
- Eficiente y económica.
- Accesible y fácil de mantenimiento.
- Cumplir con los requisitos técnicos que fija el reglamento de obras e instalaciones eléctricas.

En una instalación eléctrica intervienen como elementos principales para conducir, proteger y controlar la energía eléctrica y los dispositivos receptores, los siguientes:

- Conductores eléctricos.
- Canalizaciones eléctricas.
- Conectores para las canalizaciones eléctricas.
- Accesorios adicionales.
- Dispositivos de protección.

Para proyectar una instalación eléctrica es conveniente que el proyectista o grupo de personas encargadas del proyecto hagan un análisis previo de la instalación que se trate, en el que se considere el tipo de instalación que se trate, en el que se considere el tipo de instalación desde el punto de vista arquitectónico, y de servicio.

En cualquier tipo de instalación eléctrica debe procurarse tener un máximo de normalización en el equipo, tanto en el tipo como en las capacidades de los mismos, con el objeto de solicitar el suministros de la energía con voltajes normales en el nivel que corresponda considerar la economía que representa la selección de equipo de fabricación estándar como: transformadores motores, interruptores y otro equipo que resultaría de costo elevado si fuera de fabricación especial. Además la no estandarización en el equipo trae problemas de complicación en el mantenimiento, en el inventario de equipo y en la eficiencia del personal, que se puede reducir la diversidad del equipo.

4.8. DISEÑO DE OBRA CIVIL.

La obra civil, es la aplicación de nociones de la física, la química, la geología y el cálculo para la creación de construcciones relacionadas con el transporte, la hidráulica, etc. (definición.de. 2008). En un proyecto de infraestructura de riego parcelario, se considera obra civil para sistemas de riego a la llamada planta de bombeo.

Las plantas de bombeo tienen como función principal proporcionar la energía necesaria al agua para extraerla de la fuente de abastecimiento; elevarla a la zona de riego; y operar los sistemas de riego.

Las partes que se requieren diseñar en una planta de bombeo con fines de riego parcelario son: la obra de toma, el cárcamo, el equipo de bombeo, la succión, la descarga, la subestación eléctrica y la protección de las instalaciones.

4.8.1. Obra de Toma

Conjunto de estructuras en la zona de captación, que permiten explotar de forma adecuada y eficiente el agua disponible en las fuentes, para beneficio del hombre.

La forma de captar agua de una corriente superficial mediante una toma directa, varía según el volumen de agua por captar y las características de la corriente, es decir, el régimen de escurrimiento, que puede ser del tipo permanente o variable, su caudal en época de secas y

durante avenidas, velocidad, pendiente del cauce, topografía de la zona de captación, constitución geológica del suelo, material de arrastre, niveles de agua máximo y mínimo en el cauce, y de otros factores que saltan a la vista en el proceso de selección del tipo de obra de captación por toma directa, (CONAGUA 2002b).

Esta estructura permite tomar el agua del canal de llamada o de abastecimiento para conducirla hasta el cárcamo (Figura 13).



Figura 13. Obra de Toma.

El mecanismo de control tiene por objeto cerrar el paso de agua para cuando se necesite limpiar el conducto o el cárcamo o cuando se requiera una reparación. También es conveniente impedir el flujo cuando las bombas no están trabajando, ya que se evita la acumulación de arenas y lodos en el interior de las estructuras, (CONAGUA 2002a).

Las partes de la obra de toma son: el acceso, la estructura de entrada, las rejillas, el mecanismo de control y el conducto (Figura 14).

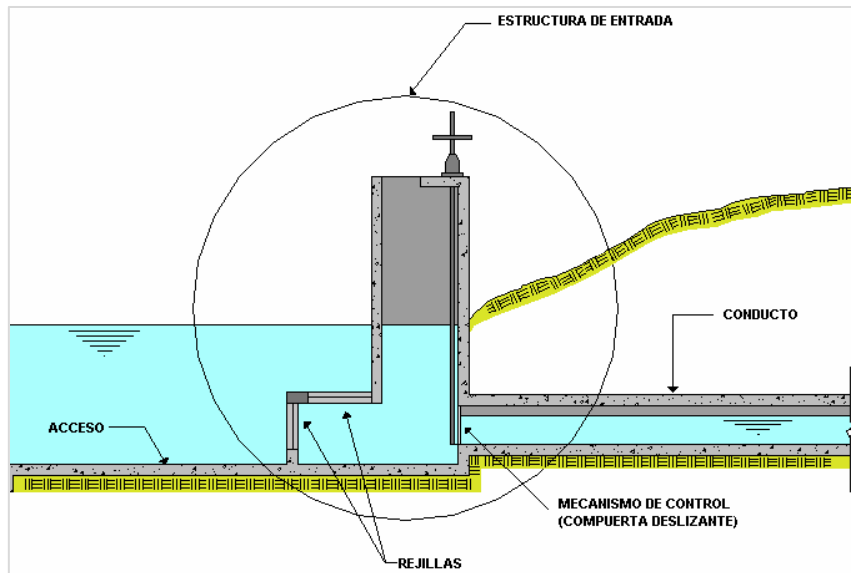


Figura 14. Componentes principales de una Obra de Toma.

Consideraciones de diseño.

CONAGUA (2002a). El cálculo hidráulico de la obra de toma y el conducto se realiza, de tal forma que, pueda conducir el gasto máximo del sistema de riego generando la mínima pérdida de energía posible. Ya que este gasto es el necesario para satisfacer la demanda de la zona de riego, para la máxima demanda evapotranspirativa de los cultivos.

Los requerimientos de diseño estructural se reducen al empuje de tierras e hidrostático sobre los muros, los cuales se diseñan con las fórmulas empleadas en los cárcamos de bombeo.

CONAGUA, (2002b). La toma debe localizarse en un tramo de la corriente que esté a salvo de la erosión, del azolve y aguas arriba de cualquier descarga de tipo residual, de igual manera la clave del conducto de la toma debe situarse a un nivel inferior al de las aguas mínimas de la corriente.

En la boca de entrada debe contemplarse una rejilla formada por soleras o barrotes que se sueldan a un marco formado con ángulos o también con soleras, con un espacio libre de 3 a

5 cm., la velocidad media a través de la rejilla será de 0.10 a 0.15 m/s, para evitar en lo posible el arrastre de material flotante.

La velocidad mínima dentro del conducto será de 0.6 m/s, con el objeto de evitar la acumulación de azolves en el fondo del conducto. El límite máximo de velocidad queda establecido por las características del agua y el material del conducto.

Como parte del diseño de la obra de toma se contempla también el diseño del conducto que va de la toma al cárcamo de bombeo, este conducto debe diseñarse de tal manera que pueda abastecer el gasto requerido; para ello comúnmente se diseña como un conducto a partir de la ecuación de continuidad que es:

$$Q = A \cdot v \quad (7)$$

Donde: Q = Gasto de diseño (m³/s); A = Área del conducto (m²); v = Velocidad en el conducto (m/s).

Si el conducto es circular, el Área del conducto se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$A = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad (8)$$

Donde: A = Área del conducto (m²); $\pi = 3.1416$; D = Diámetro del conducto (m).

Sustituyendo la ecuación (8) en la ecuación (7) se tiene que:

$$Q = \frac{\pi \cdot D^2 \cdot v}{4} \quad (9)$$

Dependiendo de la información que se tenga se pueden despejar las literales para obtener el resultado deseado.

Por otra parte es necesario calcular las pérdidas de carga que se puedan presentar en el tramo de conducto a diseñar, para determinar las pérdidas de carga por fricción existen diferentes fórmulas para estimarla como la de Manning, Hazem-Williams, Darcy Weisbach entre otros, los cuales se presentan a continuación:

Fórmula de Manning:

$$hf = \frac{n^2 \cdot L \cdot v^2}{\left(\frac{D}{4}\right)^{4/3}} \quad (10)$$

Fórmula de Hazem-Williams:

$$hf = \frac{10.62 \cdot L \cdot Q^{1.852}}{ch^{1.852} D^{4.871}} \quad (11)$$

Fórmula de Darcy-Weisbach:

$$hf = f \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} \cdot \frac{L}{D} \quad (12)$$

Donde: hf = Pérdida de carga por fricción (m); n = Coeficiente de rugosidad de Manning (adim); L= Longitud del conducto (m); v = velocidad en el conducto (m/s); D= Diámetro del conducto (m); Q = Gasto (m³/s); ch=Coeficiente de Hazem Williams (adim); f = Factor de fricción de Darcy (adim); g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²).

Existen también las pérdidas de carga localizadas como pérdidas por entrada, rejillas, piezas especiales (codos, válvulas, accesorios); estas pérdidas se obtienen a partir de la siguiente ecuación:

$$hx = Kx \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} \quad (13)$$

Donde: hx = pérdida de carga localizada (m); Kx = Coeficiente que depende del tipo de accesorio o estructura (adim); v = velocidad en el conducto (m/s); g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²).

4.8.2. Cárcamo de Bombeo

Una planta de bombeo se compone de un *cárcamo de bombeo* o tanque donde las aguas son descargadas por el sistema de obra de toma y a su vez son extraídas por un conjunto de

bombas cuya función es elevar el agua hasta cierto punto para vencer desniveles y continuar la conducción hasta el vertido final (CONAGUA, 2007).

El cárcamo de bombeo es un depósito enterrado, en general de concreto, la función básica del cárcamo es tomar el agua de la fuente de abastecimiento; eliminar la mayor cantidad de sólidos en suspensión y azolves del agua; y ponerla a disposición del equipo de bombeo para que este la impulse al sistema de riego. Las partes básicas del cárcamo de bombeo son: la obra de toma, el sedimentador, el sistema de prefiltrado y la fosa de bombeo (CONAGUA 2002^a) (Figura 15 y Figura 16).

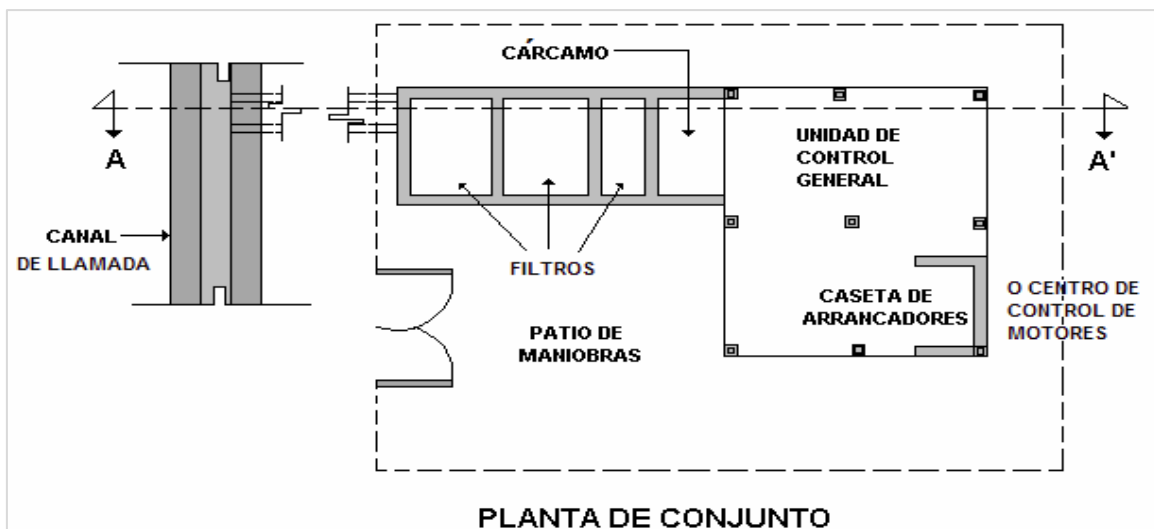


Figura 15. Componentes de un Cárcamo, vista en planta.

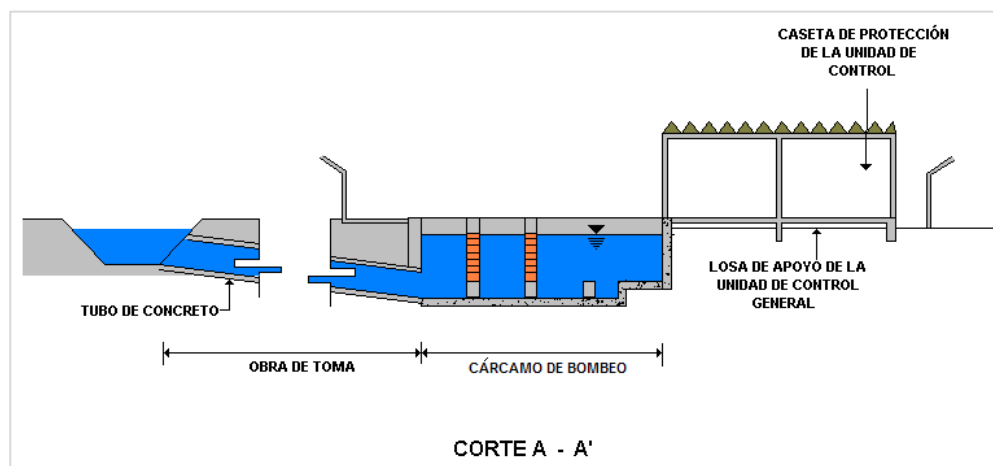


Figura 16. Componentes principales de un Cárcamo, Corte A-A'.

Parámetros de diseño hidráulico.

Los parámetros que se toman en cuenta para diseñar el cárcamo de bombeo, según la Asociación Británica de Investigación Hidromecánica (BHRA), son los siguientes: profundidad (H), ancho (S), distancia del piso a la campana de succión (C), longitud (L) y distancia de la pared trasera al labio de la campana (X), y su calculo se realiza a partir del diámetro de la tubería de succión, CONAGUA (2002a).

Diseño estructural.

El objeto del diseño estructural es determinar las características geométricas y materiales de las estructuras y de los elementos que las forman, para que estas cumplan en forma segura y adecuada la función específica para la que fueron proyectadas, (CFE, 1969).

CONAGUA (2002a), sugiere una metodología de cálculo estructural, la cual se describe a continuación.

Para el diseño estructural se parte del dimensionamiento realizado en el diseño hidráulico, quedando por definir únicamente los espesores y armados de los elementos estructurales que componen la planta de bombeo.

Cálculo y diseño de los elementos:

El suelo ejerce una presión horizontal sobre el muro de un cárcamo cuyo valor depende del tipo de suelo. Para una distribución de presión triangular, la presión activa lateral de un suelo sin cohesión a una profundidad h , en metros es la que se muestra en la Figura 17:

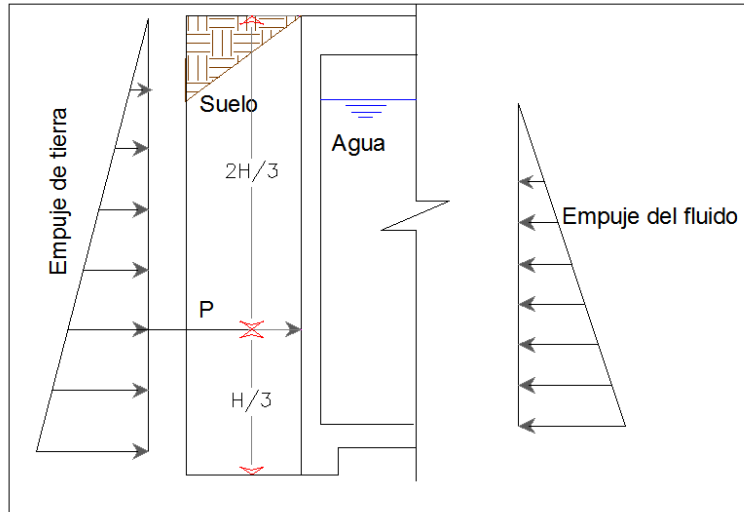


Figura 17. Características de los empujes.

$$E = \frac{K_0}{2} \gamma_m h^2 \quad (14)$$

Donde E = Empuje (kg); γ_m = Peso específico del material (kg/m^3); $K_0 = \tan^2 (45^\circ - \phi/2)$ Coeficiente de presión activa; h = Altura del relleno en (m); ϕ = Ángulo de reposo del relleno del material donde se aloja la estructura.

$$V = E \quad (15)$$

Donde V = Fuerza cortante (Kg)

$$M = E \frac{h}{3} \quad (16)$$

Donde M = Momento flexionante (Kg/m); h = Altura del relleno en (m).

Los suelos sumergidos o saturados producen presiones sustancialmente mayores sobre el muro, que suelos secos o húmedos. La presión lateral activa para suelo en estas condiciones es la suma de la presión hidrostática y la presión lateral del suelo basada en el peso específico de flotación del suelo. Este peso puede ser aproximadamente el 60% del peso en seco.

Diseño de muros.

Para el diseño del muro se toma un ancho de 1 m y se considera empotrado en su base y libre en la parte superior. Se considera a E la fuerza resultante del empuje de tierras.

Diseño por flexión

Para calcular el espesor del muro se utiliza la siguiente fórmula:

$$d = \sqrt{\frac{M}{Rb}} \quad (17)$$

Donde d = Espesor del muro (cm); M = Momento flexionante de diseño (kg/cm); b = Ancho unitario de muro (cm, se diseña para 1 m); R = Constante que depende del concreto a utilizar.

En el Cuadro 8 se presentan las constantes para el diseño elástico de concreto armado, las cuales son utilizadas para diseñar las estructuras de concreto.

Cuadro 8. Constantes para diseño elástico de concreto armado.

Fy	fs	f'c	n	fc	k	j	R
Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²					
4,200	2,100	150	16	67.5	0.34	0.88	10.6
		200	14	90	0.38	0.87	15
		250	13	113	0.4	0.87	20
		300	12	135	0.43	0.85	25
		350	11	158	0.45	0.85	30.4

Fuente: (CONAGUA 2002a).

Diseño por cortante

Se calcula el espesor del muro por cortante con la fórmula siguiente:

$$d = \frac{V}{V_c b} \quad (18)$$

Donde V = Fuerza cortante (kg); b = Ancho de muro (cm); d = Espesor del muro (cm); Vc = Esfuerzo cortante admisible (kg/cm²).

Se escoge el espesor de mayor magnitud. El siguiente paso es determinar el área de refuerzo necesario mediante la siguiente fórmula:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} \quad (19)$$

Donde A_s = Área de acero de refuerzo (cm^2); M = Momento flexionante de diseño (kg/cm); d = Espesor del muro (cm); j = Constante de diseño; f_s = Esfuerzo permisible en el acero (kg/cm^2).

Para estimar el acero por temperatura se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_{st} = c * b * t \quad (20)$$

Donde: A_{st} = Área de acero por temperatura (cm^2); c = Constante de diseño (0.002); b = Base del muro (cm); t = Espesor del muro (cm).

Revisión por adherencia

Para calcular el esfuerzo de adherencia se utiliza la siguiente fórmula:

$$u_o = \frac{V}{\sum_o j d} \quad (21)$$

Donde u_o = Esfuerzo de adherencia (kg/cm^2); V = Fuerza cortante (kg); d = Espesor del muro (cm); j = Constante de diseño; \sum_o = Sumatoria de perímetros de las varillas (cm)

El Esfuerzo de adherencia permisible, se calcula de la siguiente manera:

$$U = \frac{2.3\sqrt{f'c}}{D} \quad (22)$$

Donde: U = Esfuerzo de adherencia permisible (kg/cm^2); $f'c$ = Resistencia del concreto al esfuerzo de compresión (Kg/cm^2); D = Diámetro nominal de la varilla (cm).

Diseño de losa de cimentación

En este caso se suman todas las fuerzas que soportará la losa incluyendo el volumen de agua cuando el cárcamo está lleno y se divide entre el área de la losa obteniéndose de esta manera la reacción del terreno; con este valor se diseña la losa.

Análisis de cargas en la losa de apoyo:

$$P_t = P_l + P_b + (C_v + S_c) \quad (23)$$

Donde: P_t = Peso total (Kg); P_l = Peso de la losa (Kg); P_b = Peso de las bombas (P_b); C_v = Carga viva (Kg); S_c = Sobrecarga (Kg).

Así la carga total se obtiene mediante la fórmula:

$$q = \frac{\text{Peso total}}{\text{área total}} \quad (24)$$

Calculo de cargas distribuidas:

$$W_L = \frac{q}{1 + \frac{L^4}{i^4}} \quad (25)$$

$$W_i = \frac{q}{1 + \frac{i^4}{L^4}} \quad (26)$$

Donde: W_L = Cargas sobre claro largo (kg/m); W_i = Cargas sobre claro corto (kg/m); q = carga total (viva + sobrecarga); L = Largo de losa de apoyo (m); i = Ancho de losa de apoyo (m)

La Figura 18 muestra el diagrama de fuerzas y momentos que intervienen en el diseño de losa.

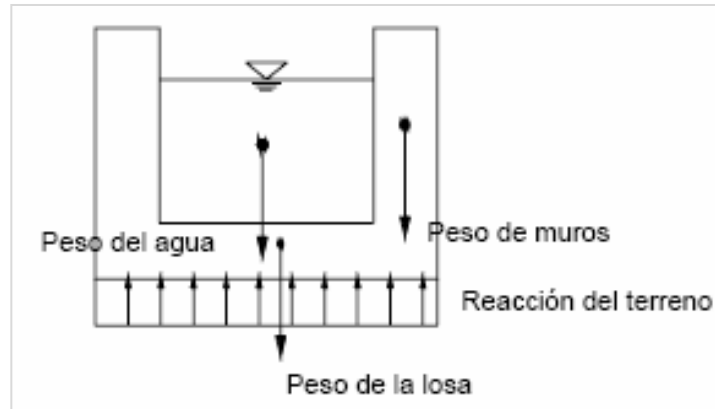


Figura 18. Diagrama de fuerzas y momentos actuantes

El momento entre losa y muros de cárcamo se puede calcular como si la losa estuviera empotrada (Figura 19).

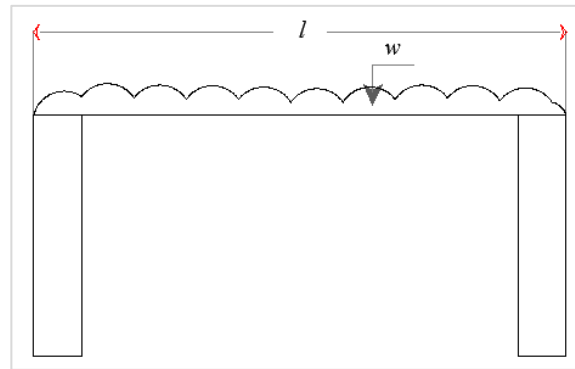


Figura 19. Esquema de momentos y carga para la losa.

En cuyo caso las ecuaciones a utilizar son las siguientes:

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{wl^2}{12} \quad (27)$$

$$V_{m\acute{a}x} = \frac{wl}{2} \quad (28)$$

Donde $M_{m\acute{a}x}$ =Momento máximo (kg/m); $V_{m\acute{a}x}$ =Esfuerzo cortante máximo (kg); w = Carga uniformemente distribuida (Kg/m); l = Longitud de claro (m).

Con estos valores el espesor se determina por flexión y cortante, se calcula el área de refuerzo necesaria y se revisa por adherencia de manera similar al diseño de muros.

CONAGUA (2002a). En caso de existir niveles freáticos altos es conveniente revisar que el cárcamo no flote. Esto se hace calculando la fuerza de flotación (principio de Arquímedes) y comparándola con el peso de la estructura del cárcamo cuando éste está vacío. Si existe el riesgo de flotación se puede incrementar el peso del cárcamo, engrosando muros o losa de cimentación, como puede observarse en la Figura 20.

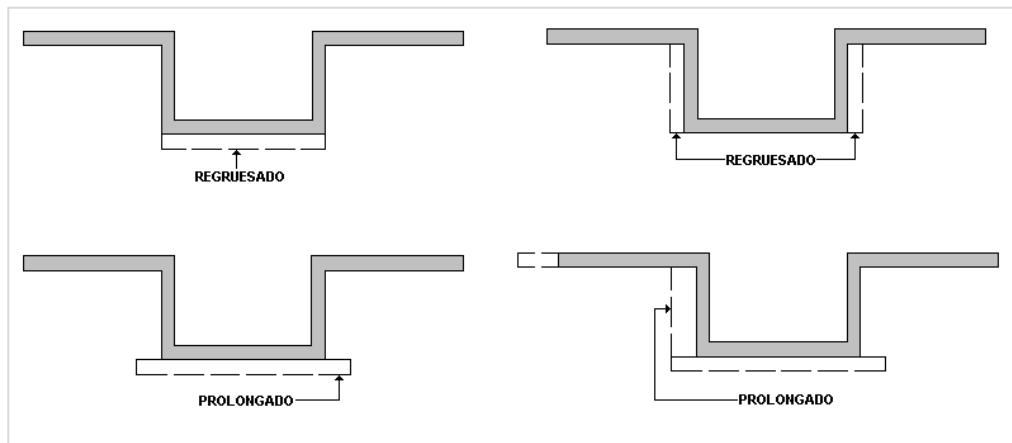


Figura 20. Soluciones posibles para evitar la flotación de los cárcamos.

Diseño de la losa de fondo.

Debe considerarse el peso del agua, de la losa y de los muros (Figura 21):

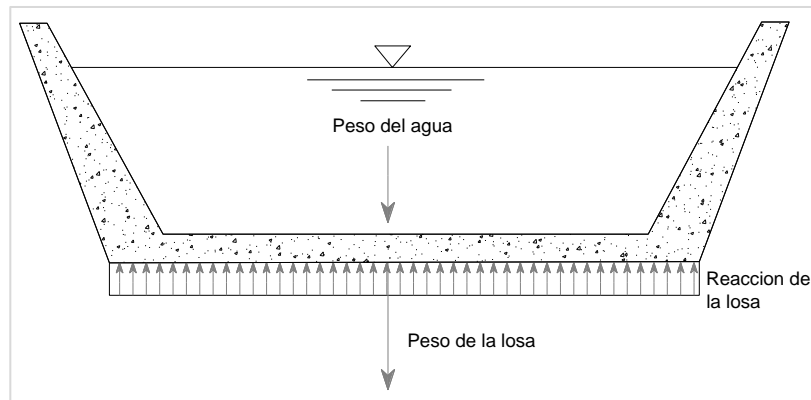


Figura 21. Peso del agua, losa y muros.

El peso total se calcula:

$$P_t = P_a + P_l + P_m \quad (29)$$

Donde: P_t = Pesos total (Kg); P_a = Peso del agua (Kg); P_l = Pesos de la losa (Kg); P_m = Peso de los muros (Kg).

Calculo de la carga distribuida:

El cálculo de estas cargas se realiza utilizando las ecuaciones (24), (25) y (26).

Análisis de fuerzas que actúan considerando la losa doblemente empotrada (Figura 22).

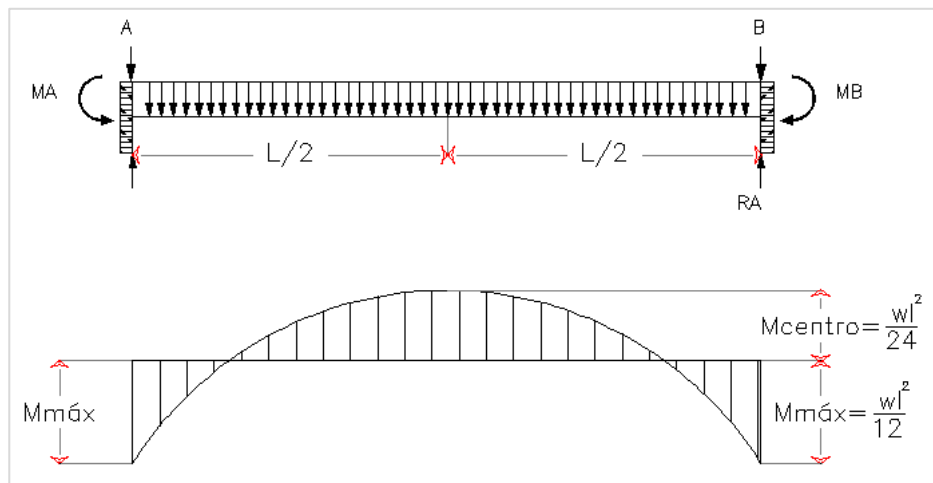


Figura 22. Fuerzas que actúan en el sistema.

Con estos valores el espesor se determina por flexión y cortante, se calcula el área de refuerzo necesaria y se revisa por adherencia de manera similar al diseño de muros.

4.8.3. Caseta de Controles

De acuerdo a las necesidades de cada proyecto, en la mayoría de los casos se hace necesaria la construcción de una caseta para alojar los equipos eléctricos que ayudan a la operación de las bombas, tales como arrancadores, variadores de frecuencia, banco de capacitores, etc.

Si el equipo de bombeo consta de varias unidades de gran capacidad y de motores que no son tipo intemperie, se debe construir un cuarto de bombeo con las siguientes

características: suficiente ventilación, sistema de drenaje, acceso grande para entrada y salida de equipo cuando sea necesario; y suficiente espacio entre las unidades de bombeo para facilitar su mantenimiento. Si únicamente se dispone de una unidad de bombeo, es suficiente una caseta de controles para alojar el motor (tipo no intemperie) y los controles eléctricos (arrancadores, tableros de botones y otros).

4.8.4. Silletas y Atraques

Las silletas y atraques son elementos estructurales que permiten fijar o apoyar los distintos componentes que integran un sistema de riego presurizado en la parte denominada tren de descarga, unidad de control y la red de conducción y distribución. (CONAGUA, 2002a).

Silletas

Son elementos estructurales que sirven para apoyar el tren de descarga de los sistemas de bombeo en donde no se tienen anillos atiesadores. Ordinariamente las tuberías de acero empleadas son apoyadas sobre silletas sin anillos atiesadores (CONAGUA, 2002a).

Para determinar el espacio máximo entre silletas de una tubería de acero, ésta se supone como una viga continua formada por el extremo de la tubería que se conecta a una junta de dilatación (Figura 23).

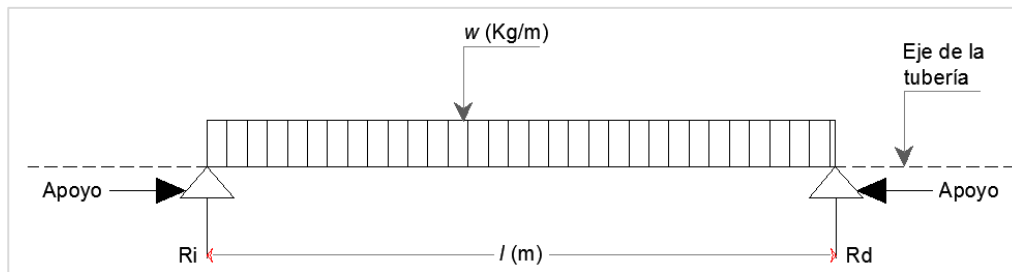


Figura 23. Cargas para el cálculo de la distancia máxima entre silletas.

En forma aproximada el tramo de la tubería entre dos apoyos se puede considerar como una viga simplemente apoyada.

El momento flexionante es:

$$M = f. c. \left(\frac{wl^2}{8} \right) \quad (30)$$

Donde: M = Momento flexionante (Kg/cm^2); f.c.=Factor de carga=1.4; w = Carga uniformemente distribuida (kg/m); l = Longitud de la tubería entre silletas (m);

Por otro lado:

$$M = f_s \cdot S \quad (31)$$

$$S = \frac{\pi(D^4 - d^4)}{32 * D} \quad (32)$$

Donde f_s = Esfuerzo de tensión del acero (Kg/cm^2); S = Módulo de sección de la tubería en (cm^3); D = Diámetro exterior (cm); d = Diámetro interior (cm).

De tal manera que si se igualan se tiene que la separación entre silletas (l) se determina como sigue:

$$l = \left(\frac{8 * f_s * S}{f. c. * w} \right)^{0.5} \quad (33)$$

Simplificando la ecuación anterior para usar las variables en las unidades indicadas quedará expresada como sigue:

$$l = \left(\frac{f_s * S}{17.5 * w} \right)^{0.5} \quad (34)$$

Las cargas a evaluar son:

El peso propio de la tubería y peso del agua dentro de la tubería en tránsito; el esfuerzo de tensión de la tubería es 1,265 o 1,140 kilogramos por centímetro cuadrado.

Cuando por condiciones topográficas no sea posible adoptar la máxima separación entre silletas, es claro que debería colocarse tan cercanas como sea necesario. Esto último es frecuente en cantiles y terrenos escarpados.

Las silletas pueden construirse con perfiles de acero estructural a base de ángulos, placas y soleras, o bien de concreto armado. Por facilidad de construcción se prefieren estas últimas y se calculan con la carga que les trasmite la tubería.

Atraques

CONAGUA (2002a) define a los atraques, como elementos de concreto para soportar y transmitir al terreno las fuerzas producidas por los cambios de dirección, terminales, reducciones de las tuberías utilizadas en los sistemas de riego, véase Figura 24. Los atraques tienen por objeto evitar que la tubería se mueva y se afecten sus acoplamientos, teniendo como consecuencia fugas de agua que pueden provocar deficiencias en el sistema de riego al disminuir la presión en el sistema.



Figura 24. Atraque.

Factores que deben considerarse:

El tamaño y tipo de atraque depende de los esfuerzos que se produzcan, éstos, a su vez, dependen de los siguientes factores: diámetro interior y ángulo de deflexión de la tubería, presión máxima de la línea, gasto, velocidad del agua y capacidad de carga del suelo.

La fuerza considerada en el cálculo de los atraques de las deflexiones de la tubería es la que corresponde a la fuerza resultante, derivada de la suma de fuerzas hidrostática y dinámica

debidas a la presión interna y a la velocidad del agua, respectivamente, tal como se muestra en la Figura 25.

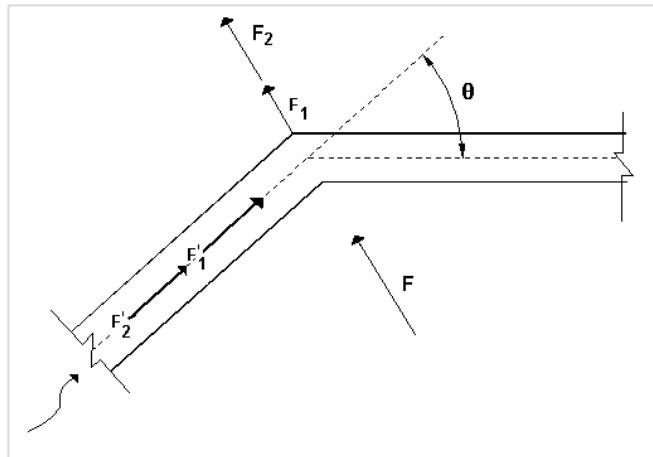


Figura 25. Fuerza total resultante sobre el codo de una tubería con agua a presión.

Para determinar la fuerza total resultante sobre el codo de una tubería, se realiza con la siguiente formula:

$$F = 2s \left(p + \frac{wv^2}{g} \right) \text{sen} \frac{\theta}{2} \quad (35)$$

Donde: F = Fuerza resultante sobre el codo (kg); s= Área de la sección transversal del tubo (m²); p=Presión en la tubería, incluyendo la debida al golpe de ariete(kg/m²); w=Peso específico del agua(kg/m³); v=Velocidad del agua dentro de la tubería (m/s); g= Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²); θ =Ángulo de deflexión del eje de la tubería.

El diseño del atraque dependerá del sentido que tenga esta fuerza sobre el codo de la tubería.

Una vez que se tiene la fuerza resultante del empuje, se calcula el área de apoyo, (Figura 26) de un atraque enterrado con la siguiente expresión:

$$A = \frac{F}{T} \quad (36)$$

Donde: A = Superficie de apoyo necesario para el atraque (cm²); F =Fuerza resultante de empuje sobre la deflexión (kg); T= Esfuerzo que opone el terreno al atraque (kg/ cm²).

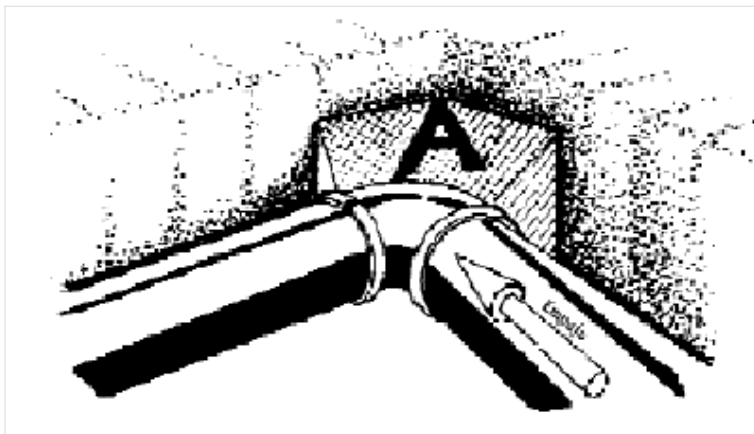


Figura 26. Superficie de apoyo para el atraque.

Cuando no se tienen datos o análisis de los estudios de Geotecnia que nos arrojan la capacidad de carga del suelo donde se pretende construir los atraques, se puede estimar la capacidad de carga de acuerdo al tipo de suelo que haya en la zona, para es recomendable apoyarse de los datos del Cuadro 9.

Cuadro 9. Resistencia que opone el terreno (T) a la introducción del atraque.

Tipo de suelo	T (Kg/cm ²)
Terreno blando (lodoso, barro suave)	0.4
Terreno rígido (arena)	1.0
Terreno semifirme (arena y grava)	2.0
Terreno duro	4.0
Terreno rocoso	15.0

Fuente: (CONAGUA 2002a).

4.8.5. Vertedores.

Arteaga (2009) define un vertedor como un dispositivo hidráulico constituido por una escotadura, a través de la cual se hace circular el agua. Hidráulicamente es un orificio que no esta totalmente ahogado por el nivel de aguas arriba, ver (Figura 27).

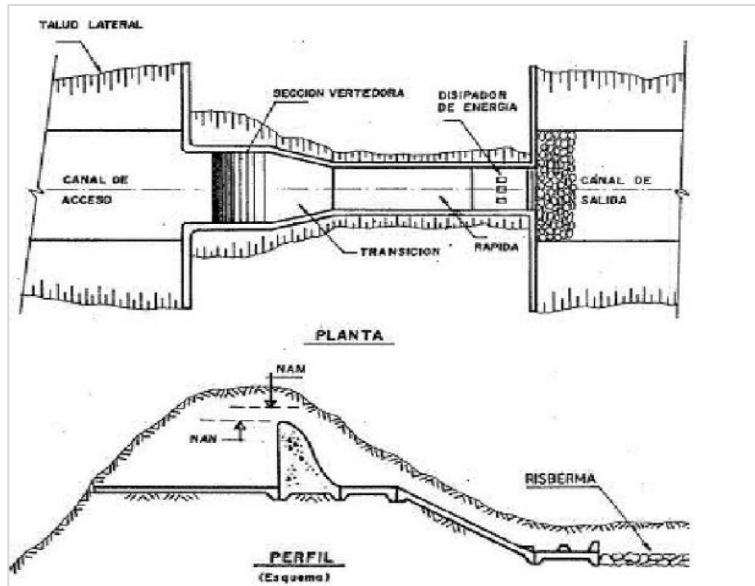


Figura 27. Esquema de un vertedor en planta y perfil.

Colegio de Postgraduados (2009) menciona que esta estructura de seguridad es de mayor importancia y consiste en un corte o desnivel ubicado estratégicamente en la estructura de almacenamiento, recubierta con diversos materiales, para desalojar las aguas generadas durante los eventos de máximas crecidas. Su función es desalojar o verter los excedentes de agua almacenada, a fin de proteger la estructura de almacenamiento.

Podemos decir que es una estructura hidráulica sobre la cual se efectúa una descarga de agua a superficie libre. En particular, el vertedor de pared gruesa se emplea como obra de control de una presa.

En general, se prefiere que el vertedor sea ancho y poco profundo porque así las variaciones de la profundidad son pequeñas cuando ocurren fluctuaciones en el caudal. La longitud mínima de la cresta debe ser 2.0 m para evitar obstrucciones. La carga sobre el vertedor debe procurarse que esté entre 0.40 m y 1.50 m. El canal de conducción entre el vertedor y el cauce debe tener una pendiente no inferior al 0.5% para permitir una evacuación rápida del agua. La obra de excedencias deberá diseñarse para el gasto máximo de descarga y se deberá tomar en cuenta el efecto regulador del vaso a fin de determinar el caudal de la creciente sobre el vertedor.

Según Arteaga (2009), los vertedores se pueden clasificar de la siguiente manera:

Según su planta:

- Vertedores de planta recta.
- Vertedores de planta curva.
- Vertedores de planta combinada.

Según su geometría o vista:

- Vertedores de forma rectangular.
- Vertedores de forma triangular.
- Vertedores de forma trapecial y otros.

Según su espesor de pared:

- Vertedor de pared delgada.
- Vertedor de pared gruesa ($e > 0.66H$)

Por la altura relativa del umbral.

- Vertedores de cresta libre.
- Vertedores de cresta ahogada.

Vertedor de cresta ancha.

Sotelo (1982) señala que los vertedores de cresta ancha tienen menor capacidad de descarga para igual carga de agua que los vertedores de cresta delgada y su uso más frecuente es como estructuras de control de nivel (Figura 28).

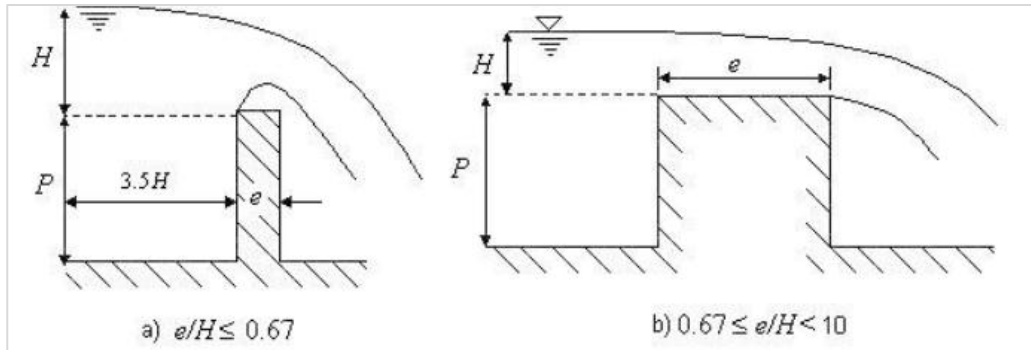


Figura 28. Vertedor rectangular. a) Cresta delgada. b) Cresta gruesa.

Asimismo, Sotelo (1982) presenta una clasificación del funcionamiento de los vertedores, según la relación e/H , como se presenta a continuación:

Cuando e/H es menor que 0.67 el chorro se separa de la cresta y el funcionamiento es idéntico al del vertedor de pared delgada.

Cuando e/H es mayor a 0.67 el funcionamiento es diferente, pues la lámina vertiente se adhiere a la cresta del vertedor.

Si la relación e/H es mayor que 10 se considera que el funcionamiento es en canal.

En el Cuadro 10, se observan los coeficientes en vertedores de cresta ancha, de acuerdo a los estudios realizados por diferentes autores.

Cuadro 10. Coeficientes en vertedores de cresta ancha.

Experimentador	e	P	H	$1.7c$
Borde de aguas arriba redondeado				
• Bazin	2	0.75	0.09 a 0.50	1.42 a 1.61
• U.S. Deep Waterways Board.	2	1.4	0.25 a 1.50	1.55
• Woodburn	3	0.53	0.15 a 0.45	1.53 a 1.57
Borde de aguas arriba agudo				
• Bazin	2	0.75	0.06 a 0.45	1.33 a 1.45
• U.S. Deep Waterways Board.	2	1.4	0.27 a 1.50	1.31 a 1.38
• Woodburn	3	0.53	0.15 a 0.45	1.44 a 1.45

Fuente: Instituto de la Construcción y Gerencia (2010).

Diseño de vertedores de cresta ancha.

De acuerdo a Colegio de Postgraduados (2009), el procedimiento es el siguiente:

Caudal máximo de diseño.

Para determinar el caudal máximo para el diseño del vertedor se puede utilizar el método de sección y pendiente, aplicando la siguiente ecuación.

$$Q = A * v \quad (37)$$

Donde: Q= E scorrimiento máximo (m^3/s); A = Área hidráulica de la sección (m^2); v = Velocidad del flujo (m/s)

El área hidráulica se determina en función de la sección transversal del sitio donde se pretende ubicar la obra, a la altura de la huella máxima del flujo de agua por dicha sección. Se debe de tener en cuenta el lugar de la construcción de la obra y analizar el tipo de material de alojamiento. Con esto podemos obtener un coeficiente de rugosidad adecuado.

La velocidad del escurrimiento se estima por medio de la ecuación de Manning, como sigue:

$$v = \frac{r^{2/3} s^{1/2}}{n} \quad (38)$$

Donde: v = Velocidad (m/s); s = Pendiente (m/m); r = Radio hidráulico (m); n = Coeficiente de rugosidad de Manning.

El radio hidráulico se calcula con la siguiente ecuación:

$$r = \frac{A}{P} \quad (39)$$

Donde: r = Radio hidráulico (m); A = Área hidráulica (m^2); P = Perímetro de mojado (m).

El vertedor se diseña en función del gasto máximo. El gasto máximo sobre la cresta del vertedor se calcula con la siguiente ecuación:

$$Q_{max} = C_v * L * H_d^{3/2} \quad (40)$$

Donde: Q_{max} = Escurrimiento máximo (m^3/s); C_v = Coeficiente del vertedor ($m^{1/2}/s$); L = Longitud del vertedor (m); H_d = Carga sobre el vertedor (m).

Para vertedores de cresta ancha, si el cimacio es tipo Creager, $C_v=2.18$, si es tipo rectangular $C_v=1.45$.

Se pueden proponer valores de L y H_d para obtener las dimensiones del vertedor.

La siguiente ecuación muestra el cálculo de H_d proponiendo un valor de L despejado de la ecuación anterior.

$$H_d = \left[\frac{Q_{max}}{C_v * L} \right]^{2/3} \quad (41)$$

LISTA DE VARIABLES UTILIZADAS EN EL CAPÍTULO.

- Q = Gasto de diseño (m^3/s).
- A = Área del conducto (m^2).
- v = Velocidad en el conducto (m/s).
- D = Diámetro del conducto (m).
- hf = Pérdida de carga por fricción (m).
- n = Coeficiente de rugosidad de Manning (adim).
- L= Longitud del conducto (m).
- ch = Coeficiente de Hazem Williams (adim).
- f = Factor de fricción de Darcy (adim).
- g = Aceleración de la gravedad ($9.81 m/s^2$).
- hx = pérdida de carga localizada (m).
- Kx = Coeficiente que depende del tipo de accesorio o estructura (adim).
- E = Empuje (kg).
- γ_m = Peso específico del material (kg/m^3).
- Ko = Coeficiente de presión activa (Adim).
- h = Altura del relleno en (m).
- \emptyset = Ángulo de reposo del relleno del material donde se aloja la estructura (grados).
- V = Fuerza cortante (Kg).
- M = Momento flexionante (Kg/m).
- d = Espesor del muro (cm).
- b = Ancho unitario de muro (cm)
- Vc = Esfuerzo cortante admisible (kg/cm^2).

A_s = Área de acero de refuerzo (cm^2).
 f_s = Esfuerzo permisible en el acero (kg/cm^2).
 A_{st} = Área de acero por temperatura (cm^2).
 c = Constante de diseño (0.002).
 t = Espesor del muro (cm).
 u_o = Esfuerzo de adherencia (kg/cm^2).
 Σo = Sumatoria de perímetros de las varillas (cm).
 U = Esfuerzo de adherencia permisible (kg/cm^2).
 $f'c$ = Resistencia del concreto al esfuerzo de compresión (Kg/cm^2).
 D = Diámetro nominal de la varilla (cm).
 P_t = Peso total (Kg).
 P_l = Peso de la losa (Kg).
 P_b = Peso de las bombas (P_b).
 C_v = Carga viva (Kg).
 S_c = Sobrecarga (Kg).
 W_L = Cargas sobre claro largo (kg/m).
 W_i = Cargas sobre claro corto (kg/m).
 q = carga total (viva + sobrecarga).
 L = Largo de losa de apoyo (m).
 i = Ancho de losa de apoyo (m).
 $M_{\text{máx}}$ = Momento máximo (kg/m).
 $V_{\text{máx}}$ = Esfuerzo cortante máximo (kg).
 w = Carga uniformemente distribuida (Kg/m).
 l = Longitud de claro (m).
 $f.c.$ = Factor de carga = 1.4.
 S = Módulo de sección de la tubería en (cm^3).
 F = Fuerza resultante sobre el codo (kg).
 A = Superficie de apoyo necesario para el atraque (cm^2).
 T = Esfuerzo que opone el terreno al atraque (kg/cm^2).
 s = Pendiente (m/m).
 r = Radio hidráulico (m).
 P = Perímetro de mojado (m).
 Q_{max} = Escurrimiento máximo (m^3/s).
 C_v = Coeficiente del vertedor ($\text{m}^{1/2}/\text{s}$).
 L = Longitud del vertedor (m).
 H_d = Carga sobre el vertedor (m).

5. MATERIALES Y METODOS.

5.1. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO.

El levantamiento topográfico de la zona de estudio se dividió en 2 etapas, la primera que consistió principalmente en un recorrido por la zona de estudio y levantamiento de puntos sobre las estructuras que se encuentran sobre el Río Turbio como la derivadora dique alto, su estructura vertedora, el cárcamo de bombeo existente, así como secciones transversales del río a cada 500 metros desde el dren Munguía hasta la derivadora, además de secciones transversales del dren Munguía en una longitud aproximada de 350 metros, antes de su confluencia con el río turbio.

Esta primera etapa tuvo la finalidad de conocer las condiciones topográficas de la zona, así como las características y dimensiones de las estructuras que evitan que se tenga un buen funcionamiento hidráulico y por lo tanto provocan inundaciones aguas arriba en épocas lluvia, al conocer las características topográficas de la zona se pudo plantear las soluciones que a largo plazo resuelvan o disminuyan el problema.

La segunda etapa del levantamiento topográfico se realizó después de analizar las propuestas de solución y en común acuerdo con el Distrito de Riego 011, quienes aprobaron y apoyaron la propuesta de construir una línea de conducción a través de un cárcamo de bombeo, desde el dren Munguía hasta la línea existente que se encuentra en el cárcamo de bombeo ubicado cerca de la derivadora “Dique Alto”, así como la modificación y ampliación del vertedor para desalojar los excesos de volúmenes que se presentan en el río, el levantamiento consistió en obtener el perfil del terreno en el punto donde se pretende construir el cárcamo de bombeo, además de obtener secciones transversales sobre la línea de conducción que va del cárcamo hasta el punto donde se entregará el agua que es a la línea existente después del cárcamo que existe actualmente, este levantamiento permitió diseñar la línea de conducción del cárcamo de bombeo.

Para las dos etapas básicamente se siguió el mismo procedimiento, el cual se presentan a continuación.

El procedimiento para el levantamiento con el GPS diferencial, fue el siguiente:

1. Recorrido de campo preliminar para ubicar los puntos en lugares específicos donde se ubicarían los bancos de nivel.
2. Instalación del equipo correspondiente con sus aditamentos para tomar los puntos de precisión.
3. Lectura de los puntos de precisión.
4. Procesamiento de datos y obtención de coordenadas con el software (GNSS Solution) para GPS de alta precisión.

Para la realización de levantamiento topográfico con estación total, se procedió de la siguiente manera:

1. Recorrido preliminar para reconocer las características del sitio y las condiciones en que se encuentra el lugar, esto con el fin de elegir la estrategia a seguir (Figura 29).



Figura 29. Vista panorámica del dren Munguía y el punto de unión al río Turbio.

2. Instalación y nivelación del equipo (Basados en los bancos de nivel definidos con el GPS diferencial) (Figura 30).



Figura 30. Instalación de estación total.

3. Orientación de la estación usando las coordenadas conocidas de Banco de Nivel (Figura 31).



Figura 31. Punto conocido usado para la orientación de la estación.

4. Después de haber georreferenciado el aparato, se procedió a tomar medidas altimétricas y planimétricas, situando el prisma en los puntos a medir (Figura 32).



Figura 32. Levantamiento de secciones del dren Munguía.

5. Realizar los cambios de aparato necesarios para levantar aquellos puntos de interés donde no es posible abarcar, desde la ubicación en curso de la estación total. La instalación de la estación en una nueva posición se hizo de acuerdo a las necesidades observadas en campo, buscando sitios que permitieron una adecuada lectura de los puntos de interés (Figura 33). (Antes del cambio de estación, se situaron dos puntos de control, cercanos entre ellos, para orientar la nueva posición con coordenadas conocidas).



Figura 33. Cambio de estación.

6. Asimismo para evitar que hubiera un desfase en las coordenadas, se verificó el ángulo de orientación, con respecto al primer punto de apoyo, de modo que ambos ángulos fueran complementarios.
7. Descarga de los datos a través del software de la estación total usada.
8. Procesamiento de datos y elaboración de planos.

El material utilizado en el levantamiento topográfico fue el siguiente:

1. Prismas con estadales.
2. Trípode metálico que soporte el equipo de medición.
3. GPS diferencial.
4. Flexómetro.
5. Machete (Para remoción de ramas que no permitían visualizar el prisma).
6. Cuerda para marcar cadenamamiento.
7. Latas de pintura para marcar cadenamamiento y cambios de estación.
8. Bancos de nivel a base de concreto.
9. Martillo
10. Pala
11. Radios (1 para el operador de la estación y uno para cada “estadalero”).
12. Vehículo
13. Cámara digital
14. Equipo de cómputo
15. Libreta de campo
16. Software para descargar los datos de la estación y GPS.
17. Software para procesar datos y elaborar los planos correspondientes.

5.2. ESTUDIO HIDROLÓGICO.

A fin de determinar el caudal que por periodo de retorno transita en el río Turbio a la altura del vertedor, se realizó el análisis lluvia-escorrimento con ayuda del programa Hidrologic Modeling System (HEC-HMS), desarrollado por el Hidrologic Engineering Center (HEC).

Para simular la respuesta hidrológica de una cuenca, el sistema de modelaje hidrológico (HEC-HMS) utiliza los siguientes componentes: modelo de cuenca, modelo meteorológico, especificaciones de control y datos de entrada. Una simulación calcula la transformación de lluvia a caudal en el modelo de la cuenca, dada la entrada del modelo meteorológico.

Las especificaciones de control definen el periodo de tiempo durante el cual se realizará la simulación y el intervalo de tiempo a utilizar. Los componentes de los datos de entrada, tales como las series temporales, tablas datos por celdas son requeridos como parámetros o condiciones de contorno tanto en el modelo de la cuenca como en el meteorológico.

El tipo de modelo de cuenca seleccionado tanto en la cuenca del río Turbio como en la cuenca “Las Adjuntas” (ésta última utilizada para la calibración del modelo, como se verá más adelante), en el programa señalado es “Transformación Lluvia Caudal”, y la metodología de la Curva Número (CN), del Servicio de Conservación de Suelos (SCS). El método empleado en el modelo meteorológico es el de la Tormenta tipo 1, que consiste en aplicar una distribución temporal tipo SCS (Servicio de Conservación de Suelos) a un volumen total de lluvia en 24 horas.

Las actividades que se describen a continuación, constituyen el procedimiento realizado para la obtención de avenidas.

5.2.1. Delimitación de la cuenca.

Para la delimitación de la cuenca, se descargaron dos imágenes estereoscópicas Aster (Advanced Spaceborne Thermal Emission and Reflection Radiometer), de claves

ASTGTM_N20W102 y ASTGTM_N20W103, a partir de las cuales se elaboró el mosaico que cubre la totalidad del área de la cuenca.

El mosaico de las imágenes Aster, conformó el Modelo Digital de Elevaciones (MDE), que sirvió de base en la delimitación de la cuenca “El Turbio”, con ayuda de la herramienta Arc Swat en plataforma del software ArcGIS versión 9.3 (Figura 34).

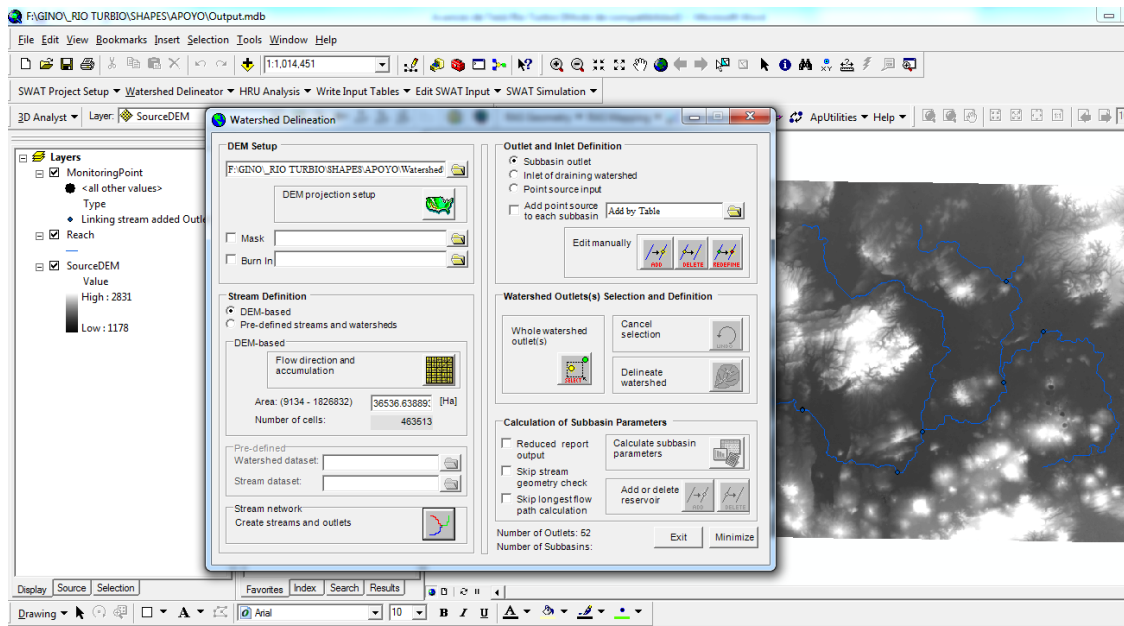


Figura 34. Delimitación de la cuenca con la herramienta SWAT, en ArcMAP.

En el mismo programa se determinaron el área de la cuenca y la longitud y pendiente del cauce principal, parámetros que sirvieron en el cálculo de tiempo de concentración, abstracciones iniciales y Lag (o tiempo de retardo), necesarios para la transformación lluvia-escorrimento.

5.2.2. Análisis de precipitación.

Para la selección de estaciones meteorológicas utilizadas en el análisis de precipitación de la cuenca del río Turbio, se ubicaron geográficamente las estaciones existentes en la zona, y se extrajeron sus registros históricos del programa ERIC III (Extractor Rápido de Información Climática), (Figura 35). Posteriormente se verificó el año de inicio y término de la información disponible.

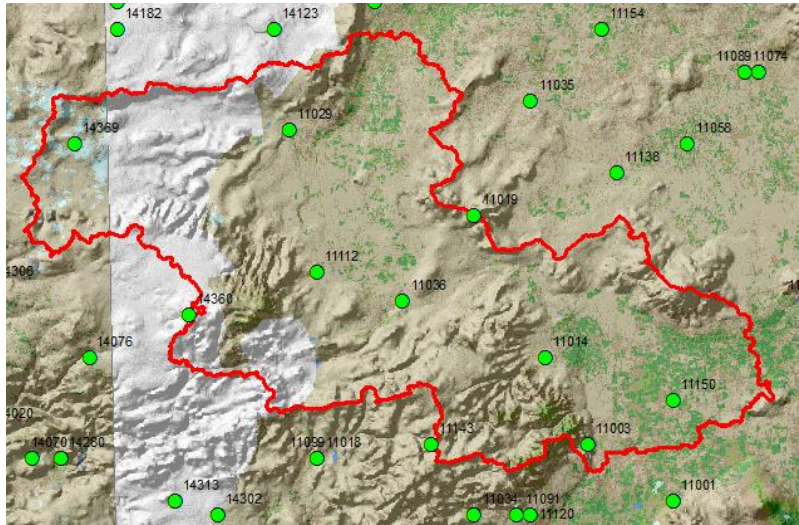


Figura 35. Estaciones meteorológicas en la zona de estudio.

Ya identificadas las estaciones dentro del área de estudio, se determinó el área de influencia de cada estación mediante polígonos de Thiessen, con la herramienta “*Create Thiessen Polygons*” en el software Arc Map versión 9.3.

A las estaciones meteorológicas seleccionadas, se les realizó el análisis probabilístico de sus registros históricos de precipitación máxima en 24 horas (ponderado para toda la cuenca), con ayuda del programa de ajuste de funciones AX, elaborado por el CENAPRED (Jiménez, 1997). Las funciones de probabilidad que se contemplaron en el empleo de este programa son: Normal, Log-Normal, Gumbel, Exponencial, Gamma y doble Gumbel.

Una vez calculado el error estándar de cada una de las funciones de ajuste con respecto a la muestra, con la función de mejor ajuste (en el mismo programa), se extrapolaron los valores de precipitación para obtener los correspondientes por periodo de retorno.

5.2.3. Número de escurrimiento.

Para la definición de los números de escurrimiento en la cuenca del río Turbio, se descargó la información de tipo y uso de suelo existente dentro de la cuenca, que de manera gratuita tiene disponible la Comisión Nacional para el Conocimiento y Uso de la Biodiversidad (CONABIO), a escala 1:250,000, en formato tipo vector.

Puesto que el número de escurrimiento N, depende del uso, tipo y composición del suelo, pendiente y estado de humedad del terreno (CNA, 2003), se procedió a realizar una intersección de los tipos de suelo con el uso de suelo y vegetación, en el programa ArcMap 9.3, obteniendo unidades homogéneas respecto a estos dos parámetros que permitirían realizar la interpretación necesaria para asignar el número de curva.

Dada la variabilidad en cuanto a tipos y usos de suelo presentes, el valor de CN para toda la cuenca se calculó como la resultante de obtener un valor promedio ponderado, con base en la superficie por tipo y uso de suelo.

5.2.4. Calibración del Modelo Lluvia-Escurrimiento.

Sobre el cauce del río Turbio, 1.69 km aguas arriba del sitio de interés, se encuentra la estación hidrométrica “Las Adjuntas” de clave 12391, cuyos registros históricos se encuentran disponibles en el Banco Nacional de Aguas Superficiales (BANDAS).

La calibración consistió en comparar las avenidas que por periodo de retorno corresponden a los registros de la estación hidrométrica las Adjuntas, con respecto a las calculadas con el modelo Lluvia escurrimiento de su cuenca de aportación, y realizar el ajuste a los coeficientes de número de curva en el modelo lluvia-escurrimiento que permitan que éste describa de manera más aproximada los caudales reales que circulan hacia aguas abajo (en el sitio donde se ubica el vertedor).

El análisis probabilístico de los registros históricos de caudal que transita por el río Turbio, en el sitio donde se ubica la estación hidrométrica las Adjuntas, se realizó mediante el programa AX.

Respecto al modelo lluvia escurrimiento, a continuación se describen los pasos realizados:

- Delimitación del área de la cuenca de aportación a la estación hidrométrica.

- Determinación de longitud y pendiente del cauce principal, tiempo de concentración, tiempo de retardo y abstracciones iniciales.
- Obtención de los valores anuales de precipitación máxima en 24 horas para la cuenca.
- Ajuste de los valores de precipitación máxima en 24 horas a una función de distribución de probabilidades y su extrapolación para obtener precipitación por periodo de retorno.
- Obtención del número de curva ponderado para la cuenca, a partir de la distribución espacial de tipo y uso de suelo.
- Obtención de avenidas por periodo de retorno en el programa HEC-HMS ver 3.5.
- Ajuste del número de curva, para encontrar aquel valor que al ser ingresado en el programa HEC-HMS, redujera la diferencia entre caudales por periodo de retorno obtenidos del modelo Lluvia-Escurrimiento vs caudales por periodo de retorno de la hidrométrica las Adjuntas.

Una vez obtenidos los valores de número de curva ajustados para la cuenca de aportación a la hidrométrica “Las Adjuntas”, se reasignaron los valores en toda la cuenca para correr la simulación hidrológica en el programa HEC-HMS y obtener las avenidas que por periodo de retorno transitan a la altura del vertedor.

5.2.5. Obtención de gastos máximos por periodo de retorno.

El área de la cuenca, la longitud del cauce principal, el tiempo de concentración, las abstracciones iniciales, el tiempo de retardo, el valor de precipitación máxima en 24 horas y el valor del número de curva calibrado, fueron los parámetros ingresados al programa HEC-HMS versión 3.5, para obtener las avenidas máximas que por periodo de retorno escurren en la cuenca del río Turbio.

5.3. DISEÑO HIDRÁULICO

En base a las elevaciones obtenidas de los cauces del Dren Munguía y el río Turbio, se procedió a analizar diferentes alternativas:

- Desazolve del río Turbio en el tramo de la Represa al Dren Munguía 5.4 Km, de la represa aguas abajo 2.0 Km y disminuyendo la elevación las estructuras existentes en 1.5 m.
- Construcción de un Canal de Concreto que va desde el Dren Munguía hasta el cárcamo existente con una longitud de 5.16 Km con capacidad de conducir un gasto de 0.60 m³/s.
- Entubamiento desde el Dren Munguía hasta el cárcamo existente con una longitud de 5.16 Km para un gasto de 0.60 m³/s.

En el caso del entubamiento se incluyeron alternativas con diferentes tipos de material, asimismo se hicieron las consideraciones tanto para gravedad como para el uso de equipos de bombeo.

Posterior al análisis técnico y económico de cada una de las alternativas se determinó en conjunto con personal del Distrito de Riego 011 la alternativa mas factible el cual se optó por la opción de entubamiento desde el dren Munguía y modificación del vertedor que tiene actualmente.

Diseño

Para el diseño hidráulico se partió de la elaboración de la propuesta en el software AutoCAD, el procedimiento fue el siguiente:

En un archivo nuevo de AutoCAD se agregó la información correspondiente a las curvas de nivel, mismas que debían cubrir un ancho de 5 m a cada lado del eje propuesto. También se agregó información de la geometría parcelaria; posteriormente se procedió a realizar el trazo de la línea de conducción teniendo cuidado de que éste se encontrara en los límites de las parcelas, no debiendo cruzar las mismas.

Finalmente se generaron 2 archivos en formato AutoCAD R12/LT2 DXF (*.dxf):

- Curvas de nivel
- Trazo de línea de conducción.

A fin de analizar hidráulicamente el trazo propuesto se utilizó el software WCADI 2008, para el cual se usaron los archivos generados anteriormente, los datos usados para el cálculo hidráulico fueron:

$$Q = 600 \text{ l/s}$$

$$H = 50 \text{ m}$$

El motivo de usar una carga de 50 m se basó en la necesidad de carga de 45 m en el cárcamo de bombeo existente para poder satisfacer las demandas de presión en los hidrantes de la zona de riego. Se trató de no incrementar demasiado la carga en el nuevo diseño; sin embargo se requirió incrementar la carga al inicio debido a que la pendiente es casi nula, de tal manera que se pudiera entregar la misma carga con la que operaba el sistema en el punto de bombeo anterior.

5.4. DISEÑO ELECTROMECAÁNICO.

5.4.1. Diseño de Equipo de Bombeo.

El equipo de bombeo deberá satisfacer las demandas de la red de conducción y distribución, así como ser capaz de cubrir las pérdidas de carga generadas en el tren de descarga. Para el proyecto se requieren las siguientes características:

Gasto de operación total (Q) en lps.

Gasto de operación por equipo de bombeo l/s

Carga del sistema de conducción y operación (Hs) en m.c.a

Pérdidas de carga localizadas en el tren de descarga.

Estas pérdidas se encuentran en función de la configuración del mismo, para el tren de descarga, estas se refieren a las pérdidas generadas por piezas especiales en el tren de

descarga como son, válvulas, medidores, cambios de dirección, reducciones etc., estas pérdidas se determinan con la siguiente expresión:

$$h_f = Kx \frac{v^2}{2g} \quad (42)$$

Donde: h_f = Pérdida de carga (m); Kx = Coeficiente de resistencia que depende del tipo de pieza; v = Velocidad en el conducto (m/s); g = Aceleración de la gravedad (m/s^2).

Obteniendo la carga total de sistema se determina una potencia requerida del equipo de bombeo mediante la siguiente expresión:

$$P = \frac{Q * H}{75 * \eta} \quad (43)$$

Donde: P = Potencia (Hp); Q = Gasto (l/s); H = Carga (m); η = Eficiencia mecánica del equipo (%).

Cálculo de carga de succión neta disponible.

Para la determinación de la carga de succión se emplea la siguiente expresión:

$$NPSH_{disp} = h_b + S_m g - h_{fs} - h_{va} \quad (44)$$

Donde: h_b = Carga barométrica (m); $S_m g$ = Sumergencia del primer impulsor (m); h_{fs} = Pérdidas de carga localizadas (m); h_{va} = Tensión de vapor del agua (m).

Carga barométrica

La carga barométrica se encuentra en función de la elevación al que se encuentre localizado nuestro sistema, considerando que la presión en el cárcamo es la presión atmosférica tenemos:

$$h_b = \frac{P_{atm}}{\text{Peso esp del fluido}} \quad (45)$$

Donde: P_{atm} = Presión atmosférica (Kg/m^2); Peso específico del fluido (Kg/m^3).

Con los parámetros de POTENCIA, CARGA, GASTO y NPSH disponible se buscó un equipo comercial que satisfaga los mismos.

5.4.2. Diseño del Sistema Eléctrico.

Para el diseño del sistema eléctrico es necesario tener el cálculo de la bomba, su caudal, carga, eficiencia y potencia. Y con ayuda de una hoja de Excel se determinaron las características eléctricas.

El primer cálculo es para la corriente nominal (Amps), esto se calculó con la siguiente expresión:

$$I_n = \frac{VA}{1.732V_f} \quad (46)$$

Donde: VA= Potencia aparente (Volts amperes); I_n = Corriente nominal (Amps); V_f = voltaje entre fases (Volts).

Con el dato que se obtuvo se hace una corrección a la corriente nominal para la combinación de motor y otras cargas:

$$I_c = \frac{I_n}{F_A \times F_T} \quad (47)$$

Donde: I_c =Corriente corregida (Amps); I_n = Corriente nominal (Amps) F_A = Factor de agrupamiento; F_T = Factor de temperatura.

Para el cálculo de los conductores por caída de tensión, se utilizó la siguiente expresión:

$$\text{CARGAS 3F, 3H } \%e = \frac{2\sqrt{3}(L \cdot I_n)}{V_n \cdot S} \quad (48)$$

Donde: S=Sección del conductor; L =Longitud del alimentador (m); In=Corriente nominal (amps); Vn =Voltaje de fase a neutro (volts); Vf =Voltaje entre fases (volts); %e =Caída de tensión de cálculo (%).

Para el cálculo del transformador se hace la suma de la carga total demandada de cada uno de los tableros y aplicar las siguientes formulas:

$$\text{KVA Diversificados} = \frac{\text{CARGA TOTAL DEMANDA}}{\text{FACTOR DE DIVERSIDAD (1.25)}}$$

$$\text{KVA Transformador} = \frac{\text{KVA DIVERSIFICADOS}}{\text{FACTOR DE UTILIZACION (0.8)}}$$

El cálculo de la corriente nominal primaria para el transformador fue con la siguiente fórmula:

$$I_{np} = \frac{kVA}{\sqrt{3}(kV)} \quad (49)$$

Donde: Inp = Corriente nominal primaria del transformador (A); kVA = Potencia del transformador; kV = tensión eléctrica nominal en kilo-Volts.

Con la misma fórmula de la ecuación anterior se calcula la corriente nominal secundaria del transformador.

Cálculo de sistemas de tierra. Para este apartado se toman diversas consideraciones como:

- Consideraciones generales
- Determinación de la corriente de corto circuito.
- Ajuste de la corriente de corto circuito
- Determinación de la resistividad del terreno.
- Cálculo de la sección del conductor.
- Cálculo de la longitud necesaria del conductor.

- Cálculo del potencial de contacto o de malla:
- Cálculo del potencial de paso:
- Cálculo de la resistencia de la red:
- Cálculo del potencial de transferencia:

Calculo de alimentadores y circuitos derivados. Las consideraciones a tomar en este punto son:

- Cálculo de la Corriente nominal de la fase mayor.
- Cálculo de la corriente corregida.
- Cálculo de la corriente de protección.
- Calculo del conductor por coordinación de la ampacidad con respecto a la protección.
- Calculo de la caída de tensión.
- Cálculo para la selección de la canalización.

Calculo de corto circuito bomba. Para este apartado se toman diversas consideraciones.

- Diagrama de reactancias.
- Cálculo de reactancias por unidad.
- Diagrama simplificado.
- Resumen de corrientes de corto circuito.

LISTA DE VARIABLES UTILIZADAS.

h_f = Pérdida de carga (m).

K_x = Coeficiente de resistencia que depende del tipo de pieza.

v = Velocidad en el conducto (m/s); g = Aceleración de la gravedad (m/s^2).

P = Potencia (Hp).

Q = Gasto (l/s).

H = Carga (m).

η = Eficiencia mecánica del equipo (%).

h_b = Carga barométrica (m).

S_{mg} = Sumergencia del primer impulsor (m).

H_{fs} = Pérdidas de carga localizadas (m).

h_{va} = Tensión de vapor del agua (m).

P_{atm} = Presión atmosférica (Kg/m^2).

h_b = Carga barométrica (m).

VA= Potencia aparente (Volts amperes).
 In= Corriente nominal (Amps).
 Vf= voltaje entre fases (Volts).
 Ic =Corriente corregida (Amps).
 F.A = Factor de agrupamiento.
 F. T = Factor de temperatura.
 S=Sección del conductor.
 L =Longitud del alimentador (m).
 Vn =Voltaje de fase a neutro (volts).
 %e =Caída de tensión de cálculo (%).
 Inp = Corriente nominal primaria del transformador (A).
 kVA = Potencia del transformador.
 kV = tensión eléctrica nominal (kilo-Volts).

5.5. DISEÑO DE OBRA CIVIL.

Se requerirán bombear 600 l/s, por lo que para suministrar el gasto a la presión requerida, tomando en cuenta los costos de operación, se hace necesaria la construcción de una planta de bombeo, la cual consiste en la obra de toma, el cárcamo de bombeo, centro de control de maquinas, y la protección de los equipos; así como los atraques necesarios y apoyos para las bombas. Por lo que, en los siguientes puntos se presenta la metodología de cálculo de las estructuras que conforman la planta de bombeo.

Se requiere de algunos datos para el diseño de los elementos antes mencionados y que son calculados o seleccionados previamente, estos datos son los siguientes:

Gasto de diseño de la planta de bombeo.....	600 lps.
Número de equipos de bombeo.....	4 Equipos
Gasto por equipo de bombeo.....	150 lps (2377.8 gpm)
Potencia de cada bomba	150 hp
Fuente de abastecimiento.....	Dren Munguía
Nivel mínimo de operación.....	1689.66 msnm
Tipo de bombas a utilizar.....	Verticales Tipo Turbina

Dentro de los estudios para la modernización de la derivadora, se hace necesario el diseño de un cruce de carretera pavimentada y de un cruce de la tubería a través del río Turbio, así como del rediseño (ampliación) del vertedor existente antes de la derivadora. La metodología de diseño de estas estructuras también se presenta en los siguientes puntos.

5.5.1. Obra de Toma.

Las características que se tomaron en cuenta para la ubicación de la obra de toma fueron las siguientes: principalmente se decidió ubicar sobre el dren Munguía cerca de su confluencia con el río Turbio con el objetivo de evitar mayores aportaciones al Turbio y ayudar a disminuir la cantidad de azolves que entran al cárcamo de bombeo, ya que el dren arrastra menos sólidos en suspensión que el Río Turbio, además que las condiciones topográficas son favorables, es decir se decidió ubicar la toma en un tramo recto, alejado de curvas, donde el dren tiene una pendiente suave y uniforme, antes de un represo para garantizar el flujo de agua hacia la toma.

Con la información topográfica obtenida en campo y con el gasto de diseño requerido se procedió a realizar el cálculo geométrico de la obra de toma, tomando en cuenta las siguientes características.

El diámetro del conducto que va de la toma al cárcamo se calculó de tal forma que pueda conducir el gasto máximo del sistema de riego generando la mínima pérdida de energía posible de acuerdo a la ecuación de continuidad, el diseño se realizó de la siguiente manera:

- Como ya se conoce el Gasto requerido en la fuente de abastecimiento se despejó el diámetro de la ecuación (8) y se propuso uno de tal manera que estuviera en el rango de velocidad mínima y máxima para un conducto de pvc, además que las pérdidas de carga totales sean mínimas.
- Se calcularon las pérdidas de carga por fricción en la tubería con las ecuaciones (10), (11) y (12) para comparar los resultados.
- Posteriormente se calcularon las pérdidas de carga por entrada y por rejillas de acuerdo a la ecuación (13) para posteriormente sumarlas a las de fricción y verificar que la suma de pérdidas de carga sea mínima.

Las dimensiones y forma de la entrada serán de acuerdo a la estructura de control, que en este caso será una compuerta Miller del mismo diámetro del conducto. La altura de la toma esta regida por la forma del dren y el nivel de aguas máximas que este tiene.

En la boca de entrada se propuso una rejilla formada por soleras para evitar en lo posible el arrastre de material flotante y se consideró una muesca para agujas de madera en caso de descompostura de la compuerta.

La losa de fondo en la entrada se consideró en contrapendiente y los muros laterales de la entrada estarán inclinados respecto a los muros donde irá la rejilla y las muescas.

El diseño estructural se realizó con ayuda de las formulas para el cálculo de muros y losas descritas en el apartado de cárcamo de bombeo, a continuación se describe como se calcularon los elementos de la obra de toma:

El diseño de los muros se realizó considerando el empuje de tierras, el cual se calcula con la ecuación (14).

Se realizó el cálculo del momento flexionante mediante la ecuación (16).

Una vez obtenido el momento y con los parámetros dependiendo del concreto a utilizar podemos calcular el espesor de los muros de acuerdo a la ecuación (17).

Posterior al cálculo de espesor de muros se procedió a calcular el área de acero que requieren dichos muros mediante la ecuación (19), así como el área de acero por temperatura calculada con la ecuación(20).

La separación de varillas dependerá de la medida y número de la varilla que se escoja y se acomodarán separadas a una distancia menor a la calculada y a un número cerrado para facilitar la colocación de las varillas durante la construcción.

Por ultimo se hizo una revisión por adherencia, para esto se calculó el esfuerzo de adherencia a través de la ecuación (21) y se comparó con el esfuerzo permisible que corresponde a la ecuación (22), con esto se busca que es el esfuerzo de adherencia sea menor a la permisible.

El diseño de la losa de fondo se realizó usando la misma metodología para el diseño de losas de fondo del cárcamo de bombeo, del cual se parte utilizando la ecuación (29) y es necesario determinar antes los volúmenes de cada concepto y multiplicarlo por su peso específico para obtener el peso en kilogramos.

Posteriormente se calcula el valor de q a partir de la ecuación (24) que corresponde al peso total dividido entre el área que soportará esas cargas, ahora se calcula la carga distribuida con las ecuaciones (25) y (26), del cual se usará el valor que resulte mas crítico, con esto se procede a calcular los momentos máximo y en el centro de acuerdo a las ecuaciones (27) y (28).

Una vez obtenido el momento flexionante se procede a obtener el espesor de la losa siguiendo la misma metodología para obtener el espesor de los muros explicado anteriormente, así como el área de acero y la revisión por adherencia.

Al concluir el diseño geométrico y estructural se plasmaron dichos cálculos en el plano correspondiente en el que se muestra a detalle como esta diseñada la obra de toma, para mayor detalle ver plano anexo correspondiente a Cárcamo de bombeo.

5.5.2. Cárcamo de Bombeo

El diseño geométrico del Cárcamo de Bombeo se hizo tomando en cuenta el perfil de terreno usado para el dimensionamiento de la obra de toma, en cuanto al dimensionamiento en perfil del cárcamo se busca que la profundidad del cárcamo sea tal que cuando la fuente de abastecimiento lleve un caudal mínimo, el gasto que llegue a la succión de la bomba sea suficiente para abastecer a la zona de riego, por otro lado, la parte superior del cárcamo debe ser mayor que el nivel de aguas máximas en la fuente de abastecimiento, esto debido a

que si por alguna razón permanece abierta la compuerta en la toma y los equipos de bombeo no estén operando, el agua que llega al cárcamo no derrame por la parte superior y provoque zonas de encharcamiento cerca de la obra, además en la parte inferior se considera un desnivel entre el desarenador y la parte donde se encuentra la succión de la bomba de tal manera que se ayude a evitar la entrada de pequeños sólidos; en cuanto al diseño en planta se propuso de acuerdo a los parámetros de diseño para cárcamos de Bombeo, según la Asociación Británica de Investigación Hidromecánica (BHRA).

El Cuadro 11 muestra los parámetros para diseño en función del diámetro de la campana de succión o diámetro del colador (ϕ_c), cuya dimensión es proporcionada por el fabricante de acuerdo a la bomba seleccionada (Figura 36 y Figura 37).

Cuadro 11. Parámetros para diseño de cárcamo según la BHRA.

S/ϕ_c	C/ϕ_c	L/ϕ_c	X/ϕ_c	H/ϕ_c	V_c (m/s)	V_e (m/s)
2-3	0.4-0.75	>4.0	>0.25	>2.0	<0.33	<1.2

H = Profundidad (m) (sumergencia mínima de la bomba).

S = Ancho (m).

L = Longitud (m).

C = Distancia del piso a la campana de succión (m).

X = Distancia de la pared trasera al labio de la campana (m).

V_c = Velocidad del agua en el cárcamo (m/s).

V_e = Velocidad del agua en la entrada el cárcamo (m/s) (velocidad en el conducto).

ϕ_c = Diámetro de la campana de succión (m).

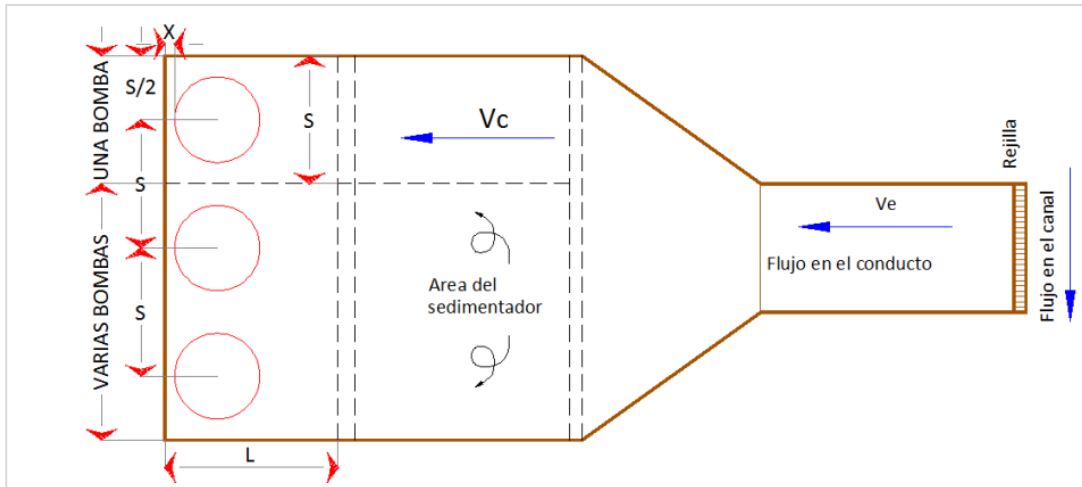


Figura 36. Parámetros del cárcamo según la BHRA (Planta).

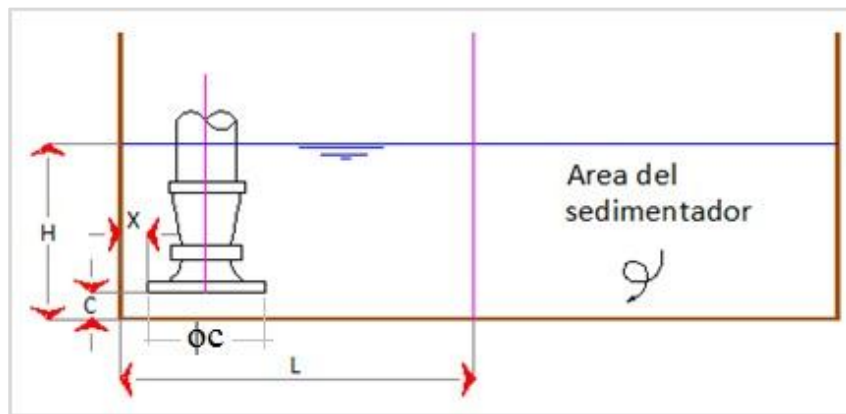


Figura 37. Parámetros según la BHRA (Perfil).

El diseño estructural se realizó con ayuda de las fórmulas para el cálculo de muros y losas al igual que en el caso del cálculo estructural de la obra de toma. A continuación se describe como se calcularon los elementos del cárcamo de bombeo:

El diseño de la losa de apoyo, se calculó de la siguiente manera:

La losa se apoyará monolíticamente en dos traveses opuestas, por lo que es una losa en una dirección, a su vez las traveses se apoyarán en el muro de contención.

Se calculó el peso total que cargará la losa con la ecuación (23), el cual requiere que se calcule el volumen de agua y concreto para multiplicarlo por su peso específico y obtener el peso total.

Posteriormente se calcula el valor de q a partir de la ecuación (24) que corresponde al peso total dividido entre el área que soportará esas cargas, ahora se calcula la carga distribuida con las ecuaciones (25) y (26), del cual se usará el valor que resulte mas crítico, con esto se procede a calcular los momentos máximo y en el centro de acuerdo a las ecuaciones (27) y (28).

El espesor del muro, el área de acero necesaria y la revisión por adherencia se realiza de la misma manera que en el caso del cálculo de los muros de la obra de toma.

Para el caso del cálculo de los muros y losa de fondo, tanto del cárcamo como del desarenador, se sigue el mismo procedimiento de cálculo que se realizó en los muros y losa de la obra de toma.

Una vez obtenidos los valores de los cálculos estructurales y geométricos se plasmaron dichos resultados en los planos (Planos 9, 10 y 11) anexos a éste documento.

5.5.3. Caseta de Controles

Para el diseño de la caseta de controles específicamente el techo y las trabes se pueden considerar las ecuaciones usadas para el cálculo de la losa de apoyo en el cárcamo, sin embargo no llevaran un cálculo detallado, ya que esta no estará expuesta a cargas internas o externas, solo el peso propio. Debido a eso se dimensiona y se le da un espesor y armado de acuerdo a los requerimientos mínimos para una caseta de dimensiones pequeñas.

Se realizó un plano anexo a este documento donde se detallan las medidas y armado de la caseta, también se muestra la ubicación de esta respecto al cárcamo de bombeo.

5.5.4. Silletas y Atraques

Silletas.

Las silletas son requeridas en el tren de descarga para soportar las tuberías que van de la bomba a la línea de conducción, que para este estudio se requirieron 4 bombas, cada una con su línea de descarga de 12" de diámetro, para unirse a otra línea de 16" y finalmente esta unirse a una línea de 24", la cual al terminar la tubería de acero llevará un ampliación a tubería de PRFV de 1,000 mm (40").

La separación entre silletas se determinó para la condición más crítica, que es para el tubo de acero de 12 pulgadas, ya que tienen un claro mas grande que el de 16" y 24" y solo son tramos pequeños.

Para calcular la separación mínima entre silletas se calcula con la ecuación (34), el cual requiere que se obtengan las cargas que soportarán dichas silletas, que son el peso propio de la tubería de acero, el peso del agua dentro del tramo del tubo y el peso de los accesorios que se encuentren en dicho tramo.

Una vez definida la separación entre ellas se calculó el espesor de las silletas a partir de la ecuación (17), para el cual se requirió calcular el momento flexionante que se estima con la ecuación (30), dependiendo del espesor que resulte, si es menor de 20 cm, por recomendaciones de la CONAGUA se dejan de 20 cm, y si es mayor se deja el que resulte, en cuanto al armado de la silleta, solo se propondrá acero de refuerzo por temperatura.

Atraques.

Para el cálculo de los atraques se tomo en cuenta la cantidad de codos con los que cuenta la línea de tubería que va de la planta de bombeo hasta su descarga.

Se midió la deflexión de cada uno de los codos que se colocarán y ya conocido el diámetro, la presión de trabajo, y la velocidad del agua, que obtienen de la tabla de resultados que

arroja el diseño de la red con el programa WCADI, se calculó la fuerza total resultante sobre cada codo de la siguiente manera:

Se calculó la fuerza que se ejerce en la deflexión con la ecuación (35), una vez obtenida esta fuerza, se calcula el área de apoyo que requiere el atraque a partir de la ecuación (36), del que resulta necesaria la capacidad de carga del suelo, del cual podemos apoyarnos del Cuadro 9, considerando un valor de $T= 2 \text{ Kg/cm}^2$.

Se propusieron longitudes (obsérvese las Figura 38 y Figura 39) del atraque de tal manera que cumpla con la superficie de apoyo mínima requerida.

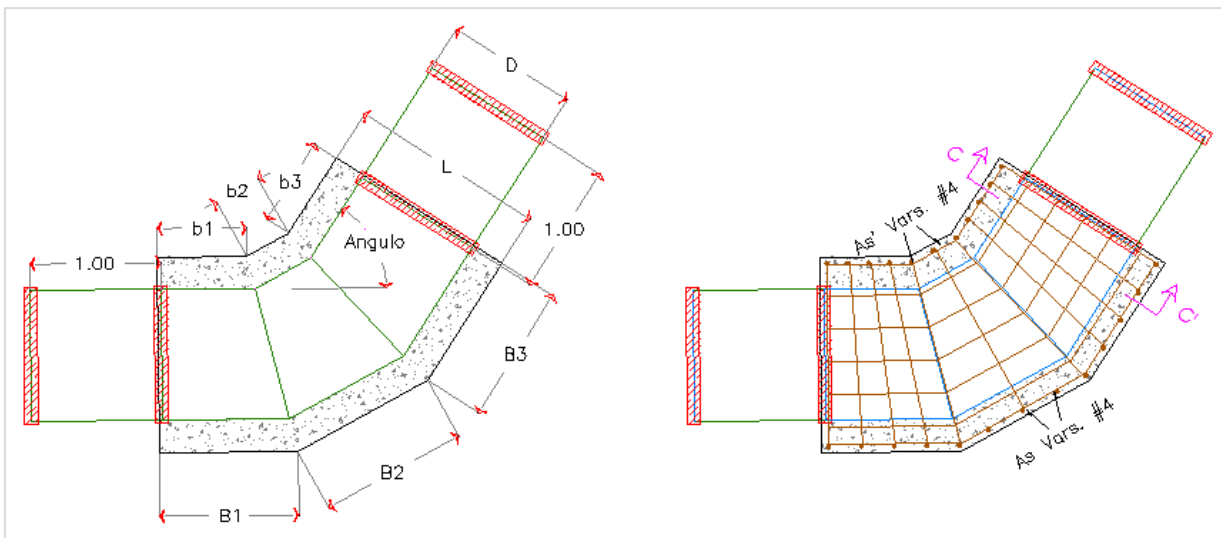


Figura 38. Dimensiones y armado de atraque para codo.

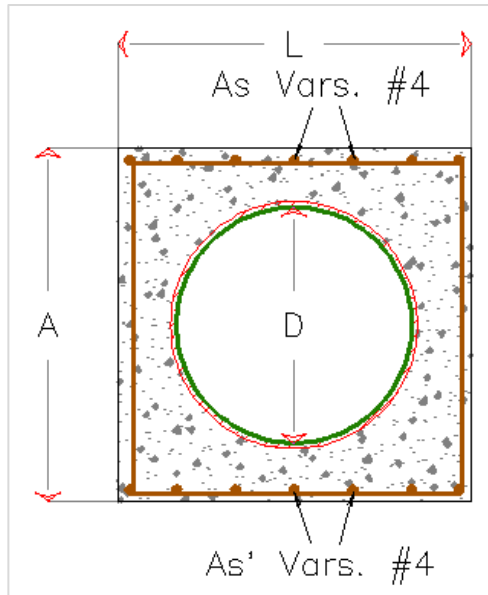


Figura 39. Dimensiones y armado de Atraque para codo (2).

Con las dimensiones necesarias para el atraque, se requirió debido a los diámetros de la línea de conducción que el atraque tenga un refuerzo de acero mínimo por temperatura, para el cual se proponen varillas de 1/2" a cada distancia correspondiente al cálculo, por seguridad se redondeó y se ajustó al valor comercial de varilla mas arriba del requerido y se le pondrá armado a todo el atraque para mayor estabilidad.

Para la línea de conducción esta considerada una reducción de 1,000 - 900 mm y para el diseño del atraque en esta pieza no se requieren cálculos, ya que no se ejerce presión como en el caso de los codos, pero si es necesario dotar de dicho atraque por seguridad del sistema.

5.5.5. Diseño del Vertedor.

Debido que en la zona de estudio ya existe un vertedor de cresta ancha que protege a la derivadora, pero dada las condiciones topográficas del río debido al azolvamiento y las condiciones actuales de funcionamiento de la derivadora que requiere mantener cierto tirante para abastecer al módulo Corralejo, actualmente en épocas de lluvia la derivadora funciona como un bordo la obra no es suficiente para desalojar los eventos máximos de lluvia (Figura 40).

Por esta razón la solución mas técnica fue la construcción de otro cárcamo de bombeo y la ampliación o modificación del vertedor actual para no depender del tirante que tenga el río Turbio y poder desalojar sin ningún problemas el agua en caso de eventos extraordinarios de lluvia; por lo tanto se modificó ampliando el vertedor actual de tal manera que pueda desalojar un caudal de $99.0 \text{ m}^3/\text{s}$ que corresponde a un periodo de Retorno de 10 años, se utilizó este periodo de retorno que aunque la GASIR recomienda que para zonas de riego y poblaciones pequeñas se recomienda diseñar con un periodo de Retorno de 5 años, para brindar mayor seguridad en la estructura se diseñó con $\text{TR}=10$ años.

Para determinar las dimensiones y características de la ampliación del vertedor existente, resulta necesario conocer las dimensiones actuales, para ello se realizó un levantamiento topográfico del vertedor para conocer sus dimensiones y el nivel máximo que se ha presentado en éste.

Posteriormente se recalculó la capacidad del vertedor actual para verificar que no tiene capacidad de desalojar caudales máximos en épocas de lluvia, dicho vertedor es a base de concreto con un tanque amortiguador de mampostería, tiene unas barras de perfil “I” a lo largo de la cresta cuya finalidad es colocar agujas para evitar que el agua descargue por el vertedor cuando se requiere conservar cierto nivel el río, el vertedor actual se muestra en la figura siguiente.



Figura 40. Vertedor existente.

La ampliación del vertedor tendrá las dimensiones que satisfagan el gasto de diseño para el periodo de retorno antes mencionado, el diseño de vertedor parte de un gasto conocido que son $99.0 \text{ m}^3/\text{s}$, el objetivo es determinar la longitud del vertedor que dado cierta carga de diseño mas un libre bordo no rebase la estructura vertedora, para ello se despeja el valor de L de la ecuación (41) y se proponen valores de carga que no rebasen las dimensiones del vertedor actual, que de acuerdo al Distrito de Riego 011 existe un nivel de aguas máximas extraordinarias que se ha presentado en el vertedor del cual nos apoyaremos para definirla como carga del vertedor.

5.5.6. Cruce de Carretera.

Consiste en diferentes tipos de obras que permiten cruzar las líneas de riego a través de estructuras existentes en la zona tales como carreteras, canales, drenes, ríos, etc., con el fin de proteger la tubería de daños externos que provoquen su rotura y por lo tanto las consecuencias que conlleva.

Para el diseño de este cruce se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones:

En el punto de ubicación de éste se determinó el ancho de la carretera incluyendo el límite de zona federal para determinar las dimensiones de la estructura que protegerá el tubo respetando las normas que rigen el diseño de líneas de conducción en cruce con carretera de acuerdo a la Comisión Nacional del Agua que es la norma NT-002-CNA-2001, en el cual se explica de manera muy clara la metodología para realizar este tipo de estructuras.

También se fijó el área de trazo y corte del pavimento y se calculó la profundidad de zanja, para tener definido un volumen de excavación, donde se alojará en el fondo una plantilla de concreto simple, para dar firmeza y poder plantar la estructura de protección de la tubería que resistirá las cargas externas por el trafico de vehículos, después se dimensionó el espesor del colchón, relleno compactado y base que llevará antes de reponer la carpeta asfáltica, de esta manera se proponen las dimensiones de la estructura para el cruce con la carretera.

6. RESULTADOS

6.1. TOPOGRAFÍA.

Siguiendo la metodología planteada se levantaron las estructuras existentes en la zona de estudio secciones transversales del río turbio el dren Munguía, posteriormente se regresó a la zona de estudio para realizar el levantamiento topográfico del trazo de la línea de conducción definida en el estudio. A continuación se muestran los resultados del levantamiento topográfico.



Figura 41. Instalación y nivelación de quipo.



Figura 42. Seccionamiento del cauce del dren Munguía.



Figura 43. Eliminación de ramas que impedían la visibilidad del prisma



Figura 44. Levantamiento de detalles de la represa

Una vez realizado el levantamiento topográfico de la zona, el trabajo de gabinete consistió en la descarga de información de la estación mediante el software SOKKIA IO UTILITY, así como su procesamiento para la obtención de las coordenadas reales de cada punto.

Sokkia IO Utility - [RWS:CRUCE_RV] - [CRD:CRUCE_RV]						
File Edit Display Add Process (Compute Pts) Tools Help						
Type						
1	Note					
2	DS	JS,IMCRUCE1RV	121111,DT03-May-12,TH20:34			
3	DS	SDR33 V04-04.02				
4	DS	00MMSDR33 V04-04.02	03-May-12 20:34 113121			
5	DS	06MM1.00000000				
6	DS	01MM:SET550RX V30-15	108217SET550RX V30-15	10821791		
7	InstrHt	RodHt				
8	HI	1.466				
9	PntNo	Northing	Easting	Elevation	Description	
10	PT	EST01	10000.0000	10000.0000	1000.0000	EST01
11	InstrHt	RodHt				
12	HI	1.491				
13	OCPt	BePt	Azi	SetAzi		
14	BK	EST01	0.0000	0.0000		
15	OCPt	FaPt	Code	HorzAngle	SlopeDist	ZenithAng Description
16	SS	EST01	2	AR	0.0001	6.391 99.6012 REF01
17	InstrHt	RodHt				
18	HT	3.574				
Points#	Northing	Easting	Elevation	Description		
1	2	10006.3002000	10000.0000000	998.9015000	REF01	
2	3	10012.8030000	10020.5321000	987.7948000	PLANTILLA	
3	4	10015.5593000	10024.2923000	988.7781000	PLANTILLA	
4	5	10015.5990000	10028.3210000	991.0670000	TALUD	
5	6	10011.3830000	10017.9200000	988.5920000	TALUD	
6	7	10018.2562000	10031.8529000	991.9064000	TALUD	
7	8	10008.3321000	10013.7539000	991.4463000	TALUD	
8	9	10007.7490000	10005.7420000	995.0080000	TN	
9	10	10018.8395000	10036.1232000	993.7919000	TN	
10	11	10006.2545000	10002.3134000	996.5960000	TN	
11	12	10021.4020000	10041.9590000	995.8050000	TN	
12	13	10004.1945000	10000.7700000	998.2135000	TN	
13	14	10025.2399000	10048.3645000	997.1783000	TN	
14	15	10002.2310000	9994.1360000	1001.0020000	TN	
15	16	10030.5385000	10056.0937000	998.1485000	TN	
16	17	10034.5320000	10063.7160000	999.4580000	TN	
17	18	10040.5380000	10073.9863000	1000.9832000	TN	

Figura 45. Software SOKKIA IO UTILITY.

En la siguiente figura se puede apreciar un esquema donde se han marcado los puntos de mayor elevación localizados en el dren Munguía.

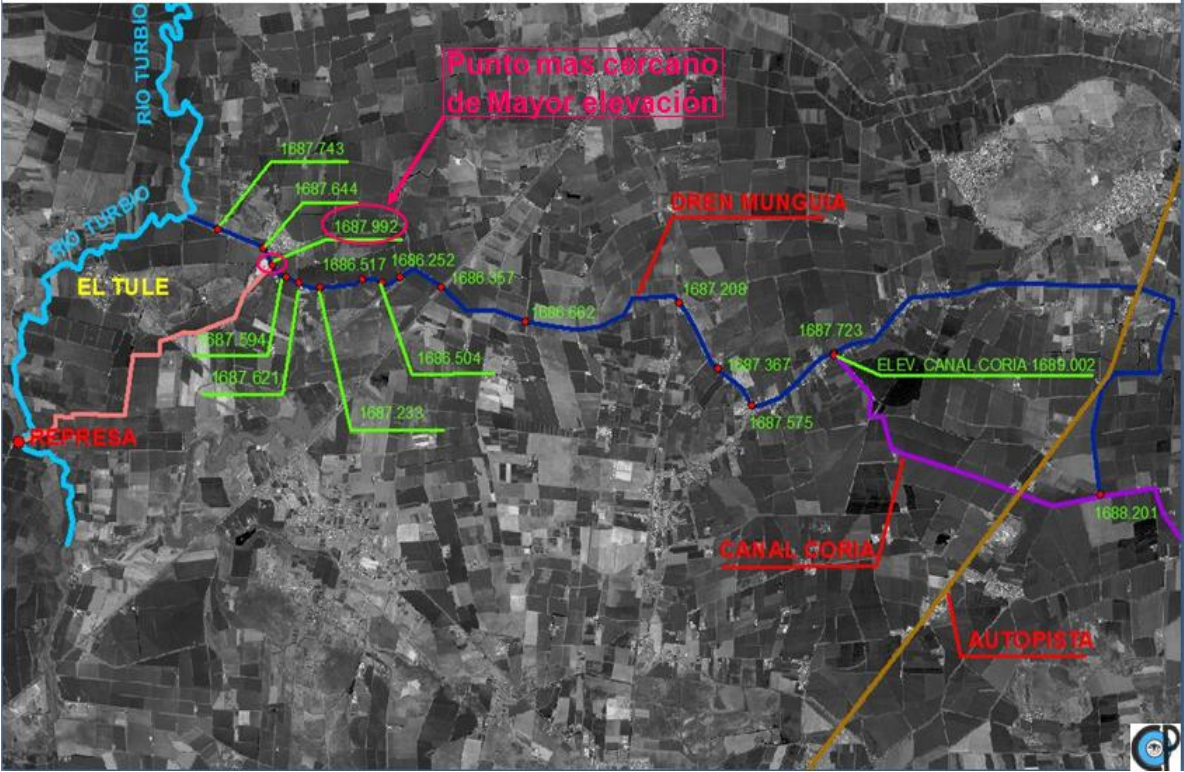


Figura 46. Puntos de mayor elevación situados en el dren Munguía.

Asimismo se analizaron los datos tomados para establecer elevaciones de los puntos de interés para el proyecto; la siguiente figura es una esquematización de los diferentes puntos de interés ubicados sobre el dren Munguía como sobre el río Turbio, así como en las estructuras de interés para el proyecto.

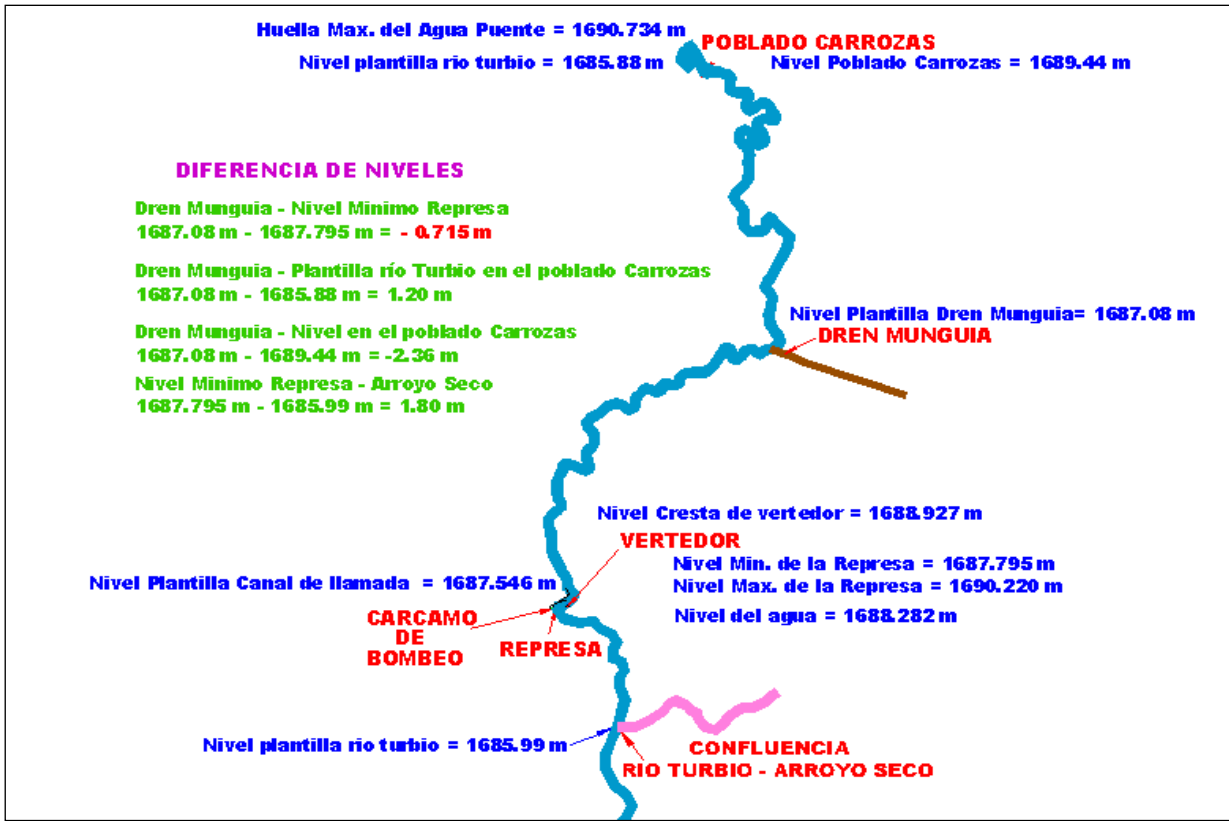


Figura 47. Elevaciones de Río Turbio, así como de las estructuras que se encuentran sobre el mismo.

Después de procesar la información también se generó una sección del río de Turbio anexando al mismo los niveles medidos de las zonas de riesgo y las estructuras encontradas sobre el mismo.

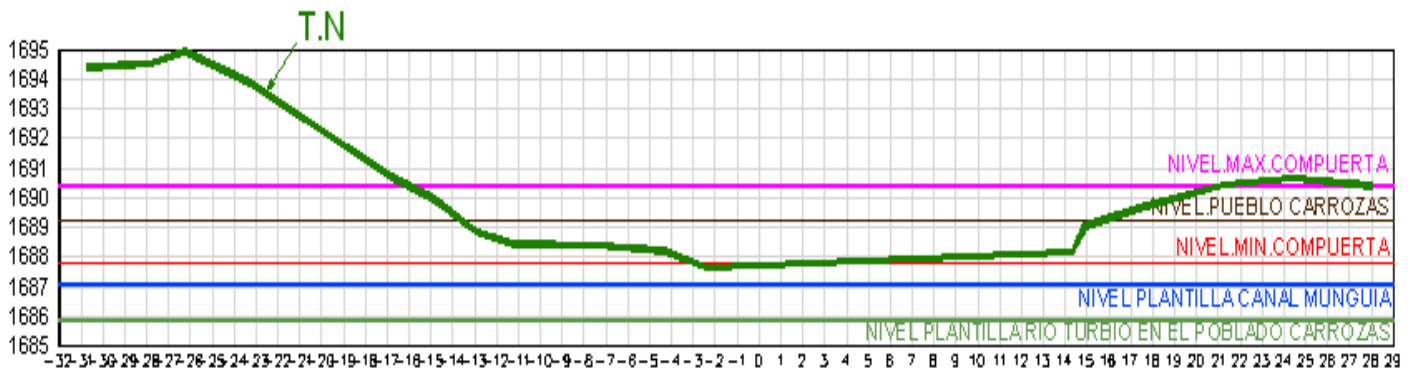


Figura 48. Comparativa de niveles de altura de zonas de riesgo con respecto a una sección del río Turbio.

Finalmente, una vez que se definió el trazo mas conveniente, se llevó a cabo el levantamiento topográfico.

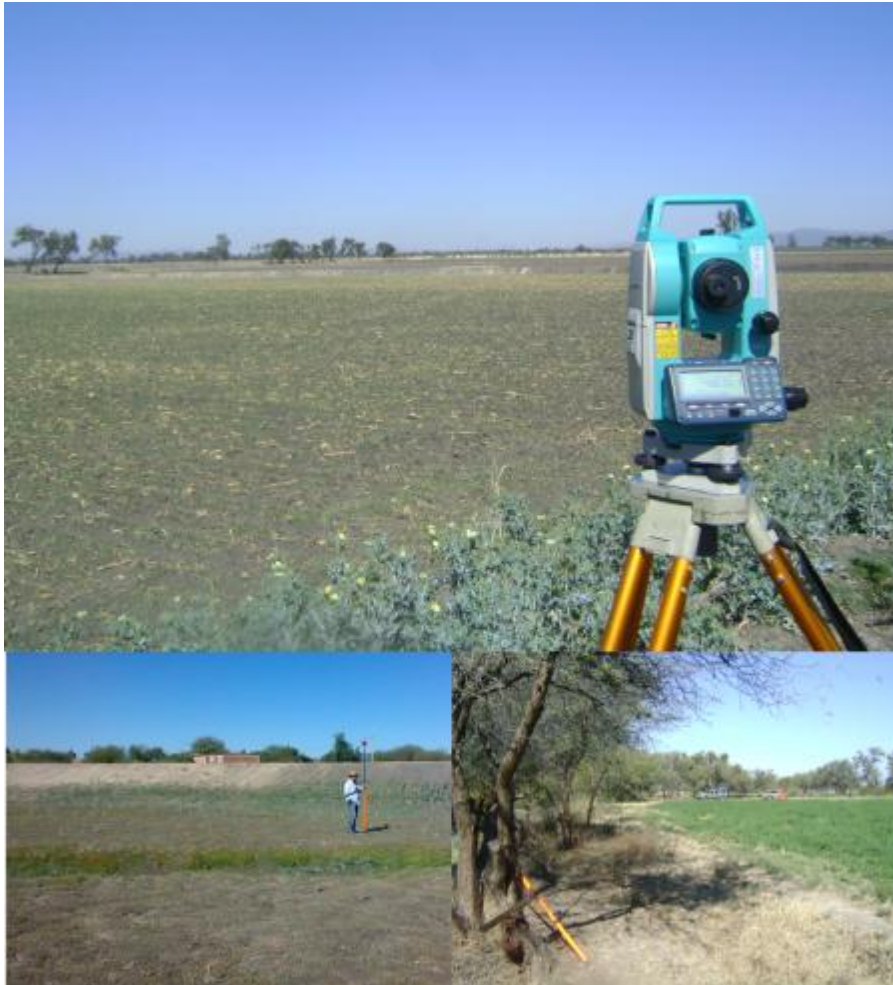


Figura 49. Levantamiento topográfico del trazo propuesto.

Posterior a su procesamiento, se generaron tres tipos de planos: un topográfico General (Plano 1), de planta y perfil de trazo (Planos 4, 5 y 6) y otro de secciones topográficas (Planos 7 y 8), tal y como se muestra en los planos anexos a este documento.

6.2. ESTUDIO HIDROLÓGICO.

6.2.1. Características de la cuenca

Del proceso de delimitación de la cuenca del río Turbio se determinó que ésta tiene una superficie de 2, 663.21 km² (Figura 50), la longitud del cauce principal es de 128.955 km

con pendiente de 0.0005428. El tiempo de concentración calculado fue de 50.59 h, con un tiempo de retardo de 1821 minutos y las abstracciones iniciales de 16.47 mm; estas abstracciones corresponden al agua que queda atrapada en depresiones, al agua que es interceptada en los árboles y en general se trata del agua que no es susceptible de ser infiltrada o escurrida superficialmente, por lo que no se debe incluir en el estudio hidrológico subsiguiente.

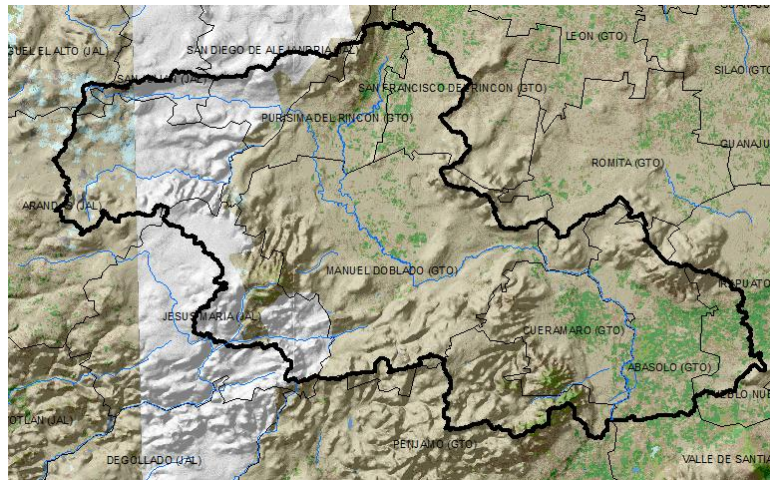


Figura 50. Cuenca del río Turbio.

6.2.2. Precipitación

Dentro de la cuenca, se identificaron un total de 7 estaciones meteorológicas, de las cuales se seleccionaron únicamente 3, la estación “La Vaquera, Arandas” de clave 14369, la estación “Las Adjuntas” de clave 11036 y la estación “Cueramaro” de clave 11014. Lo anterior, debido a que contaban con mayor número de años con registros, mejor distribución espacial dentro de la cuenca y años coincidentes de información meteorológica, ver Figura 51. El área de influencia de cada estación se determinó mediante polígonos de Thiessen, con la herramienta “*Create Thiessen Polygons*” en el software Arc Map versión 9.3.

Cuadro 12. Estaciones meteorológicas dentro de la cuenca del río Turbio.

Clave	Nombre	Lat	Long	Altura	No. años	Año Inicio	Año Termino
11003	AGUA TIBIA, PENJAMO	20.517	-101.633	1700	51	1949	2003
11014*	CUERAMARO, CUERAMARO	20.617	-101.683	1765	44	1962	2005
11029	JALPA, P. DEL RINCON	20.883	-101.983	1840	29	1963	1992
11036*	LAS ADJUNTAS	20.683	-101.850	1500	63	1943	2005
11112	CD. MANUEL DOBLADO	20.717	-101.950	1721	16	1975	1990
11150	SAN JOSE EL ALTO,ABASOLO	20.567	-101.533	1695	22	1979	2003
14369*	LA VAQUERA, ARANDAS	20.867	-102.233	2081	23	1981	2003

*Estaciones seleccionadas.

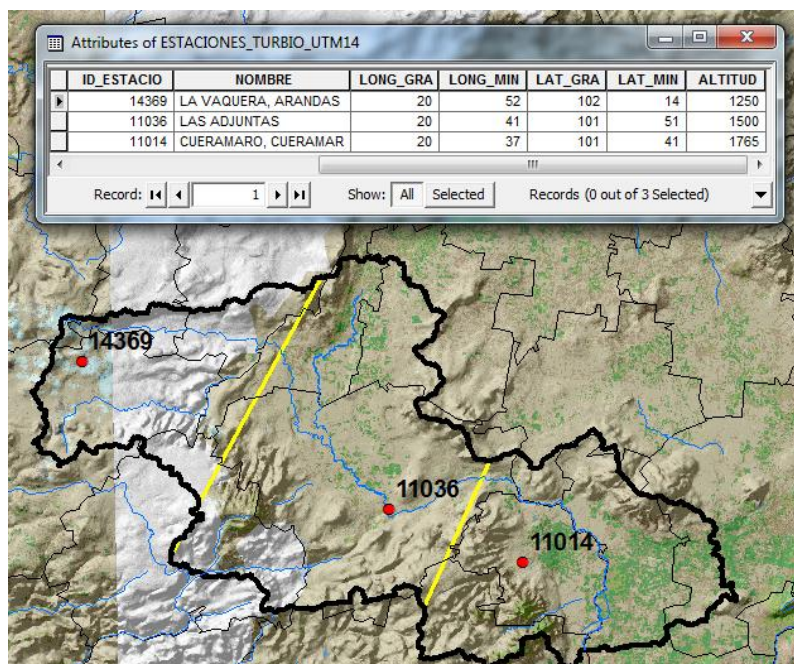


Figura 51. Área de influencia de las estaciones seleccionadas dentro de la cuenca, polígonos de Thiessen.

La ponderación de los valores diarios de precipitación de 23 años coincidentes en las 3 estaciones seleccionadas (de 1981 a 2003), con base en el área de influencia de cada una, permitió obtener el valor de precipitación máxima en 24 horas para toda la cuenca por año, dichos valores son los que se presentan en el cuadro siguiente.

Cuadro 13. Valores de precipitación máxima en 24 horas, cuenca del río Turbio.

AÑO	PRECIPITACIÓN (mm)
1981	47.81
1982	31.00
1983	57.99
1984	44.26
1985	31.00
1986	49.20
1987	42.48
1988	31.00
1989	36.18
1990	31.00
1991	37.68
1992	31.00
1993	34.54
1994	31.00
1995	37.26
1996	31.47
1997	35.73
1998	44.46
1999	31.00
2000	35.84
2001	31.00
2002	57.52
2003	73.21

Los valores presentes en el cuadro anterior se ajustaron a las funciones de probabilidad Normal, Log-Normal, Gumbel, Exponencial, Gamma y doble Gumbel mediante el programa AX, elaborado por el CENAPRED (Jiménez, 1997). Los valores correspondientes al error estándar de cada una de las funciones de ajuste con respecto a la muestra, se observan en la Figura 52, y la extrapolación de valores a la función de mejor ajuste, que en este caso resultó ser Doble Gumbel se muestra en la Figura 53. El programa solo muestra los valores para las funciones y parámetros de mejor ajuste, y son estos los que muestra en los resultados, teniendo en cuenta que cuando no existe un buen ajuste el recuadro de resultados aparece con guiones.

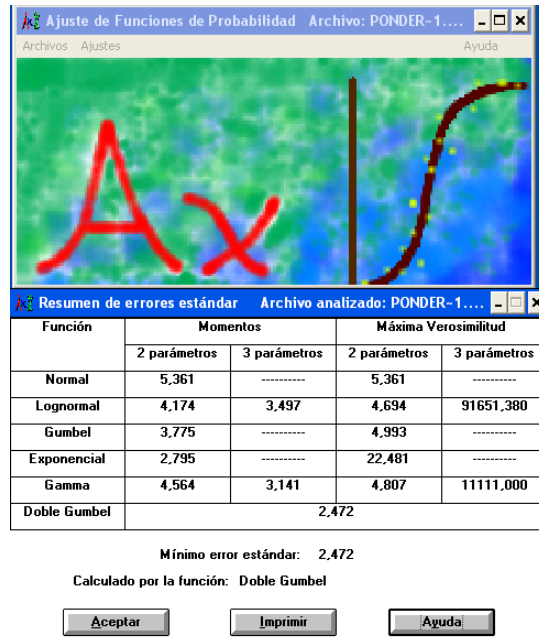


Figura 52. Vista del ajuste de valores de precipitación a diferentes funciones de distribución, realizado con el programa AX.

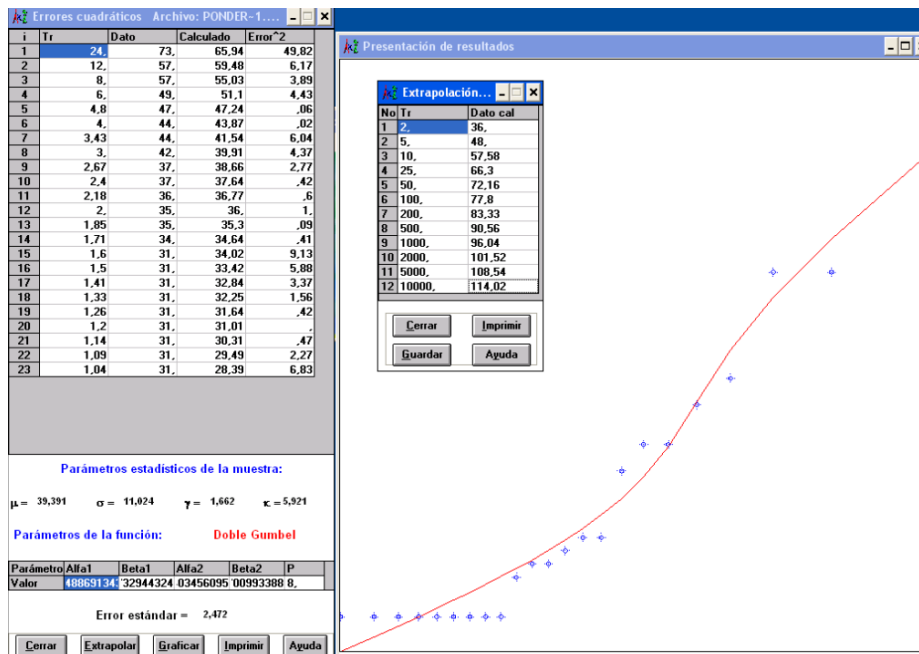


Figura 53. Extrapolación de valores a la función de mejor ajuste, Doble Gumbel.

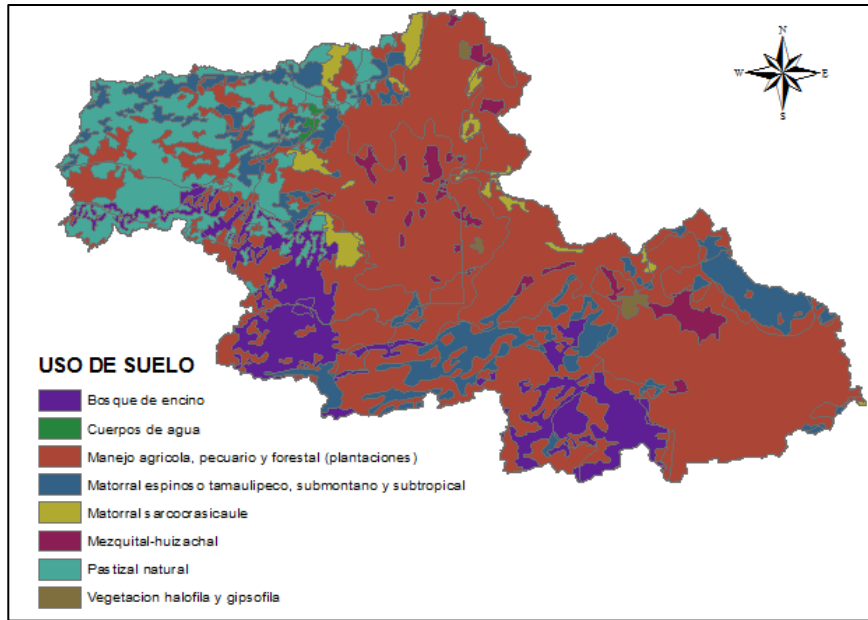
Los valores de precipitación por periodo de retorno obtenidos del análisis probabilístico a los registros históricos de precipitación máxima en 24 horas de la cuenca del río Turbio se presenta en el Cuadro 14.

Cuadro 14. Valores de precipitación por periodo de retorno, cuenca del río Turbio.

PERIODO DE RETORNO	PRECIPITACIÓN (mm)
TR 5	48.00
TR 10	57.58
TR 25	66.30
TR 50	72.16
TR 100	77.80
TR 500	90.56
TR 1000	96.04

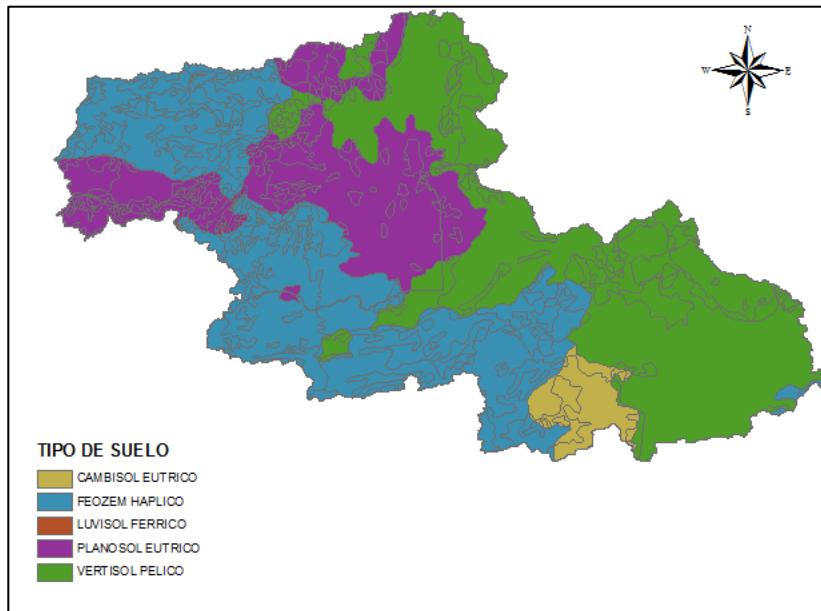
6.2.3. Número de curva.

Una vez analizados los valores de precipitación, se definieron los valores de número de escurrimiento distribuidos en toda la cuenca, a partir de la información de tipo y uso de suelo existente dentro de la misma, tomando como base la distribución que de manera gratuita tiene disponible la CONABIO en formato tipo vector, de acuerdo como se observa en las siguientes figuras.



Fuente: CONABIO.

Figura 54. Distribución espacial del uso de suelo dentro de la cuenca del río Turbio.



Fuente: CONABIO.

Figura 55. Distribución espacial del tipo de suelo dentro de la cuenca del río Turbio.

FID	Shape	DESCRIPCIO	DESC_TEX	DESC_FASFI	GRUPO_FINA	AREA
0	Polygon ZM	VERTISOL PELICO	FINA	LITICA	Manejo agricola, pecuario y forestal (plantaciones)	1.7101
1	Polygon ZM	VERTISOL PELICO	FINA	LITICA	Matorral sarcocosaule	1.6553
2	Polygon ZM	FEOZEM HAPLICO	MEDIA	LITICA	Pastizal natural	130373682.9198
3	Polygon ZM	FEOZEM HAPLICO	MEDIA	LITICA	Manejo agricola, pecuario y forestal (plantaciones)	730798.8972
4	Polygon ZM	FEOZEM HAPLICO	MEDIA	LITICA	Matorral espinoso tamaulpeco, submontano y subtropical	23157802.461
5	Polygon ZM	FEOZEM HAPLICO	MEDIA	LITICA	Pastizal natural	33540102.9015
6	Polygon ZM	FEOZEM HAPLICO	MEDIA	LITICA	Manejo agricola, pecuario y forestal (plantaciones)	653579.4947
7	Polygon ZM	FEOZEM HAPLICO	MEDIA	LITICA	Manejo agricola, pecuario y forestal (plantaciones)	8176992.3712
8	Polygon ZM	FEOZEM HAPLICO	MEDIA	LITICA	Matorral espinoso tamaulpeco, submontano y subtropical	3815750.3375
9	Polygon ZM	FEOZEM HAPLICO	MEDIA	LITICA	Manejo agricola, pecuario y forestal (plantaciones)	678615.9273
10	Polygon ZM	FEOZEM HAPLICO	MEDIA	LITICA	Manejo agricola, pecuario y forestal (plantaciones)	1818117.4454
11	Polygon ZM	FEOZEM HAPLICO	MEDIA	LITICA	Manejo agricola, pecuario y forestal (plantaciones)	51004.8928
12	Polygon ZM	FEOZEM HAPLICO	MEDIA	LITICA	Manejo agricola, pecuario y forestal (plantaciones)	2178619.6772
13	Polygon ZM	FEOZEM HAPLICO	MEDIA	LITICA	Manejo agricola, pecuario y forestal (plantaciones)	452123.5156
14	Polygon ZM	FEOZEM HAPLICO	MEDIA	LITICA	Manejo agricola, pecuario y forestal (plantaciones)	22457.7458
15	Polygon ZM	FEOZEM HAPLICO	MEDIA	LITICA	Matorral espinoso tamaulpeco, submontano y subtropical	5436835.4496
16	Polygon ZM	FEOZEM HAPLICO	MEDIA	LITICA	Matorral espinoso tamaulpeco, submontano y subtropical	3697703.1793
17	Polygon ZM	FEOZEM HAPLICO	MEDIA	LITICA	Manejo agricola, pecuario y forestal (plantaciones)	1556650.7915
18	Polygon ZM	FEOZEM HAPLICO	MEDIA	LITICA	Manejo agricola, pecuario y forestal (plantaciones)	4673754.5934
19	Polygon ZM	FEOZEM HAPLICO	MEDIA	LITICA	Matorral espinoso tamaulpeco, submontano y subtropical	1033996.6986
20	Polygon ZM	FEOZEM HAPLICO	MEDIA	LITICA	Matorral espinoso tamaulpeco, submontano y subtropical	12652735.9149
21	Polygon ZM	FEOZEM HAPLICO	MEDIA	LITICA	Matorral espinoso tamaulpeco, submontano y subtropical	1766575.0172
22	Polygon ZM	FEOZEM HAPLICO	MEDIA	LITICA	Manejo agricola, pecuario y forestal (plantaciones)	1302591.1349
23	Polygon ZM	FEOZEM HAPLICO	MEDIA	LITICA	Matorral espinoso tamaulpeco, submontano y subtropical	1383778.7549
24	Polygon ZM	FEOZEM HAPLICO	MEDIA	LITICA	Matorral espinoso tamaulpeco, submontano y subtropical	1879377.7246
25	Polygon ZM	FEOZEM HAPLICO	MEDIA	LITICA	Manejo agricola, pecuario y forestal (plantaciones)	12058361.6593
26	Polygon ZM	FEOZEM HAPLICO	MEDIA	LITICA	Matorral espinoso tamaulpeco, submontano y subtropical	2016131.4051
27	Polygon ZM	FEOZEM HAPLICO	MEDIA	LITICA	Manejo agricola, pecuario y forestal (plantaciones)	821788.4955
28	Polygon ZM	FEOZEM HAPLICO	MEDIA	LITICA	Manejo agricola, pecuario y forestal (plantaciones)	21692674.9646
29	Polygon ZM	FEOZEM HAPLICO	MEDIA	LITICA	Manejo agricola, pecuario y forestal (plantaciones)	591691.8995
30	Polygon ZM	FEOZEM HAPLICO	MEDIA	LITICA	Pastizal natural	225432.1368
31	Polygon ZM	FEOZEM HAPLICO	MEDIA	LITICA	Matorral espinoso tamaulpeco, submontano y subtropical	1113976.013
32	Polygon ZM	FEOZEM HAPLICO	MEDIA	LITICA	Manejo agricola, pecuario y forestal (plantaciones)	379148.8091
33	Polygon ZM	FEOZEM HAPLICO	MEDIA	LITICA	Pastizal natural	1095329.0505
34	Polygon ZM	FEOZEM HAPLICO	MEDIA	LITICA	Manejo agricola, pecuario y forestal (plantaciones)	268588.723
35	Polygon ZM	FEOZEM HAPLICO	MEDIA	LITICA	Bosque de encino	961452.234
36	Polygon ZM	FEOZEM HAPLICO	MEDIA	LITICA	Manejo agricola, pecuario y forestal (plantaciones)	2022236.3351
37	Polygon ZM	FEOZEM HAPLICO	MEDIA	LITICA	Bosque de encino	12532.8491
38	Polygon ZM	FEOZEM HAPLICO	MEDIA	LITICA	Bosque de encino	169258.6831

Figura 56. Base de datos con características dentro de la cuenca.

6.2.4. Calibración del Modelo Lluvia-Escorrimento

Análisis del escurrimiento registrado en la estación hidrométrica Las Adjuntas

Como ya se mencionó anteriormente, sobre el cauce del río Turbio, 1.69 km aguas arriba del sitio de interés, se encuentra la estación hidrométrica “Las Adjuntas” de clave 12391.

En el Cuadro 15 se presentan los valores anuales de escurrimiento máximo en 24 horas registrados en dicha estación, los cuales fueron descargados de la página web del Banco Nacional de Aguas Superficiales (BANDAS).

Cuadro 15. Valores de gasto máximo anual registrados en la estación hidrométrica Las Adjuntas.

AÑO	GASTO (m ³ /s)	AÑO	GASTO (m ³ /s)	AÑO	GASTO (m ³ /s)
1943	27.14	1965	113.11	1987	29.82
1944	97.21	1966	22.48	1988	58.95
1945	13.59	1967	116.98	1989	14.66

1946	13.62	1968	40.25	1990	0
1947	26.05	1969	8.89	1991	126.69
1948	70.92	1970	69.55	1992	23.15
1949	29.16	1971	149.25	1993	34.56
1950	11.51	1972	7.87	1994	9.32
1951	17.21	1973	206.66	1995	20.77
1952	22.16	1974	29.47	1996	46.78
1953	20.84	1975	107.42	1997	12.57
1954	5.96	1976	186.84	1998	46.89
1955	95.14	1977	82.02	1999	13.79
1956	42.79	1978	16.53	2000	11.24
1957	2.36	1979	21.54	2001	39.68
1958	64.94	1980	24.58	2002	38.04
1959	41.66	1981	13.42	2003	125.76
1960	12.1	1982	4.17	2004	79.33
1961	17.3	1983	36.28	2005	19.93
1962	13.14	1984	43.36	2006	27.85
1963	38.79	1985	11.2		
1964	13.95	1986	30.46		

Los valores de gasto presentes en el cuadro anterior fueron ajustados a las funciones de probabilidad Normal, Log-Normal, Gumbel, Exponencial, Gamma y doble Gumbel mediante el programa AX. El error estándar de cada una de las funciones de ajuste con respecto a la muestra, se observan en la Figura 57, y la extrapolación de valores a la función de mejor ajuste, que en este caso resultó ser Doble Gumbel se muestra en la Figura 58.

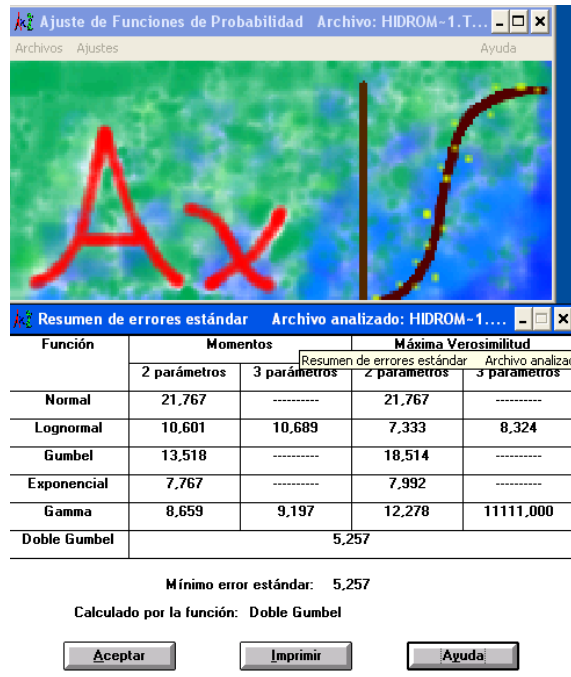


Figura 57. Vista del ajuste de valores de gasto a diferentes funciones de distribución, realizado con el programa AX.

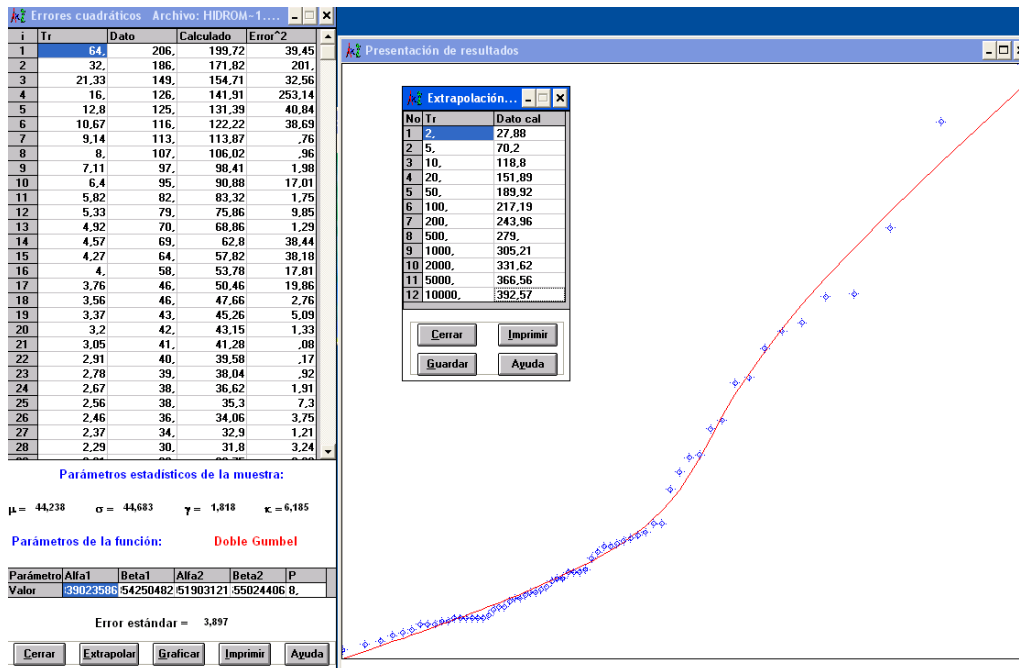


Figura 58. Extrapolación de valores a la función de mejor ajuste, Doble Gumbel.

Los valores de gasto por periodo de retorno obtenidos del análisis probabilístico a los registros históricos de la estación hidrométrica las Adjuntas se presenta en el Cuadro 16.

Cuadro 16. Valores de gasto máximo por periodo de retorno, estación Hidrométrica Las Adjuntas.

PERIODO DE RETORNO	GASTO (m ³ /s)
TR 5	70.20
TR 10	118.80
TR 25	151.89
TR 50	189.92
TR 100	217.19
TR 500	279.00
TR 1000	305.21

Análisis lluvia-Escorrentamiento a la cuenca “Las Adjuntas”

Características de la cuenca

La cuenca de aportación hacia el sitio donde se ubica la estación hidrométrica las adjuntas fue delimitada con el mismo Modelo Digital de Elevaciones utilizado en la cuenca del río Turbio (Figura 59). En el Cuadro 17 se presentan las características físicas calculadas para la cuenca.

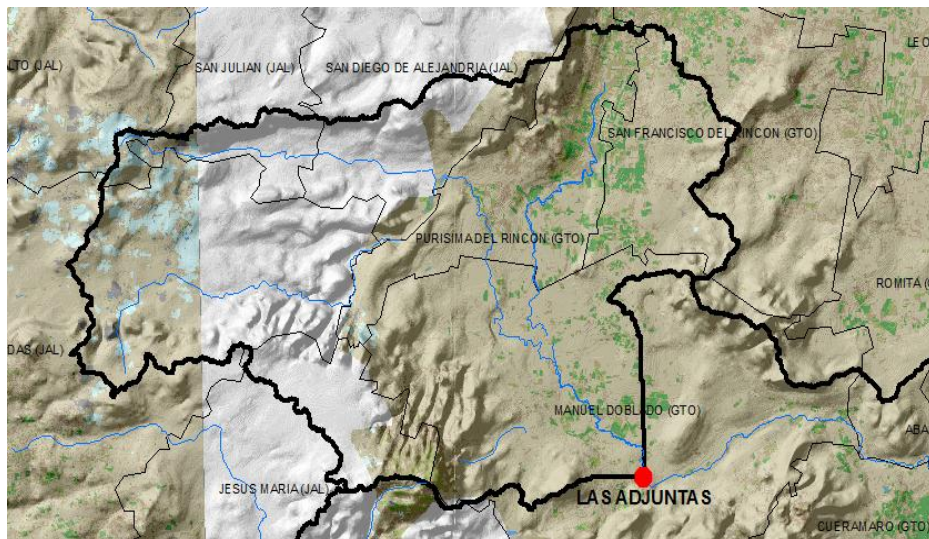


Figura 59. Delimitación de la cuenca de aportación a la estación hidrométrica “Las Adjuntas”.

Cuadro 17. Características físicas de la cuenca

Área:	1, 279.14 Km ²
Longitud del Cauce Principal:	63,816.40 m
Pendiente Media del Cauce Principal	0.00067381
Tiempo de concentración (Kirpich):	27.08 h
Tiempo pico:	21.45 h
Abstracciones Iniciales:	17.49 mm
Tipo de cuenca:	Exorreica

Precipitación por periodo de retorno

En este análisis entraron sólo dos de las tres estaciones seleccionadas para la cuenca del río Turbio, con la ponderación de los valores diarios de precipitación de 1981 a 2003, como se observa en la Figura 60. Lo anterior con base en el área de influencia de cada una, para obtener el valor de precipitación máxima en 24 horas para toda la cuenca por año, presente en el Cuadro 18.

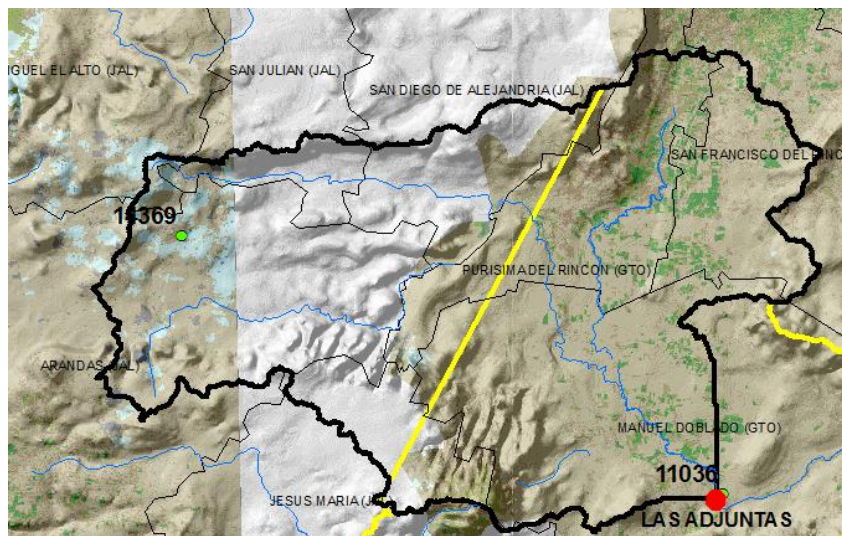


Figura 60. Área de influencia de las estaciones seleccionadas dentro de la cuenca Las Adjuntas, polígonos de Thiessen.

Cuadro 18. Valores de precipitación máxima en 24 horas, cuenca Las Adjuntas.

AÑO	PRECIPITACIÓN
1981	52.07
1982	31.00
1983	62.68
1984	53.06
1985	36.09
1986	48.10
1987	39.33
1988	31.00
1989	57.70
1990	41.50
1991	40.13
1992	36.10
1993	48.58
1994	31.00
1995	34.75
1996	36.31
1997	54.13
1998	39.19
1999	31.24
2000	53.00
2001	41.25
2002	66.05
2003	97.84

Los valores de precipitación se ajustaron a las funciones de probabilidad Normal, Log-Normal, Gumbel, Exponencial, Gamma y doble Gumbel mediante el programa AX, y sus valores correspondientes al error estándar de cada una de las funciones de ajuste con respecto a la muestra, se muestran en la Figura 61, y la extrapolación de valores a la función de mejor ajuste, que en este caso es Doble Gumbel se muestra en la Figura 62.

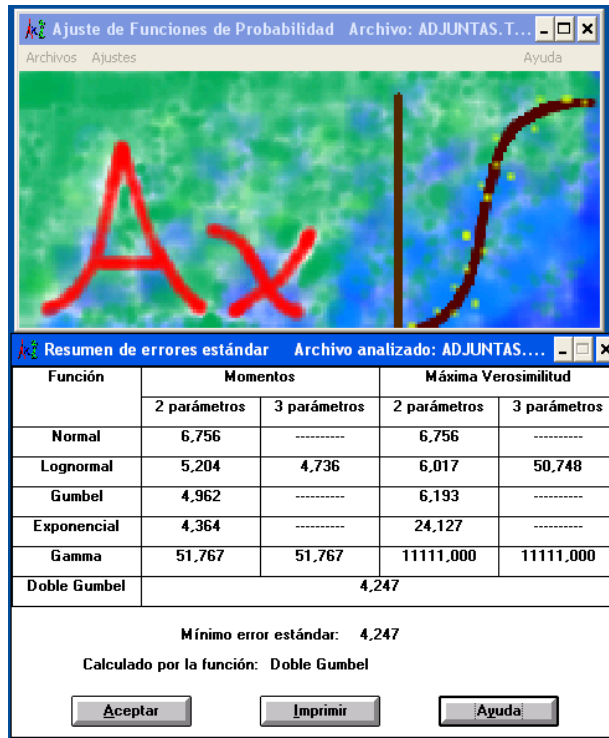


Figura 61. Vista del ajuste de valores de precipitación a diferentes funciones de distribución, realizado con el programa AX.

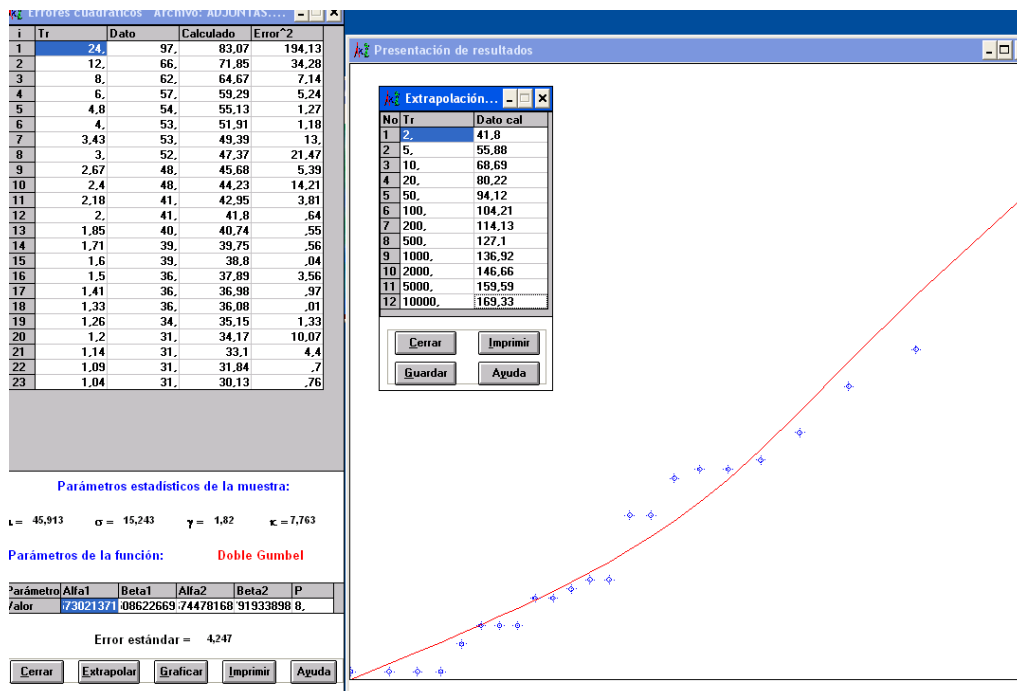


Figura 62. Extrapolación de valores a la función de mejor ajuste, Doble Gumbel.

Los valores de precipitación por periodo de retorno obtenidos del análisis probabilístico a los registros históricos de precipitación máxima en 24 horas de la cuenca Las Adjuntas se presenta en el Cuadro 19.

Cuadro 19. Valores de precipitación por periodo de retorno, cuenca Las Adjuntas.

PERIODO DE RETORNO	PRECIPITACIÓN (mm)
TR 5	55.88
TR 10	68.69
TR 25	80.22
TR 50	94.12
TR 100	104.21
TR 500	127.10
TR 1000	136.92

Número de curva ponderado para la cuenca

Los valores de número de curva asignados dentro de la cuenca las Adjuntas se definieron a partir de la distribución espacial de tipo y uso de suelo presente dentro de la misma. El valor ponderado obtenido para la misma fue de 58.08, Figura 63.

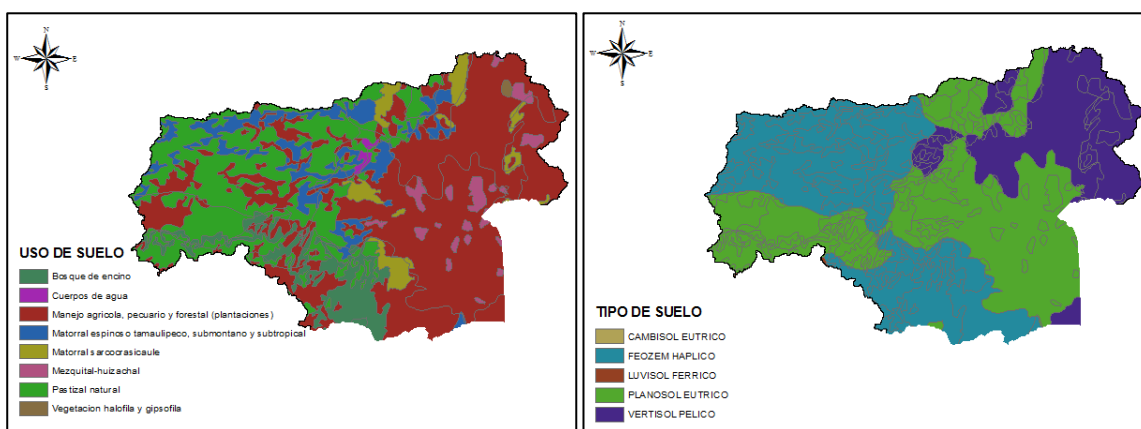


Figura 63. Distribución espacial de tipo y uso de suelo, cuenca Las Adjuntas.

Cálculo de avenidas por periodo de retorno

Con las características físicas de la cuenca, los valores de precipitación máxima en 24 horas por periodo de retorno y el valor de CN, se realizó la modelación con el programa HEC HMS de la cuenca Las Adjuntas para los periodos de retorno de 5, 10, 20, 50 y 100 años.

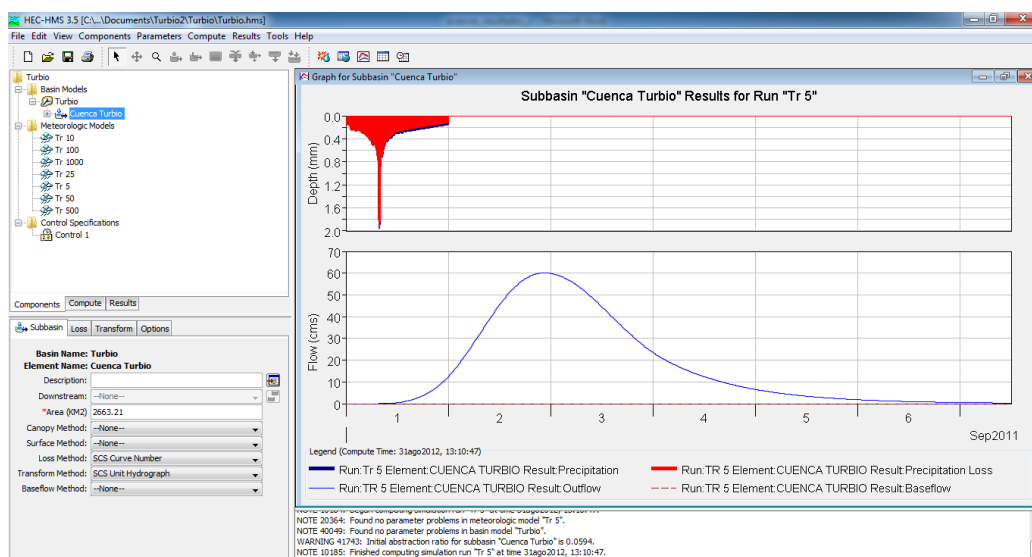


Figura 64. Vista de la simulación hidrológica de la cuenca Las Adjuntas, Tr 5.

En el Cuadro 20 se presenta la calibración de los valores de gasto máximo por periodo de retorno obtenidos con la metodología de la Curva Número del SCS con el programa HEC-HMS contra los valores de gasto máximo por periodo de retorno correspondientes a la estación hidrométrica Las Adjuntas, a partir del ajuste al Número de curva ponderado para la cuenca.

Cuadro 20. Calibración del modelo Lluvia-Escorrentamiento por el método del SCS vs hidrometría, cuenca Las Adjuntas.

PERIODO DE RETORNO	HIDROMETRICA LAS ADJUNTAS	NC ORIGINAL 58.08		NC AJUSTADO 47.15	
		GASTO (m ³ /s)	GASTO (m ³ /s)	DIFERENCIA %	GASTO (m ³ /s)
TR 5	73.31	93.10	-6.90	63.90	-8.97
TR 10	117.13	154.60	54.60	108.10	-9.01
TR 25	143.97	219.70	119.70	155.80	2.57
TR 50	174.75	308.40	208.40	222.20	17.00
TR 100	196.84	379.00	279.00	275.90	27.03

Como se aprecia en el cuadro anterior, las diferencias del modelo Lluvia-Escorrentamiento para los periodos de retorno que se podrían utilizar como gasto de diseño (del Tr 5 a 50) van del -8 al 17%, una vez calibrado el modelo.

Ajuste del número de curva en toda la cuenca

Una vez obtenidos los valores de número de curva ajustados para la cuenca de aportación a la hidrométrica “Las Adjuntas”, en el Cuadro 21 se presenta la reasignación de los valores ajustados en toda la cuenca, así como el ponderado que servirá al momento de correr la simulación hidrológica en el programa HEC-HMS y obtener las avenidas que por periodo de retorno transitan a la altura del vertedor.

Cuadro 21. Ajuste de valores de número de curva (NC) en la cuenca del río Turbio.

VEGETACIÓN/TEXTURA	ÁREA (m ²)	NC	NC AJUSTADO
BOSQUE DE ENCINO	288368406.27		
FINA	36999311.70	56	44.2
MEDIA	251369094.58	38	37.9
CUERPOS DE AGUA	5078842.43	100	100
MANEJO AGRICOLA, PECUARIO Y FORESTAL (PLANTACIONES)	1601992299.83		
FINA	1178405712.16	67	53.1
MEDIA	423586587.67	63	49.9
MATORRAL ESPINOSO TAMAULIPECO, SUBMONTANO Y SUBTROPICAL	293711757.70		
FINA	114359291.99	58	46.1
MEDIA	179352465.71	38	37.9
MATORRAL SARCOCRASICAULE	66163969.09		
FINA	42089409.28	58	46.1
MEDIA	24074559.81	38	37.9
MEZQUITAL-HUIZACHAL	73165516.56		
FINA	73165516.56	52	41.1
PASTIZAL NATURAL	324640185.24		
FINA	116393329.51	59	46.8
MEDIA	208246855.73	48	38.5
VEGETACION HALOFILA Y GIPSOFILA	10087674.83		
FINA	10087674.83	61	48.70
TOTAL	2663208651.96		
NC PONDERADO		58.52	47.79

6.2.5. Obtención de gastos máximos por periodo de retorno

Las características de la cuenca mostradas en el Cuadro 22, constituyen los parámetros ingresados al programa HEC-HMS para obtener las avenidas máximas que por periodo de retorno escurren en la cuenca del río Turbio.

Cuadro 22. Características físicas de la cuenca.

Área:	2, 663.21 Km ²
Longitud del Cauce Principal:	128,955.87 m
Pendiente Media del Cauce Principal	0.00054282
Tiempo de concentración (Kirpich):	50.59 h
Tiempo pico:	37.47 h
Abstracciones Iniciales:	15.3 mm
Tipo de cuenca:	Exorreica

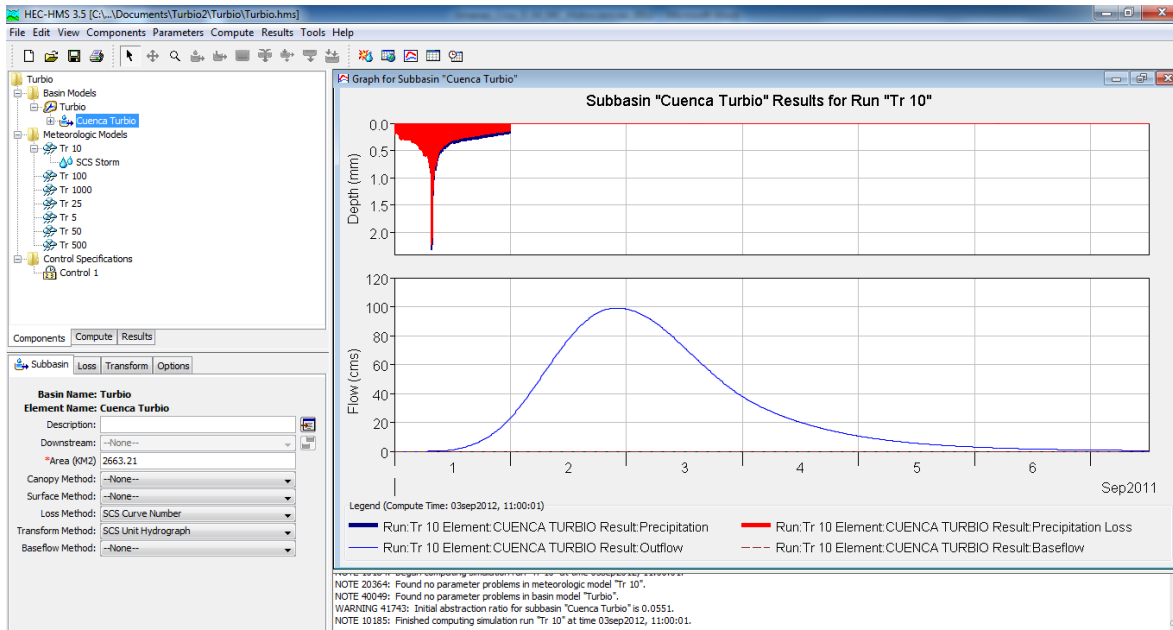


Figura 65. Vista de la simulación hidrológica de la cuenca del río Turbio, Tr 5.

En el Cuadro 23 se presentan los valores de gasto máximo por periodo de retorno obtenidos con la metodología de la Curva Número del SCS con el programa HEC-HMS para la cuenca del río Turbio.

Cuadro 23. Valores de gasto máximo por periodo de retorno, río Turbio.

PERIODO DE RETORNO	GASTO (m ³ /s)
TR 5	64.1
TR 10	99.0
TR 25	138.5
TR 50	168.5
TR 100	199.7

CONAGUA (2011) recomienda que para parcelas agrícolas aisladas, sin posible pérdida de vidas humanas se utilice la avenida correspondiente al periodo de retorno de 5 años, sin embargo como medida precautoria se tomaron los resultados del periodo de retorno de 10 años.

6.3. DISEÑO HIDRÁULICO.

6.3.1. Tubería principal.

El diseño de la tubería para riego está basado en códigos aplicables, estándares dimensionales y especificaciones de materiales. Se consideran también los requerimientos de servicio y parámetros tales como: resistencia mecánica, facilidad en la instalación, costo y vida útil para la selección.

Cabe mencionar que la selección del diámetro de la red de conducción considera los siguientes factores: las velocidades máxima y mínima permisibles, los diámetros nominales disponibles comercialmente, el tipo de material y su resistencia, el tipo de sistema de riego a emplear, el costo inicial de la tubería y el costo de la energía consumida en su operación.

En lo que refiere a línea de conducción principal, el material a utilizar es tubería de PRFV en resistencia de 6 kg/cm² con diámetros de 1000 y 900 mm.

El Cuadro 24 muestra los resultados obtenidos del análisis hidráulico realizado en WCADI, y concentra los datos de gasto, diámetros, pérdidas de carga, presión y velocidad obtenida en cada nodo.

Cuadro 24. Resultados de pérdida de carga y gasto en las líneas.

ID LÍNEA	NODO INICIAL	NODO FINAL	ELEV. (msnm)	GASTO (lps)	LONGITUD (m)	DIAMETRO (mm)	PERD CARGA (m)	PRESIÓN (m)	VELOCIDAD (m/s)
A2	A1	A2	1,691.25	600	33.90	1000	0.00	48.10	0.8
A3	A2	A3	1,691.59	600	31.90	1000	0.00	47.80	0.8
A4	A3	A4	1,691.80	600	87.90	1000	0.00	47.50	0.8
A5	A4	A5	1,691.92	600	122.40	1000	0.10	47.40	0.8
A6	A5	A6	1,691.95	600	131.40	1000	0.10	47.30	0.8
A7	A6	A7	1,691.88	600	4.00	1000	0.00	47.40	0.8
A8	A7	A8	1,693.65	600	77.80	1000	0.00	45.60	0.8
A9	A8	A9	1,693.70	600	88.20	1000	0.00	45.50	0.8
A10	A9	A10	1,692.10	600	147.20	1000	0.10	47.00	0.8
A11	A10	A11	1,692.04	600	89.10	1000	0.00	47.00	0.8
A12	A11	A12	1,692.33	600	57.90	1000	0.00	46.70	0.8
A13	A12	A13	1,692.60	600	138.00	1000	0.10	46.40	0.8
A14	A13	A14	1,692.90	600	101.00	1000	0.00	46.00	0.8
A15	A14	A15	1,693.00	600	18.00	1000	0.00	45.90	0.8
A16	A15	A16	1,693.09	600	18.00	1000	0.00	45.80	0.8
A17	A16	A17	1,693.30	600	181.70	1000	0.10	45.60	0.8
A18	A17	A18	1,693.30	600	5.00	1000	0.00	45.60	0.8
A19	A18	A19	1,693.30	600	7.00	1000	0.00	45.60	0.8
A20	A19	A20	1,693.27	600	8.50	1000	0.00	45.60	0.8
A21	A20	A21	1,693.22	600	8.40	1000	0.00	45.60	0.8
A22	A21	A22	1,693.21	600	7.70	1000	0.00	45.60	0.8
A23	A22	A23	1,693.20	600	8.30	1000	0.00	45.60	0.8
A24	A23	A24	1,693.20	600	10.00	1000	0.00	45.60	0.8
A25	A24	A25	1,693.20	600	9.40	1000	0.00	45.60	0.8
A26	A25	A26	1,693.22	600	10.60	1000	0.00	45.60	0.8
A27	A26	A27	1,693.23	600	12.90	1000	0.00	45.60	0.8
A28	A27	A28	1,693.25	600	15.50	1000	0.00	45.60	0.8
A29	A28	A29	1,693.31	600	9.20	1000	0.00	45.50	0.8
A30	A29	A30	1,693.38	600	10.90	1000	0.00	45.40	0.8
A31	A30	A31	1,693.43	600	9.80	1000	0.00	45.40	0.8
A32	A31	A32	1,693.48	600	11.60	1000	0.00	45.30	0.8
A33	A32	A33	1,693.49	600	12.30	1000	0.00	45.30	0.8
A34	A33	A34	1,693.55	600	8.10	1000	0.00	45.20	0.8
A35	A34	A35	1,693.59	600	7.20	1000	0.00	45.20	0.8
A36	A35	A36	1,693.63	600	7.40	1000	0.00	45.20	0.8
A37	A36	A37	1,693.68	600	10.30	1000	0.00	45.10	0.8
A38	A37	A38	1,693.76	600	7.80	1000	0.00	45.00	0.8
A39	A38	A39	1,693.83	600	8.20	1000	0.00	45.00	0.8
A40	A39	A40	1,694.40	600	76.20	1000	0.00	44.30	0.8
A41	A40	A41	1,694.30	600	82.50	1000	0.00	44.40	0.8
A42	A41	A42	1,694.30	600	106.90	1000	0.00	44.40	0.8
A43	A42	A43	1,692.97	600	119.30	1000	0.00	45.60	0.8
A44	A43	A44	1,692.09	600	143.70	1000	0.10	46.50	0.8

A45	A44	A45	1,691.97	600	163.10	1000	0.10	46.50	0.8
A46	A45	A46	1,691.80	600	186.40	1000	0.10	46.60	0.8
A47	A46	A47	1,691.50	600	51.50	1000	0.00	46.90	0.8
A48	A47	A48	1,689.93	600	330.70	900	0.20	48.20	0.9
A49	A48	A49	1,689.56	600	241.70	900	0.20	48.40	0.9
A50	A49	A50	1,689.59	600	177.80	900	0.10	48.30	0.9
A51	A50	A51	1,689.40	600	139.90	900	0.10	48.40	0.9
A52	A51	A52	1,689.40	600	102.70	900	0.10	48.30	0.9
A53	A52	A53	1,689.70	600	108.10	900	0.10	47.90	0.9
A54	A53	A54	1,690.10	600	112.50	900	0.10	47.50	0.9
A55	A54	A55	1,690.00	600	109.20	900	0.10	47.50	0.9
A56	A55	A56	1,690.05	600	66.00	900	0.00	47.40	0.9
A57	A56	A57	1,690.10	600	59.20	900	0.00	47.30	0.9
A58	A57	A58	1,689.88	600	30.00	900	0.00	47.50	0.9
A59	A58	A59	1,689.96	600	24.40	900	0.00	47.40	0.9
A60	A59	A60	1,690.40	600	116.60	900	0.10	46.90	0.9
A61	A60	A61	1,690.60	600	113.30	900	0.10	46.60	0.9
A62	A61	A62	1,690.49	600	124.90	900	0.10	46.60	0.9
A63	A62	A63	1,690.88	600	115.20	900	0.10	46.20	0.9
A64	A63	A64	1,691.20	600	81.30	900	0.10	45.80	0.9
A65	A64	A65	1,690.50	600	87.60	900	0.10	46.40	0.9
A66	A65	A66	1,689.63	600	89.50	900	0.10	47.20	0.9
A67	A66	A67	1,689.26	600	73.90	900	0.10	47.60	0.9
A68	A67	A68	1,688.78	600	60.00	900	0.00	48.00	0.9
A69	A68	A69	1,687.70	600	29.50	900	0.00	49.10	0.9
A70	A69	A70	1,687.59	600	29.10	900	0.00	49.10	0.9
A71	A70	A71	1,689.69	600	20.20	900	0.00	47.00	0.9
A72	A71	A72	1,691.50	600	21.30	900	0.00	45.20	0.8
Sumatorias					4928.7		2.1		

Una vez que se obtuvieron los datos hidráulicos de la línea de conducción y se comprobó que eran adecuados, se procedió al conteo de piezas para la conformación de la misma, las piezas obtenidas son las que se muestran en el Cuadro 25.

Cuadro 25. Accesorios y conexiones necesarios en línea de conducción.

ACCESORIOS Y CONEXIONES	CANTIDAD
Válvula de Admisión y Expulsión de aire, automática, de 6" de diámetro, para una presión de 6 kg/cm ²	13
Codo PRFV de 20°23'2" DN 1000 mm PN 06 kg/cm ² E-E.	1

Codo PRFV de 18°24'1" DN 1000 mm PN 06 kg/cm ² E-E.	1
Codo PRFV de 46°30'37" DN 1000 mm PN 06 kg/cm ² E-E.	1
Codo PRFV de 55°15'19" DN 1000 mm PN 06 kg/cm ² E-E.	1
Codo PRFV de 20°48'37" DN 1000 mm PN 06 kg/cm ² E-E.	1
Codo PRFV de 35°31'8" DN 1000 mm PN 06 kg/cm ² E-E.	1
Codo PRFV de 57°3'22" DN 1000 mm PN 06 kg/cm ² E-E.	1
Codo PRFV de 78°25'34" DN 1000 mm PN 06 kg/cm ² E-E.	1
Codo PRFV de 82°42'47" DN 900 mm PN 06 kg/cm ² E-E.	1
Codo PRFV de 89°31'0" DN 900 mm PN 06 kg/cm ² E-E.	1
Codo PRFV de 36°34'10" DN 900 mm PN 06 kg/cm ² E-E.	1
Codo PRFV de 55°58'5" DN 900 mm PN 06 kg/cm ² E-E.	1
Codo PRFV de 100°3'23" DN 900 mm PN 06 kg/cm ² E-E.	1
Codo PRFV de 47°6'53" DN 900 mm PN 06 kg/cm ² E-E.	1
Codo PRFV de 28°4'20" DN 900 mm PN 06 kg/cm ² E-E.	1
Codo PRFV de 16°40'12" DN 900 mm PN 06 kg/cm ² E-E.	1
Codo PRFV de 20°55'21" DN 900 mm PN 06 kg/cm ² E-E.	1
Reducción PRFV de 1000 x 900 mm PN 06 kg/cm ² E-E.	1
Reducción PRFV de 1000 x 630 mm PN 06 kg/cm ² E-E.	1
Reducción PRFV de 900 x 630 mm PN 06 kg/cm ² E-E.	1
Tee PRFV de 1000 x 150 mm PN 06 kg/cm ² E-E-B.	6
Tee PRFV de 900 x 150 mm PN 06 kg/cm ² E-E-B.	7
Niple bridado PRFV de 630 mm pn 06 kg/cm ² .	2
Tee PVC c/c sistema métrico de 630 x 630 mm.	1
Extremidad PVC espiga sistema métrico de 630 mm.	1
Extremidad PVC campana sistema métrico de 630 mm.	1
Cople de reparación PVC sistema métrico de 630 mm.	2

La edición del plano hidráulico correspondiente al trazo y despiece de la línea de conducción es la que se presenta como plano (Plano 2 y 3) anexo a este documento.

6.3.2. Pérdidas de carga.

Las pérdidas de energía o de carga hidráulica son la principal consideración en el diseño de las tuberías. Las más importantes son las pérdidas debido a la fricción o pérdidas mayores y en menor escala, pero también de importancia, son las pérdidas de carga localizadas.

En la práctica es común considerar a las pérdidas de carga localizadas como un porcentaje de la suma total de las pérdidas de carga por fricción. Este porcentaje varía en proporción al número de obstrucciones o cambios de dirección significativos en la ruta de conducción, y se considera de un 5 a 10% dependiendo del tipo de sistema y de las velocidades de diseño. Si el promedio de la velocidad es cercano a 2 m/s se considera el 10% y si es menor de 1 m/s se considera un 5 por ciento.

En este caso se obtuvo una pérdida de carga acumulada, calculada por WCADI correspondiente a 2.6 m; dado que las velocidades nunca superan el metro, las cargas localizadas corresponden a un 5% de éstas. Esto quiere decir que se tiene una pérdida de carga adicional de 0.13 m; sin embargo, en el nodo final la carga calculada es de 45.20 m, lo que significa que queda cubierta la demanda en el punto de entrega.

6.3.3. Válvulas de admisión y expulsión de aire.

Las valvulas a utilizar son valvulas de admision y expulsion de aire, automaticas de 6" de diametro, para una presion de 6 kg/cm² y fueron colocadas de acuerdo a recomendaciones técnicas teniendo en este caso un total de 13 piezas.

6.3.4. Generación de plano de planta y perfil y secciones de proyecto.

Asimismo se generó el perfil de la rasante del tubo de acuerdo a las especificaciones de profundidad de la zanja para cada diámetro de tubería y se hicieron las secciones de la rasante a cada 500 metros.

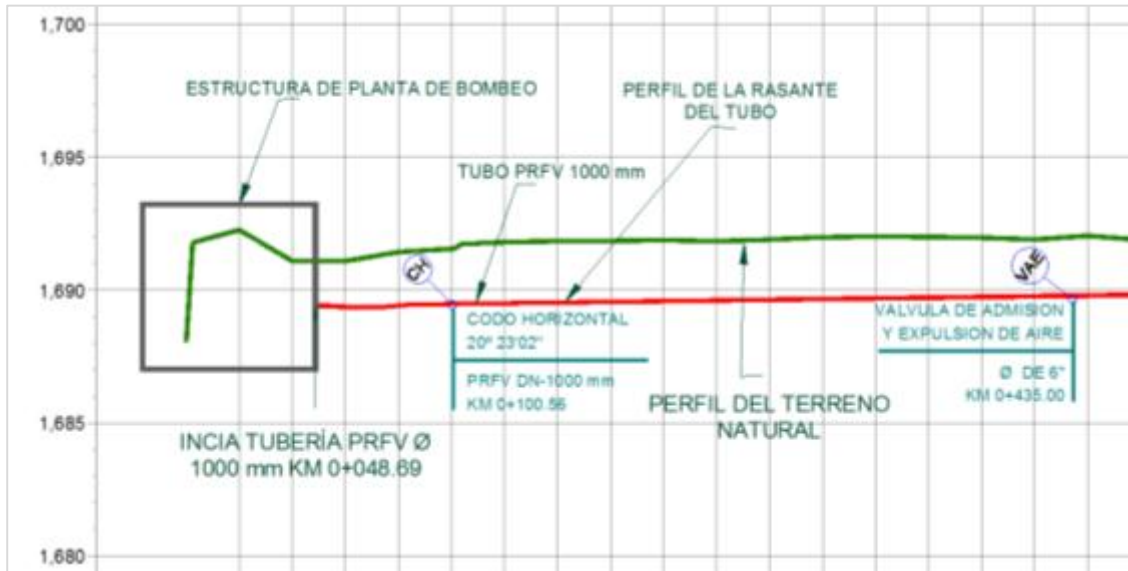


Figura 66. Perfil de la sección inicial de la línea de conducción

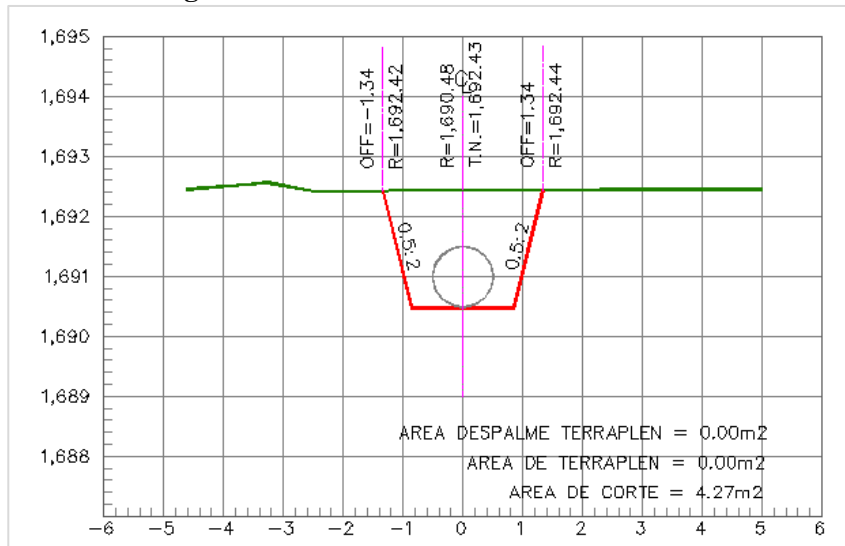


Figura 67. Detalle de una sección de proyecto.

En los planos hidráulicos y constructivos (Planos 2 y 3) anexos a este documentos se muestran los resultados arrojados en el diseño en lo que se refiere a diámetro de tubería, conexiones, piezas especiales y resultados hidráulicos.

6.4. DISEÑO ELECTROMECHANICO.

6.4.1. Parámetros para determinar el tipo de bomba.

Para el caso que nos ocupa se tienen las siguientes demandas:

- Gasto de operación total (Q): 600 l/s.
- Gasto de operación por equipo de bombeo: 150 l/s
- Carga del sistema de conducción y operación (Hs): 50 m.c.a.

6.4.2. Pérdidas de carga localizadas en el tren de descarga.

Las pérdidas que se calcularon, se encontraron en función de la configuración del tren de descarga, considerado los siguientes elementos:

- Tubería de Fo. Fo. de 12, 16 y 24"
- Válvula check de acero de 12"
- Bifurcaciones y cambios de diámetro.
- Pérdidas de carga por cambio de dirección (codos)

Cuadro 26. Pérdidas de carga en codos.

PÉRDIDA DE CARGA EN CODO DE 45 °			
Proyecto	Diam tub a (")	Material	Perdida de carga (m)
RIO TURBIO	24	Fierro fundido limpio (nuevo)	0.070

Considerando que se tienen 2 codos de 45°x24" a lo largo de la línea del tren de descarga la pérdida total por estos accesorios fue de: 0.14 m.

Cuadro 27. Pérdida de carga en válvula check.

PÉRDIDA DE CARGA EN VÁLVULA CHECK			
Proyecto	Diam tub a (")	Material	Perdida de carga (m)
RIO TURBIO	12	Acero	0.496

Cuadro 28. Pérdida de carga en medidor de gasto.

PÉRDIDA DE CARGA EN MEDIDOR DE FLUJO			
Proyecto	Diam tub a (")	Material	Perdida de carga (m)
RIO TURBIO	12	Acero	0.020

Cuadro 29. Pérdida de carga en válvula de compuerta.

PÉRDIDA DE CARGA EN VÁLVULA DE COMPUERTA			
Proyecto	Diam tub a (")	Material	Perdida de carga (m)
RIO TURBIO	12	Acero	0.018

Cuadro 30. Pérdida de carga en ampliación brusca.

PERDIDA DE CARGA EN AMPLIACIÓN BRUSCA				
Proyecto	Diam tub a (")	Diam tub b (")	Material	Perdida de carga (m)
RIO TURBIO	12	16	Fierro fundido limpio (nuevo)	0.018
RIO TURBIO	16	24	Fierro fundido limpio (nuevo)	0.018

Una vez que se calcularon todas las pérdidas de carga implicadas en el tren de descarga, fueron sumadas para ser consideradas en el proyecto:

$$H_t = 0.36 + 0.018 + 0.020 + 0.5 + 0.14 = 1.038$$

Al realizar todas las consideraciones necesarias, la carga total calculada fue la siguiente:

$$H = h_{f_tren} + h_{succ} + H_{sis} = 1.038 + 0.5 + 50 = 51.532m$$

Asimismo usando esta carga total se determinó la potencia requerida del equipo de bombeo, el resultado se muestra en el Cuadro 31.

Cuadro 31. Potencia estimada para el equipo de bombeo.

POTENCIA ESTIMADA			
Carga - H- (m)	Gasto -Q- (l/s)	Eficiencia estimada (%)	Potencia (HP)
51.6	150	75	135.68

6.4.3. Cálculo de carga de succión neta disponible (NPSH):

Para la determinación de la carga de succión se usó la siguiente expresión:

$$NPSH_{disp} = h_b + S_m g - h_{fs} - h_{va}$$

Haciendo las siguientes consideraciones:

$$S_{mg} \text{ (Sumergencia del primer impulsor)} = 0.711 \text{ m}$$

$$h_{va} \text{ (Tensión de vapor del agua a } 20^{\circ}\text{C)} = 0.2 \text{ m}$$

6.4.4. Carga barométrica

Cuadro 32. Carga barométrica.

PRESIÓN BAROMÉTRICA			
Elevación (msnm)	Peso esp. (kN/m ³)	Pres. Atm. (kPa)	hb (m)
1692.06	9.79	82.90	8.47

6.4.5. Pérdida de carga antes del primer impulsor

Cuadro 33. Pérdida de carga en filtro.

PÉRDIDA DE CARGA EN FILTRO							
Material	Diámetro nominal (")	Espesor (mm)	Diámetro interno (mm)	Gasto (m ³ /s)	Velocidad (m/s)	Coefficiente de pérdida (K)	Pérdida de carga por fricción (m)
Fo Fo	12	6.4	0.292	0.15	1.79	0.23	0.04

Así el cálculo resultante de la carga de succión neta disponible fue el siguiente:

$$NPSH = 8.47 + 0.354 - 0.04 - 0.2 = 8.584m$$

Con los parámetros obtenidos de *potencia, carga, gasto y NPSH* (carga de succión neta disponible), se buscó un equipo comercial que satisficiera los mismos.

Como resultado se eligió una BTV accionada por un motor eléctrico trifásico de inducción tipo jaula de ardilla de 150 HP y 4 polos a un régimen de 1,800 rpm.

6.4.6. Características del cabezal (tren de descarga).

Para el tren de descarga se utilizaron 4 bombas turbina vertical a motor eléctrico vertical, para punto de operación de 150 lps a 50 m.c.a.

El sistema se compone por tubería de acero de 12” de diámetro, 1/4” de espesor con diferentes longitudes dependiendo de la sección en que se instalaría, con extremos bridados. Está constituido por medidor volumétrico 12” de diámetro, válvula check de 12” de diámetro, válvula de compuerta metálica de alivio rápido para línea bridada 150 mm de diámetro y diversos accesorios que se especifican en el Cuadro 34.

Cuadro 34. Material y Equipo Tren de Descarga.

N°	TREN DE DESCARGA	UNIDAD	CANTIDAD
1	TUBO DE ACERO DE 12" DE DIÁMETRO, 1/4" DE ESPESOR Y 500 MM DE LONGITUD, CON EXTREMOS BRIDADOS, CEDULA 20.	PZA.	10
2	TUBO DE ACERO DE 12" DE DIÁMETRO, 1/4" DE ESPESOR Y 1600 MM DE LONGITUD, CON EXTREMOS BRIDADOS, CEDULA 20.	PZA.	2
3	TUBO DE ACERO DE 12" DE DIÁMETRO, 1/4" DE ESPESOR Y 1600 MM DE LONGITUD, CON EXTREMOS BRIDADOS, CEDULA 20. CON UNA SALIDA RH DE 1/4 " Y UNA SALIDA DE 2" RH.	PZA.	4
4	MANIFOLD DE ACERO DE 24" DE DIÁMETRO, 1/4" DE ESPESOR Y 2000 MM DE LONGITUD, CON UN EXTREMO BRIDADOS , DOS SALIDAS A 45° DE 16 " CEDULA 10 C/U CON 2 SALIDAS BRIDADAS A 45° DE 12" CÉDULA 20, CON UNA SALIDA RH DE 1/4 " Y UNA SALIDA DE 2" RH.	PZA.	1
5	DE TUBO DE ACERO DE 24" DE DIÁMETRO, 1/4" DE ESPESOR Y 2500 MM DE LONGITUD, CON EXTREMOS BRIDADOS, CEDULA 10.	PZA.	1
6	PRUEBA DE MEDIDOR VOLUMÉTRICO BRIDADO DE 12" DE DIÁMETRO.	PZA.	4
7	VÁLVULA CHECK BRIDADA, DE 12" DE DIÁMETRO.	PZA.	4
8	VÁLVULA DE COMPUERTA METÁLICA BRIDADA CON ENGRANES, DE 12" DE DIÁMETRO, CLASE 150	PZA.	4
9	VÁLVULA DE COMPUERTA METÁLICA BRIDADA CON ENGRANES, DE 16" DE DIÁMETRO, CLASE 150	PZA.	1
10	PRUEBA DE VÁLVULA HIDRÁULICA METÁLICA DE ALIVIO RÁPIDO PARA LÍNEA BRIDADA DE 150 MM DE DIÁMETRO	PZA.	4
11	TEE DE ACERO DE 12" X 6" X 12" PARA LÍNEA BRIDADA.	PZA.	4
12	DE CODO BRIDADO DE ACERO 45° DE 24" DE DIAMETRO	PZA.	2
13	CODO BRIDADO DE ACERO 90° DE 6" DE DIAMETRO	PZA.	4
14	EXTREMIDAD ESPIGA DE ACERO DE 6" DE DIAMETRO	PZA.	4
15	EXTREMIDAD ESPIGA DE ACERO DE 24" DE DIAMETRO	PZA.	1
16	TUBERIA HIDRÁULICA DE PVC DE 150 MM (CON CAMPANA TIPO ANGER Y EMPAQUE DE HULE) CLASE 5 SERIE INGLESA.	M	20
17	CODO DE PVC DE 150 MM C/C CLASE 7 SERIE INGLESA.	PZA.	4
18	VÁLVULA DE ADMISIÓN Y EXPULSION DE AIRE BRIDADA DE 50 MM	PZA.	4
19	VÁLVULA DE ADMISIÓN Y EXPULSION DE AIRE BRIDADA DE 100 MM	PZA.	1
20	MANOMETRO DE GLICERINA DE 0.0 A 7.0 KG/CM2, CON ROSCA MACHO DE 1/4"	PZA.	5

21	TAPÓN DE ACERO BRIDADO 24 " DE DIÁMETRO	PZA.	1
22	TAPÓN DE ACERO BRIDADO 16" DE DIÁMETRO	PZA.	1

En la Figura 68 se muestra el isométrico del tren de descarga, en él se aprecia mejor el sistema, las válvulas y la disposición de la tubería.

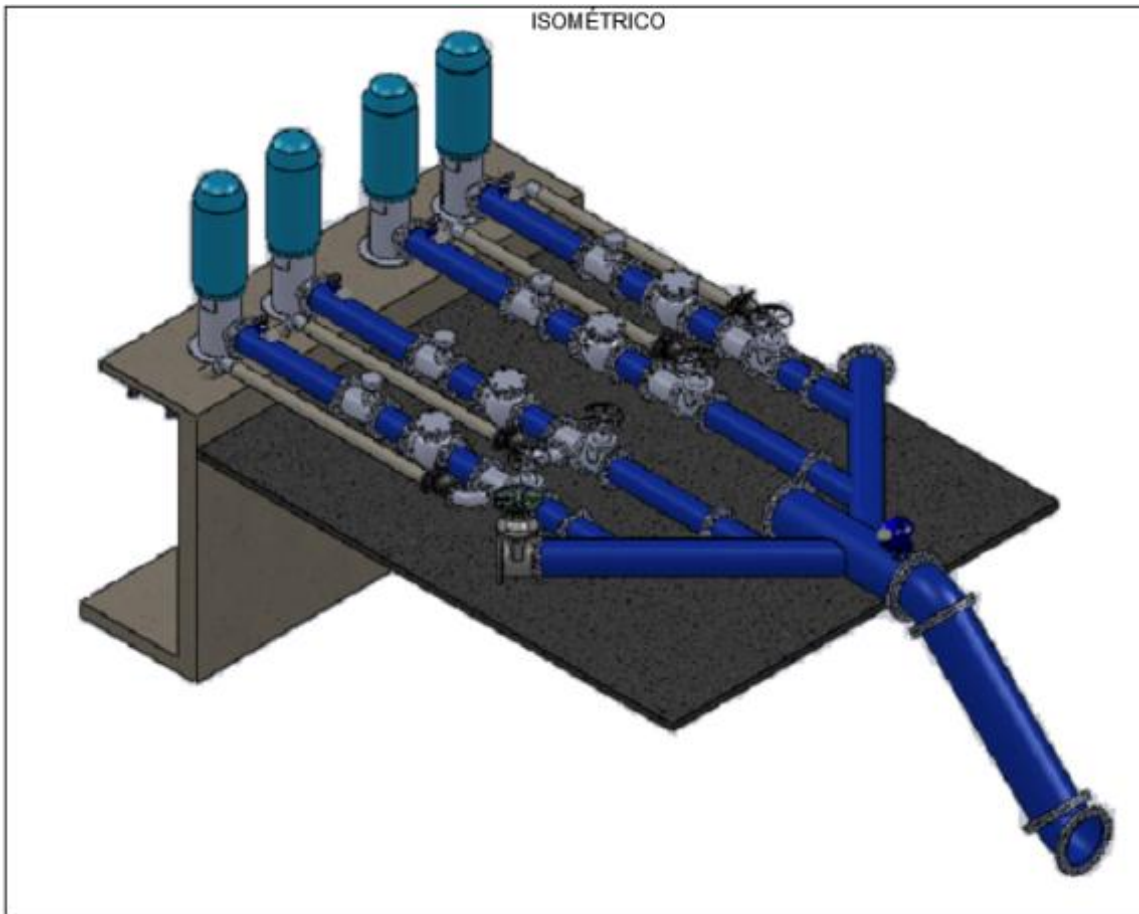


Figura 68. Isométrico del tren de descarga.

En la Figura 69 se muestra la vista en planta del tren de descarga con las dimensiones de la tubería de acero, además se señala la numeración de las piezas que corresponden a las descritas en el Cuadro 34 y, se describe la cantidad de orificios o barrenos que se requieren en las bridas; en la Figura 70 se observa el perfil del tren de descarga con las mismas características.

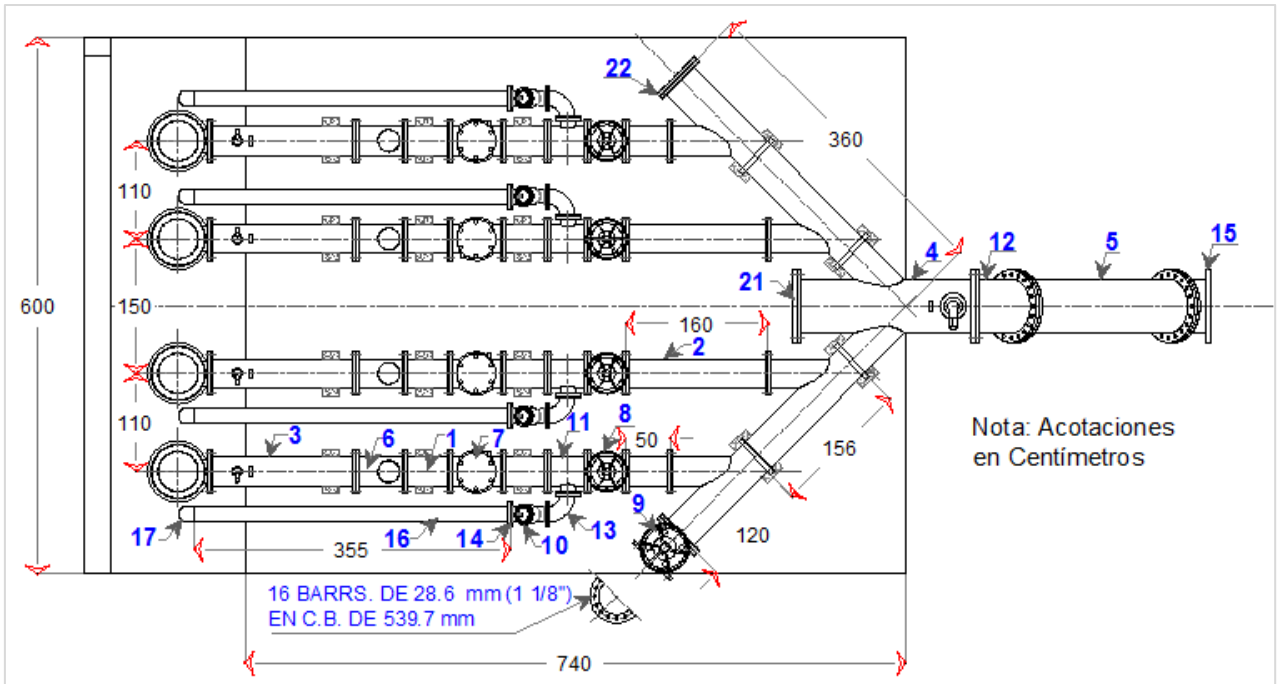


Figura 69. Planta tren de descarga.

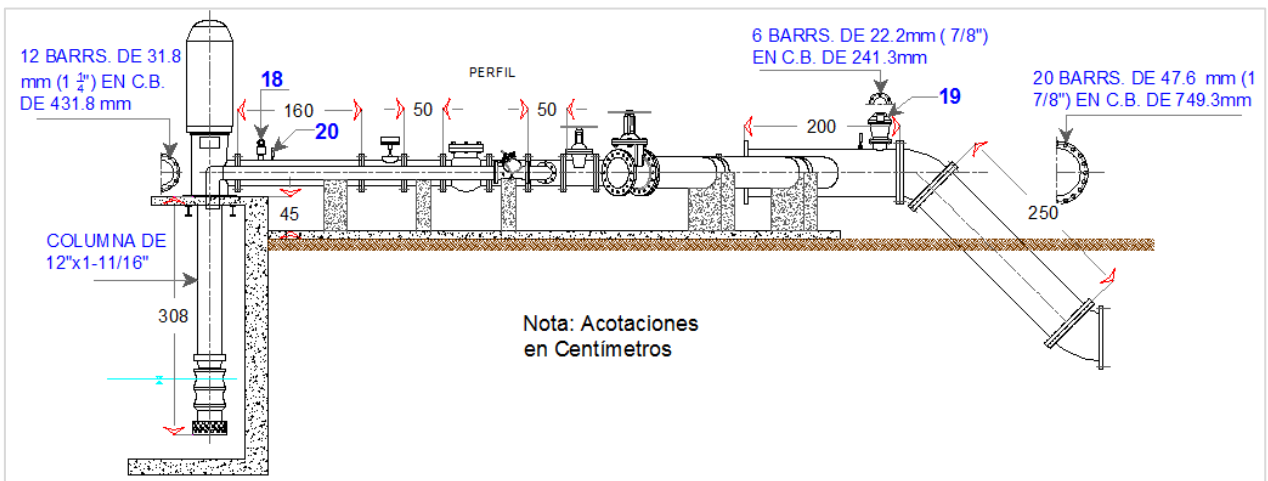


Figura 70. Perfil del tren de descarga.

La Figura 71 muestra los detalles del “manifold” de acero del tren de descarga, el cual será una pieza especial soldada en obra.

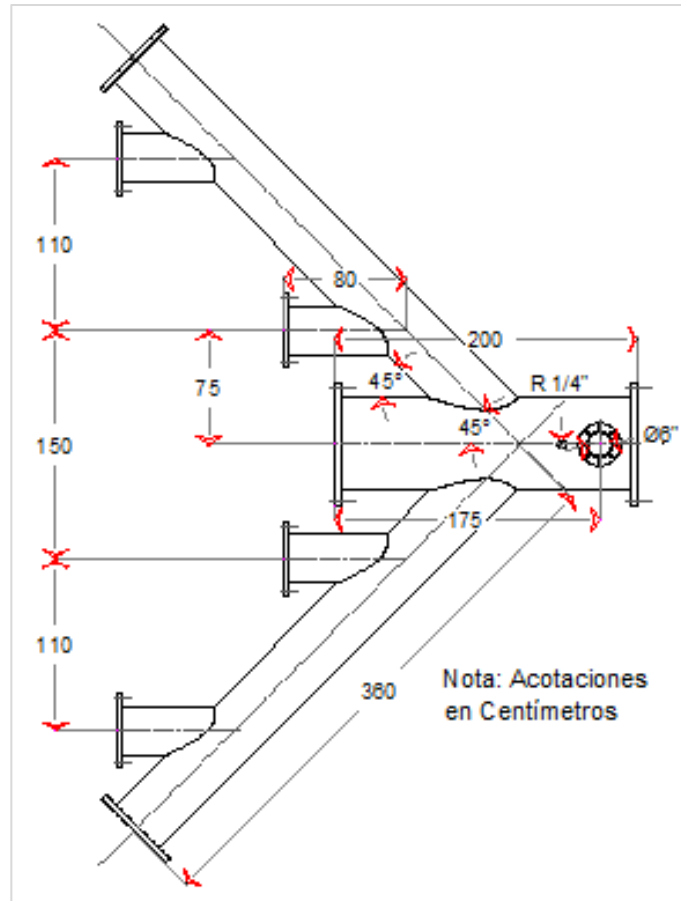


Figura 71. Detalle en planta de “manifold” de acero del tren de descarga.

6.4.7. Sistema eléctrico

Está integrado por los siguientes subsistemas: subestación unitaria compacta AE-2 para alta tensión tipo interior nema1 de gabinete metálico de 4 celdas 400 kva, 3f, 3h, 60hz, 15kv, 800a, para operar a una altura de 1692.06 msnm y un transformador de distribución tipo subestación de 400 kva, 3f, 4h, 60hz clase 0-a en aceite conexión delta - estrella, 440/254v a 65°c 1692.06 msnm, con garganta de acoplamiento en alta y en baja. Todos los demás accesorios y características de acuerdo a la norma NMX-J-284.

La selección de interruptor principal se orienta hacia un interruptor de aire tipo h 251 operación manual desde frente del tablero para una carga de 400 kva operación en grupo con carga.

En la siguiente figura se muestra el acomodo de los equipos en la subestación.

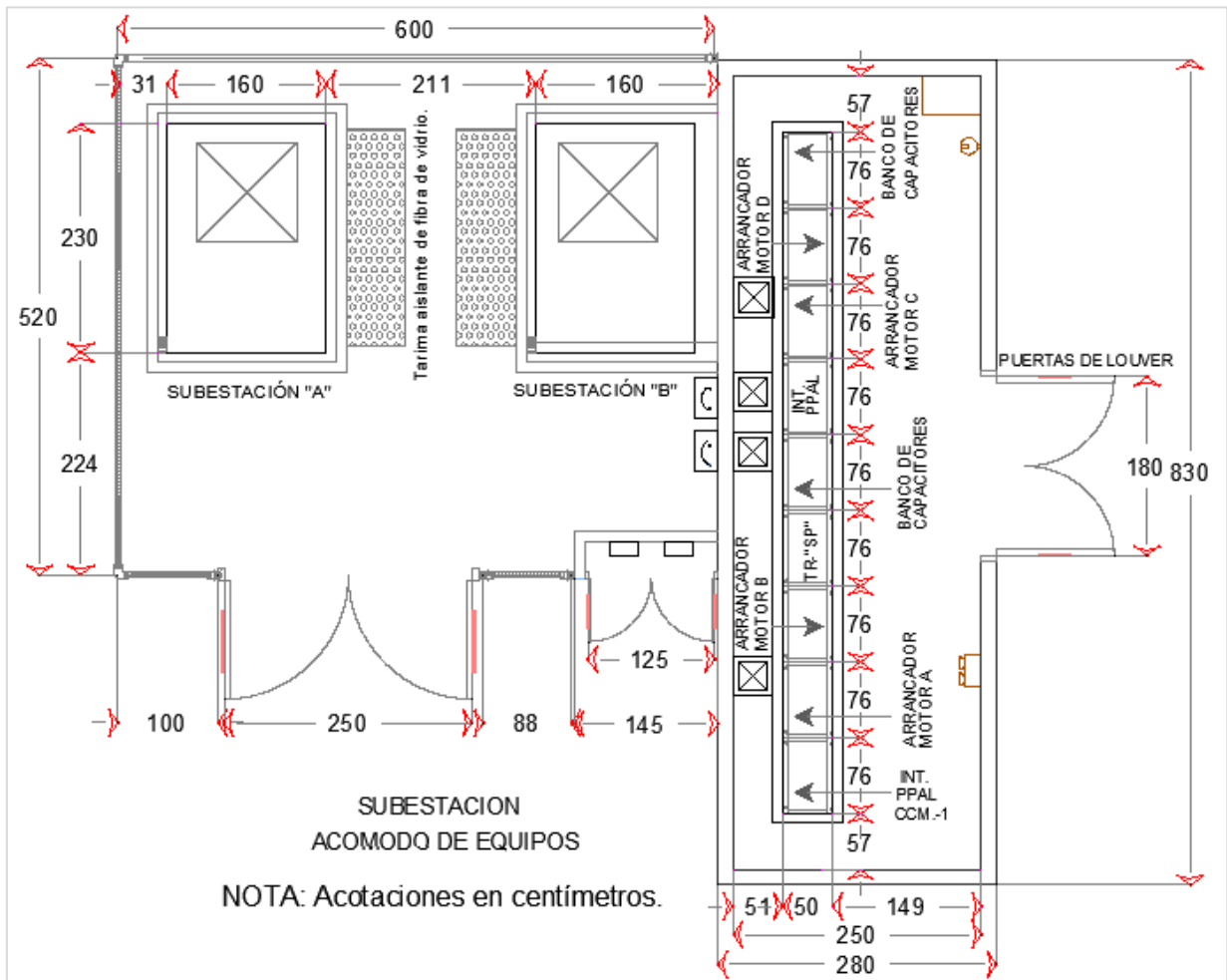


Figura 72. Esquema del acomodo de los equipos para la subestación.

En la Figura 73 se representa el diagrama unifilar de la subestación A, teniéndose un caso similar en la subestación B.

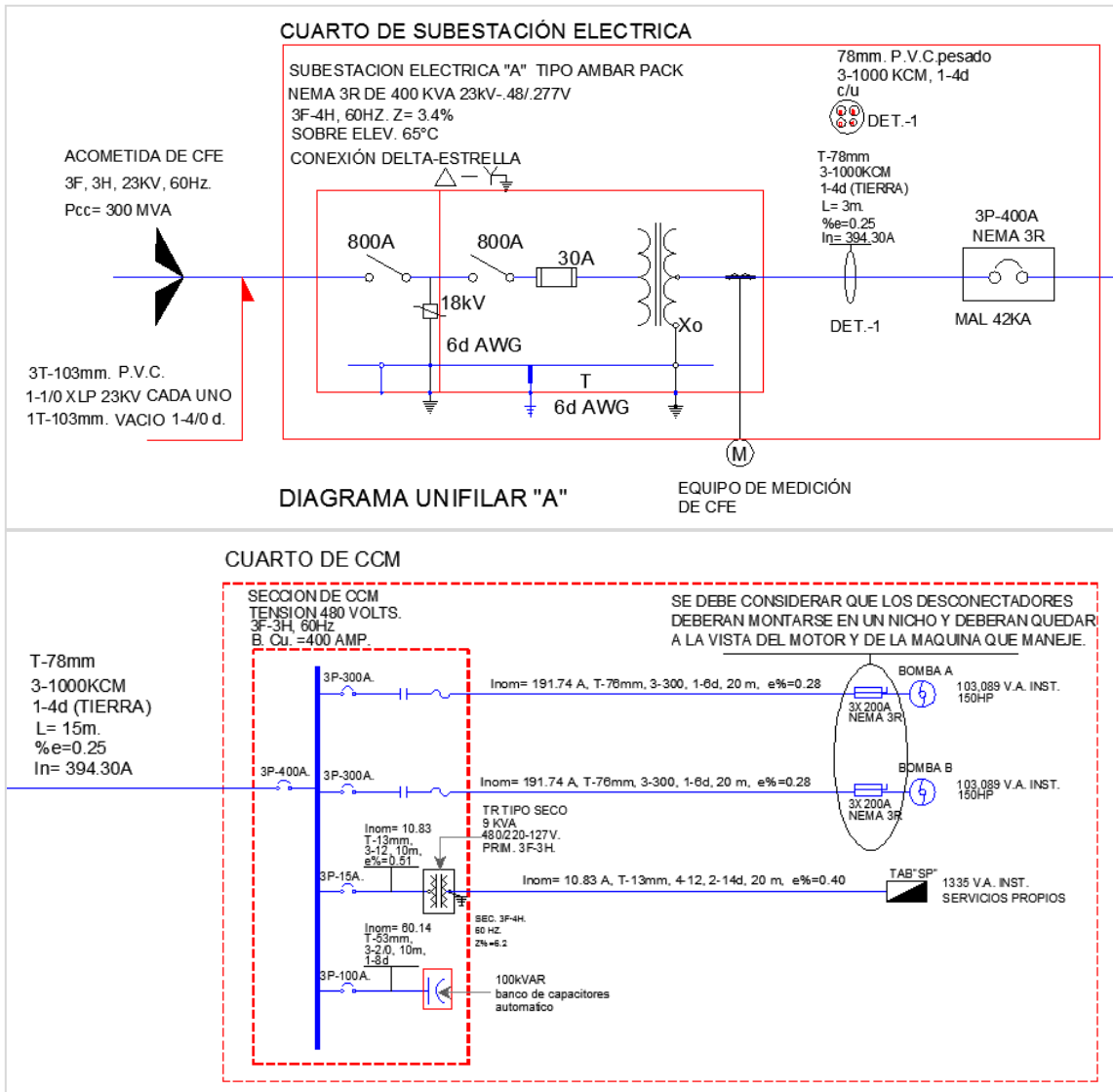


Figura 73. Diagrama unifilar.

La planta y la subestación eléctrica cuentan con un sistema de tierras, el cual se conecta a todos y cada uno de los elementos de la instalación, esto se puede observar en la Figura 74.

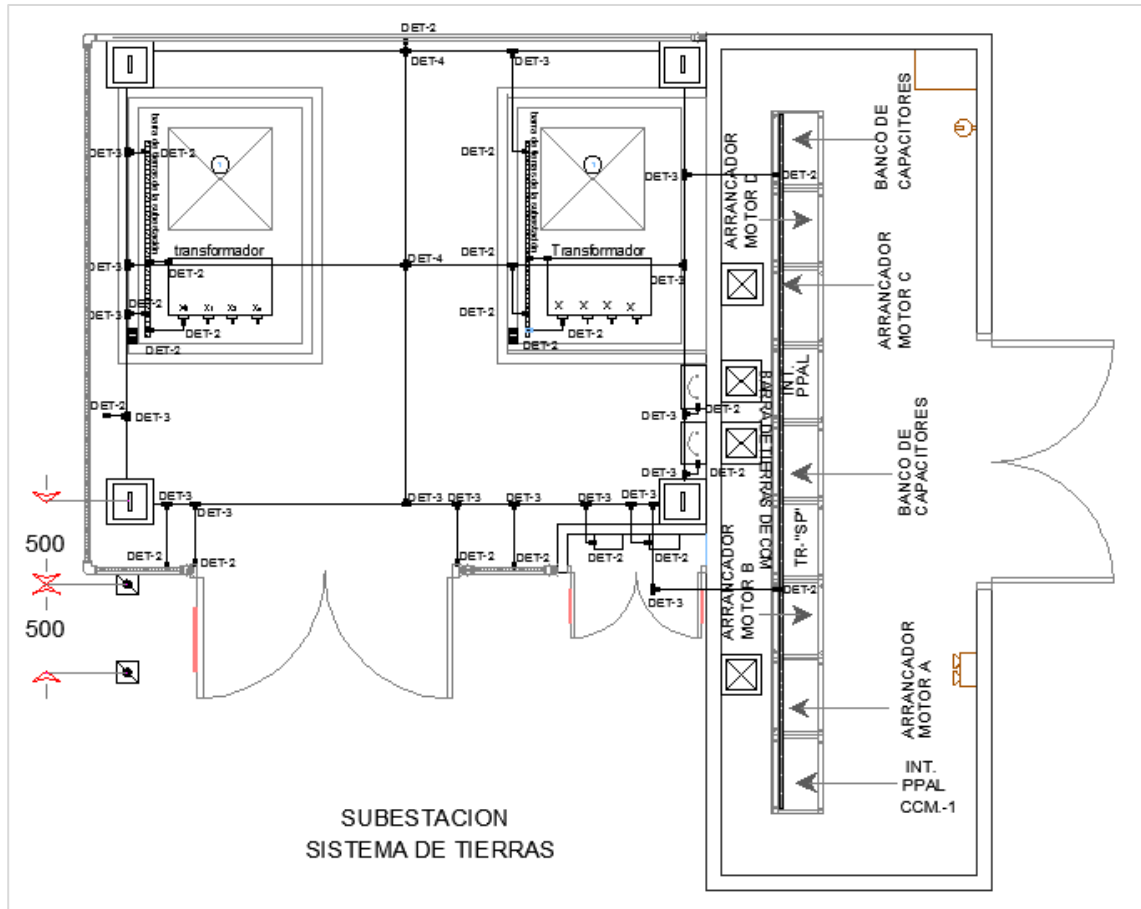


Figura 74. Subestación de sistemas de Tierras.

En la Figura 75 se muestra un diagrama de la distribución del alumbrado así como de las conexiones, y en las Figura 76 y Figura 77 se muestran los detalles de la misma.

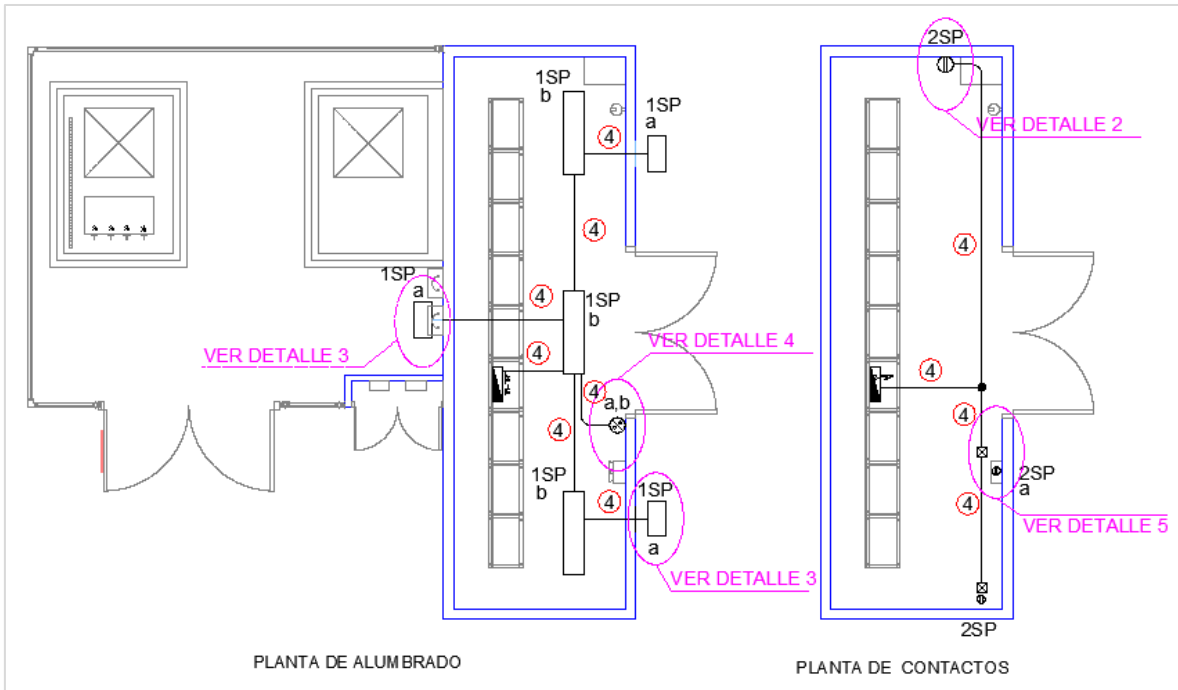


Figura 75. Distribución de lámparas para alumbrado y conexiones.

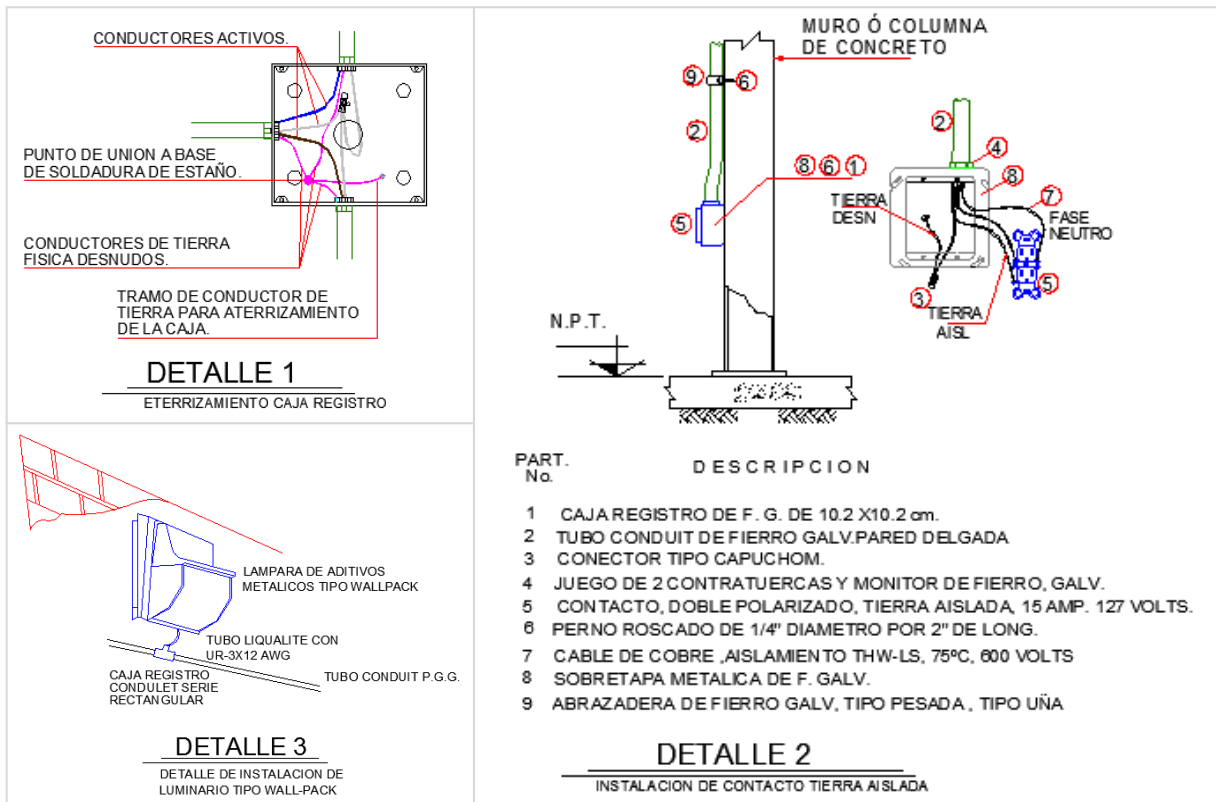


Figura 76. Detalles de instalación de alumbrado (1).

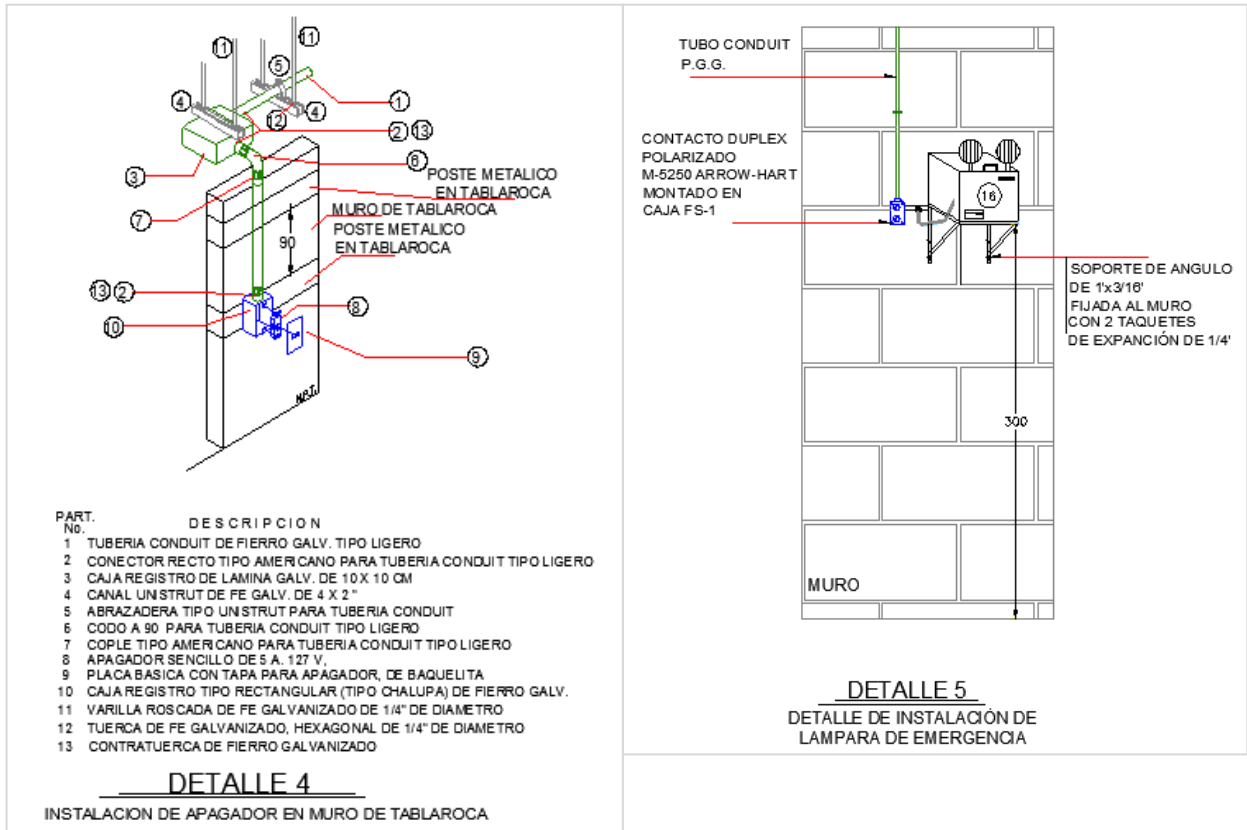


Figura 77. Detalles de instalación de alumbrado (2).

La Figura 78 corresponde al esquema ilustrativo de la estructura de transición aérea a subterránea para la acometida. Posteriormente en el Cuadro 35, se presenta el listado con el desglose de material necesario, donde la primer columna indica la clave de identificación empleada en la figura.

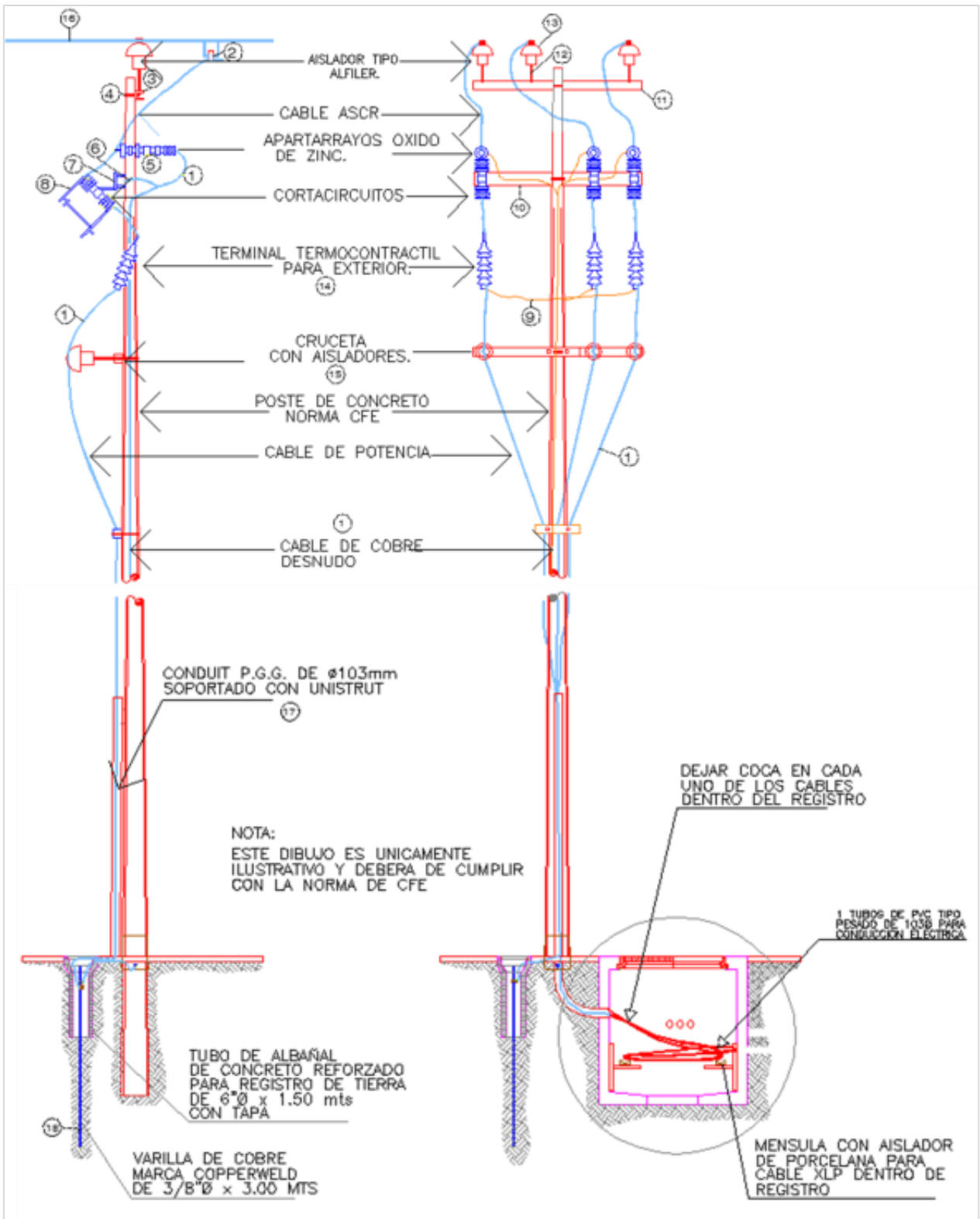


Figura 78. Vestido del poste para acometida.

Cuadro 35. Materiales necesarios para la estructura de transición aérea a subterránea.

ESTRUCTURA DE TRANSICIÓN AÉREA A SUBTERRÁNEA (LISTADO DE MATERIALES)			
No.	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
1	CABLE CUD 1/0	ml	12
2	CONECTOR DERIVACION L 1/0-1/0 AL	pz	3
3	ABRAZADERA 6U	pz	1
4	DADO 46	pz	1
5	APARTARRAYOS 18 kV	pz	3
6	GRAPA RAL 8	pz	1
7	ABRAZADERA 7U	pz	1
8	CORTACIRCUITOS FUSIBLES 23 kV	pz	3
9	ALAMBRE CUD 4	ml	15
10	CRUCETA 42	pz	1
11	CRUCETA 42-1	pz	1
12	ALFILER 234	pz	3
13	AISLADOR TIPO ALFILER	pz	3
14	TERMINAL TERMOCONTACTIL PARA EXTERIOR 13.2 E 1X50 S ó 70S	pz	3
14	TORNILLOS MAQUINA 1/2" X 1 1/2"	pz	6
15	CRUCETA CON AISLADORES 63T	pz	1
16	CABLE DE AL. TIPO ASCR 1/0	m	32
17	CONDUIT SOPORTADO P.G.G DE 103mm	pz	3
18	VARILLA COPERWELD 5/8 3000 MM	pz	1
19	PLACA 1PC	pz	4
20	OJO RE	pz	2
21	REMATE PA	pz	4
21	REMATE PRA	pz	2
22	PROTECTOR DE RETENIDA	pz	1
23	ANCLA CONICA C3	pz	1
24	PERNOANCLA 1PA	pz	1
25	GUARDACABO G1	pz	2
26	REMATE PREFORMADO 1/0	pz	1

El diseño de eléctrico cumple con las normas que rigen el diseño de instalaciones eléctricas de acuerdo a la CFE, para ello se recibió apoyo por parte de un especialista en el diseño de este tipo de obras.

6.5. DISEÑO DE OBRA CIVIL.

Se requerirán bombear 600 l/s, por lo que para suministrar el gasto a la presión requerida, tomando en cuenta los costos de operación, se hace necesaria la construcción de una planta de bombeo, la cual consiste en la obra de toma, el cárcamo de bombeo, centro de control de maquinas, y la protección de los equipos; así como los atraques necesarios y apoyos para las bombas. Por lo que, a continuación se presenta la metodología de cálculo de las estructuras que conforman la planta de bombeo.

Datos generales.

Se requiere de algunos datos para el diseño de los elementos antes mencionados y que son calculados o seleccionados previamente, estos datos son los siguientes:

Gasto de diseño de la planta de bombeo.....	600 lps.
Número de equipos de bombeo.....	4 Equipos
Gasto por equipo de bombeo.....	150 lps (2377.8 gpm)
Potencia de cada bomba	150 hp
Fuente de abastecimiento.....	Dren Munguía
Nivel mínimo de operación.....	1689.66 msnm
Tipo de bombas a utilizar.....	Verticales Tipo Turbina

6.5.1. Diseño de la Obra de Toma.

Permitirá tomar el agua del dren para conducirla hasta el cárcamo, y estará conformada por la estructura de entrada, rejillas, mecanismo de control, y conducto.

Diseño del Conducto.

Partiendo de que el gasto es conocido y es igual a $600 \text{ l/s} = 0.6 \text{ m}^3/\text{s}$; entonces se propone un diámetro tal que la velocidad sea mayor a 0.6 m/s y las pérdidas de carga totales sean mínimas, a continuación se muestra el resultado del diseño, el cual cumple con las condiciones mencionadas.

Cuadro 36. Datos de entrada.

DATOS INICIALES				
Gasto	600	lps	0.6	m ³ /s
Diámetro	900	mm	0.9	m
Material	PRFV			
Longitud	16	m		
Área	0.636	m ²		
Velocidad	0.94	m/s		

Las pérdidas de carga por fricción se obtuvieron por las tres fórmulas el cual nos arrojó el siguiente resultado:

Cuadro 37. Pérdidas de carga por fricción.

PERDIDAS DE CARGA POR FRICCIÓN			
Método	Factor de fricción	hf (m)	hf (cm)
Hazem-Williams	150	0.010	1.03
Manning	0.009	0.008	0.84
Darcy-Weisbach	0.010	0.008	0.83

Se agregan además las pérdidas de carga por entrada y por rejillas, el cual resulta de acuerdo a lo siguiente.

Cuadro 38. Pérdidas de carga por entrada.

PERDIDAS POR ENTRADA	
Kx =	0.5
he (m)=	0.023

El coeficiente Kx para estimar las pérdidas por rejillas se estima como sigue:

$$kx = 1.45 - 0.4 \cdot \frac{An}{Ab} \cdot \frac{An^2}{Ab}$$

Donde: An= Área neta de la rejilla (sin considerar espacio de soleras); Ab= Área bruta (ancho x largo).

Cuadro 39. Pérdidas de carga por rejilla.

PERDIDAS POR REJILLA	
Ancho (m) =	1
Largo (m) =	1.5
Separación soleras (cm)	5.63
Espesor de la solera(cm)	0.63
Ab (m ²) =	1.5
An (m ²)=	0.89
Kr=	1.367
hr (m)=	0.06

Sumadas las pérdidas de carga por entrada y rejillas a las pérdidas por fricción tenemos el siguiente cuadro que nos muestra las pérdidas totales:

Cuadro 40. Pérdidas de carga total.

PERDIDAS DE CARGA TOTAL		
Método	hf (m)	hf (cm)
Hazen-Williams	0.095	9.49
Manning	0.093	9.31
Darcy-Weisbach	0.093	9.30

Con esto se tiene que las pérdidas totales resultan ser despreciables comparadas con la carga disponible en la toma, por lo tanto se acepta el diámetro de 900 mm del conducto el cual garantiza un adecuado funcionamiento del mismo.

Diseño Geométrico.

Las características que se tomaron en cuenta para la ubicación de la obra de toma en el dren son las siguientes: condiciones topográficas favorables, antes de un represo para garantizar el flujo de agua hacia la toma, la distancia mínima a la zona de descarga, tramo lo más recto posible, pendiente suave y uniforme, tal como se muestra en la Figura 79.



Figura 79. Ubicación de Obra de toma.

El diseño geométrico de la obra de toma se determinó a partir del perfil del terreno y de los niveles máximo y mínimo en el dren Munguía, a partir del nivel mínimo se busca que la clave del tubo quede por abajo de la suma total de las pérdidas de carga para garantizar que cuando el dren lleve el nivel mínimo y se requiera bombear a la zona de riego, no haya ningún problema para el abastecimiento del agua.

Por otra parte, la rasante del tubo de la toma se consideró aproximadamente 40 centímetros por arriba de la rasante del fondo del cauce del dren Munguía, tal como se observa en la Figura 80 con la finalidad que el azolve que arrastre el dren llegue lo menos posible al cárcamo y no disminuya su vida útil.

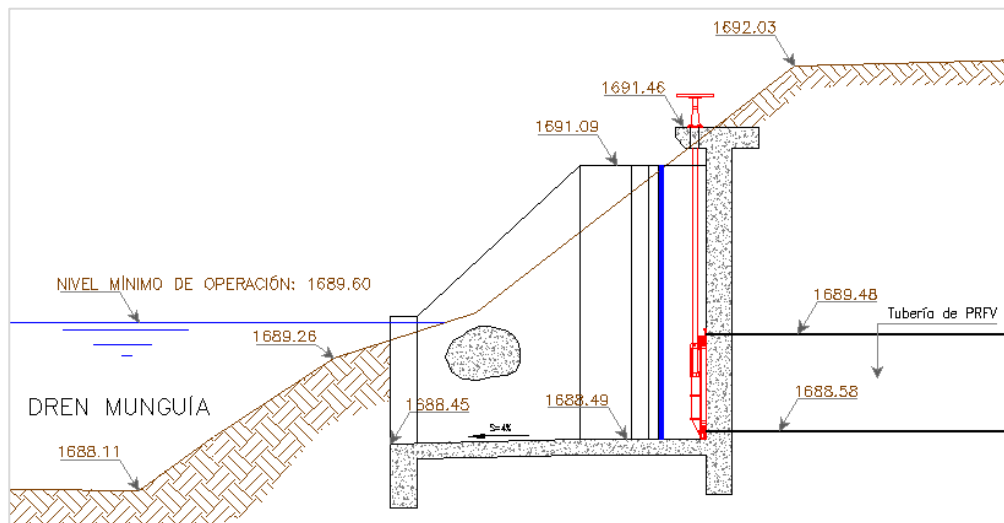


Figura 80. Diseño elevaciones de obra de toma.

En la entrada de la toma llevará una rejilla vertical para facilitar su mantenimiento, está formada por soleras de fierro de 5 cm de separación entre ellas que se sueldan a un marco formado con ángulos para evitar en lo posible el arrastre de material flotante.

Se consideró además una muesca para agujas de 15 cm de espesor en la toma antes de la rejilla y la compuerta con el objetivo que si llegase a descomponerse la compuerta tipo Miller y el dren lleve un tirante por arriba de la clave del tubo, puedan colocarse la agujas para poder extraer y arreglar o cambiar la compuerta sin ningún problema.

Todos los detalles de la obra de toma se encuentran plasmados en el plano anexo correspondiente a cárcamo de bombeo.

Diseño Estructural.

Diseño del muro.

El diseño del muro de la toma se realizará considerando el empuje de tierras, su condición más desfavorable es cuando está vacío, para ello se emplean las mismas fórmulas para el diseño de cárcamos de bombeo, por lo que:

$$E = \frac{K_o}{2} * \gamma_m * h^2$$

Tipo de suelo: arena limosa

$$K_o = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$\phi = 25^\circ \text{ (ángulo de fricción)}$$

$$\gamma_m = 2300 \text{ kg/m}^3 \text{ (peso específico de la arena limosa)}$$

$$h = 2.6 \text{ m.}$$

Se considerará el muro empotrado en su base y libre en la parte superior

Calculo del empuje:

Sustituyendo los datos se tiene:

$$E = \frac{0.4058}{2} \left(2,300 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right) (2.6\text{m})^2$$

$$\mathbf{E = 3,521.91 \text{ kg}}$$

El empuje es igual al cortante y este se encuentra a un tercio de la longitud.

Calculo del momento flexionante

Considerando como $P = E$

Sustituyendo datos se tiene que:

$$M = E \left(\frac{h}{3} \right) = 3,521.91(2.6/3) = 3,052.32 \text{ kg/m} = 305,232.2 \text{ kg/cm}$$

Cálculo del espesor del muro con la siguiente formula:

$$d = \sqrt{\frac{M}{R \times b}}$$

Donde:

R; es una constante que depende del concreto a utilizar, que en este caso se utilizó concreto $f'c=200 \text{ kg/cm}^2$ por lo que $R=15$. de acuerdo al Cuadro 8 de revisión de literatura.

b; será el ancho unitario de muro, y se diseña para 1 m, por lo tanto $b=1\text{m}=100\text{cm}$.

Sustituyendo:

$$d = \sqrt{\frac{305,232.2}{15 \times 100}} = 14.26 \text{ cm}$$

Se considerará un recubrimiento de 3 cm en cada lecho, por lo que el **espesor total** será de **20 cm**, hasta la profundidad de 2.6 m.

Cálculo del área de acero.

Considerando la siguiente ecuación (12) y tomando las constantes del Cuadro 8 para concreto de $f'c=200 \text{ Kg/cm}^2$ donde:

$$j=0.87; f_s = \text{esfuerzo permisible del acero} = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

Se sustituyen datos:

$$A_s = \frac{305232.2}{2100 \times 0.87 \times 20} = 8.3533 \text{ cm}^2$$

Consideraremos varillas de 1/2", el área nominal de esta varilla es de 1.27 cm^2 y con la siguiente expresión se calcula el número de varillas.

$$\text{Número de varillas} = \frac{8.35}{1.27} = 6.57 \text{ varillas}$$

Por lo anterior se consideran 7 varillas de 1/2" y se recalcula el área de acero de refuerzo.

$$A_s = 7 \times 1.27 = 8.89 \text{ cm}^2$$

Se considerarán **varillas de 1/2"** a repartir en ambos lechos **a cada 25 cm**.

Calculo de Acero por Temperatura:

El refuerzo longitudinal del muro será únicamente por temperatura considerando un coeficiente (c) de 0.002, y se calculó mediante la siguiente expresión:

$$A_{st} = c * b * t$$

Donde:

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$t = 20 \text{ cm}$$

Sustituyendo los datos se tiene:

$$A_{st} = 0.002 * 100 * 20 = 4 \text{ cm}^2$$

Considerando varillas de 3/8", el área nominal de esta varilla es de 0.71 cm² y con la siguiente expresión se calcula el número de varillas.

$$\text{Número de varillas} = \frac{4}{0.71} = 5.63 \text{ varillas}$$

Se tendrán **6 varillas de 3/8"** a repartir en ambos lechos **a cada 30 cm**. Y serán colocadas longitudinalmente.

Revisión por adherencia.

Para calcular el esfuerzo de adherencia se utilizó la siguiente fórmula:

$$U_0 = \frac{V}{\sum_o x_j x d}$$

Donde:

u_o = Esfuerzo de adherencia (kg/cm²)

V = Fuerza cortante (kg) = E

d= Espesor del muro (cm)

j= Constante de diseño

Σ_0 = Sumatoria de perímetros de las varillas (cm);

$$\Sigma_0 = (7*3.94) + (6*2.98) = 45.46 \text{ cm}$$

Sustituyendo los datos se tiene:

$$U_0 = \frac{3521.91}{45.46 * 0.87 * 20} = 4.45 \text{ kg/cm}^2$$

Adherencia permisible:

$$U = \frac{2.3\sqrt{f'c}}{D}$$

Sustituyendo los valores en la ecuación anterior:

$$U = \frac{2.3\sqrt{200}}{1.27} = 25.59 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto

$u_0 < u$ se acepta

Diseño de la losa del fondo.

El peso total se calcula con la siguiente expresión:

$$P_t = P_a + P_l + P_m; \text{ Peso del agua} + \text{Peso de losa} + \text{Peso de los muros}$$

Se parte del espesor del muro de la toma obtenido en el diseño para calcular su peso total y de una superficie y espesor propuesto de losa de fondo para calcular el peso total sobre la losa, debido a que la losa tiene una sección irregular, se tomará como si fuera una sección rectangular de 1.4x3.15 metros.

El volumen total de agua que carga la losa es de $1.4 \times 3.15 \times 3.5 \text{ m} = 15.19 \text{ m}^3$, y como el peso específico del agua = 1000 kg/m^3 , el peso total es 15,190 Kg.

Para calcular el peso de los muros, se sabe que el espesor es de 20 cm, y tomando en cuenta el dimensionamiento geométrico de la toma se tienen 2 muros de 1.4m x 2.6m y un muro que tiene una forma triangular pero para calcular el total se analiza en forma rectangular arrojando 2 muros con medidas de 1.30x4.1m, adicionalmente se considera la losa de apoyo con dimensiones 0.8x1.6m, lo que en total da un volumen de 3.84 m³, y el peso específico del concreto = 2,400 kg/m³, por lo que el peso total es de 9,225.6 Kg.

El peso de la losa se estima como espesor de 15 cm, por lo que en volumen es 1.4x3.15x0.15m = 0.66 m³ x 2400 da un peso total de 1,587.60 Kg.

El peso total resulta de Pt= 26,003.2 Kg

El cálculo de la carga distribuida se realizó con la siguiente fórmula:

$$q = \frac{Pt}{A} \quad q = \frac{26,003.2}{4.41} = 5,846.92 \text{ Kg/m}^2$$

De acuerdo a las dimensiones de la losa se tiene:

L = Largo de losa de apoyo (m) = 3.15 m

i = Ancho de losa de apoyo (m) = 1.4 m

Sustituyendo los valores en las ecuaciones (25) y (26) se tiene que:

$$W_L = \frac{5,846.92}{1 + \frac{3.15^4}{1.4^4}} = 219.57 \text{ Kg/m}^2, \quad W_i = \frac{5,846.92}{1 + \frac{1.4^4}{3.15^4}} = 5,627.35 \text{ Kg/m}^2$$

Por lo que el caso crítico es para el claro corto, y será con el que se diseñará la losa de fondo.

Análisis de fuerzas que actúan.

Se considera la losa doblemente empotrada y se calcula el momento.

$$M^{(+)} = \frac{wl^2}{24} = \frac{5,627.35 \times 1.4^2}{24} = 459.56 \text{ kg/m}$$

$$M^{(-)} = \frac{wl^2}{12} = \frac{5,627.35 \times 1.4^2}{12} = 919.13 \text{ kg/m}$$

Calculo del espesor de la losa.

Se toma el momento mayor y se calcula el espesor de la losa considerando concreto de $f'c=200 \text{ Kg/cm}^2$, se toma el valor de $R=15$ (de acuerdo al Cuadro 8).

$$d = \sqrt{\frac{M}{Rxb}} \quad d = \sqrt{\frac{91,913}{(15)(100)}} = 7.82 \text{ cm}$$

El recubrimiento será de 3 cm por cada lecho, por lo que se propone un espesor de losa de **12 cm**.

Cálculo del área de acero.

De acuerdo a la ecuación (19), para determinar la cantidad de acero usando concreto $f'c=200 \text{ kg/cm}^2$ por lo que $j=0.87$, f_s = esfuerzo permisible del acero = 2100 kg/cm^2 , sustituyendo datos se tiene que:

$$A_s = \frac{91,913}{2,100 \times 0.87 \times 15} = 4.19 \text{ cm}^2$$

Considerando varillas de 3/8", el área nominal de esta varilla es de 0.71 cm^2 y con la siguiente expresión se calcula el número de varillas.

$$\text{Número de varillas} = \frac{4.19}{0.71} = 5.9 \text{ varillas}$$

Por lo anterior se tendrán 6 varillas de 3/8" y se recalcula el área de acero de refuerzo.

$$A_s = 6 \times 0.71 = \mathbf{4.26 \text{ cm}^2}$$

Se considerarán **6 varillas de 3/8"** a repartir en ambos lechos **a cada 30 cm**.

Calculo de Acero por Temperatura:

El refuerzo longitudinal del muro será únicamente por temperatura considerando un coeficiente (c) de 0.002, y se calculó mediante la siguiente expresión:

$$A_{st} = c * b * t$$

Donde:

b = base (cm)

t = espesor (cm)

Sustituyendo los datos se tiene:

$$A_{st} = 0.002 * 100 * 12 = 2.4 \text{ cm}^2$$

Considerando varillas de 3/8", el área nominal de esta varilla es de 0.71 cm² y con la siguiente expresión se calcula el número de varillas.

$$\text{Número de varillas} = \frac{2.4}{0.71} = 3.38 \text{ varillas}$$

Se considerarán **4 varillas de 3/8"** en ambos lechos a cada **25 cm**. Y serán colocadas longitudinalmente.

Revisión por adherencia.

Para calcular el esfuerzo de adherencia se utilizó la ecuación (21) el cual requiere calcular el esfuerzo cortante que se obtiene a partir de la ecuación (28), que es:

$$V = \frac{wl}{2} = \frac{5627.35 \times 2.6}{2} = 7,315.55 \text{ kg}$$

Σo = Sumatoria de perímetros de las varillas (cm);

$$\Sigma o = (10 \times 2.98) = 29.80 \text{ cm}$$

$$U_0 = \frac{V}{\Sigma o \times j \times d} = \frac{7,315.55}{29.80 \times 0.87 \times 12} = 23.51 \text{ kg/cm}^2$$

Para obtener la adherencia permisible se utiliza la ecuación (22):

$$U = \frac{2.3 \sqrt{f'c}}{D} = U = \frac{2.3 \sqrt{200}}{0.95} = 34.24 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto:

$u_0 < u$ se acepta

Posterior al diseño estructural se plasman los resultados en un plano el cual se encuentra anexo a este documento.

6.5.2. Diseño del Cárcamo.

Diseño geométrico.

Tomando en cuenta los parámetros de diseño para cárcamos de bombeo, según la Asociación Británica de Investigación Hidromecánica (BHRA).

El Diámetro de Campana de Succión de acuerdo al fabricante es 16" = 0.406m, que fue seleccionado anteriormente.

Se propusieron longitudes para dimensionar el cárcamo y se corroboraron con las sugeridas por la BHRA.

Cuadro 41. Longitudes propuestas para el Cárcamo

LONGITUDES PROPUESTAS		
S	1.1	m
C	0.2	m
L	2	m
X	0.15	m
H	1	m

Cuadro 42. Verificación de parámetros.

SEGÚN LA BHRA						
	S/ φc	C/ φc	L/ φc	X/ φc	H/ φc	Vc (m/s)
	2-3	0.4-0.75	>4.0	>0.25	>2.0	<0.33
	2.707	0.492	4.921	0.369	2.461	0.188
VERIFICACION	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

De acuerdo al Cuadro 42 se puede verificar que se cumple con las condiciones de diseño ya que están dentro del rango especificado, como resultado se considera S = 1.1 m, sin embargo debido a que las piezas requeridas en el tren de descarga ocupan mayor espacio a

lo ancho, la separación entre bombas será de 1.5m entre las del centro y de 1.13m en las orillas, la separación de las bombas de la orilla al muro de concreto será de 0.81 m lo que en total nos arroja un espacio de 5.4 metros requerido para la colocación de las bombas sin incluir el espesor de los muros.

Por otra parte para disminuir el espacio y los volúmenes de concreto, se propone una entrada triangular con un ángulo entre 10 y 15° de acuerdo a los fabricantes de bombas, además entre las bombas se considera un mampara de protección cuyo objetivo principal es evitar la formación de vórtices y por consecuencia la cavitación de los equipos provocando disminución en la vida útil de los mismos.

Posterior al diseño geométrico del cárcamo de bombeo se procede al cálculo estructural para posteriormente plasmarlos en el plano correspondiente.

Diseño Estructural.

Diseño de la losa de apoyo.

La losa se apoyara monolíticamente en dos trabes opuestas, por lo que es una losa en una dirección, a su vez las trabes se apoyaran en el muro de contención, por lo que se consideró para el diseño la losa para dos equipos de bombeo.

Dimensiones de la losa de apoyo: 2.60 x 2.20 m

Análisis de cargas en la losa de apoyo

Carga muerta

1) Peso propio de la losa

$$P_l = 0.858 * 2,400 \text{ kg/m}^3 = 2,059.2 \text{ kg}$$

2) Peso de 2 bombas = 6,800 kg

Carga viva + sobre carga.

Considerando la carga viva más la sobre carga como el 20% de la carga muerta

$$cv + sc = 0.2(8,859.2 \text{ kg}) = 1,771.84 \text{ kg}$$

$$q = \frac{Pt}{A} = \frac{10,631.04 \text{ kg}}{2.2 \text{ m} \times 2.6 \text{ m}} = \mathbf{1,858.57 \text{ kg/m}^2}$$

Calculo de cargas distribuidas.

$$W_L = \frac{q}{1 + \frac{L^4}{i^4}} = \frac{1,858.57}{1 + \frac{2.6^4}{2.2^4}} = 758.38 \text{ kg/m}$$

$$W_i = \frac{q}{1 + \frac{i^4}{L^4}} = \frac{1,858.57}{1 + \frac{2.2^4}{2.6^4}} = 1,230.84 \text{ kg/m}$$

El caso crítico es para el claro corto se diseñará la losa como doblemente empotrada:

Calculo de momentos:

$$M^{(+)} = \frac{wl^2}{24} = \frac{1230.84 \times 2.2^2}{24} = 248.21 \text{ kg} - m$$

$$M^{(-)} = \frac{wl^2}{12} = \frac{1230.84 \times 2.2^2}{12} = 496.43 \text{ kg} - m$$

Calculo del espesor de la losa.

Considerando el momento mayor y calculamos el espesor de la losa con la siguiente formula:

$$d = \sqrt{\frac{49643}{(15)(100)}} = 5.75 \text{ cm}$$

Tomando un recubrimiento de 3 cm por cada lecho, por lo que obtenemos un **espesor de losa de 12 cm.**

Cálculo del área de acero.

Tomando los siguientes parámetros utilizando concreto $f'c=200 \text{ kg/cm}^2$ por lo que $j=0.87$
esfuerzo permisible del acero = 2100 kg/cm^2

Se sustituyen datos:

$$A_s = \frac{49,643}{2,100 \times 0.87 \times 5.75} = 4.72 \text{ cm}^2$$

Considerando varillas de $3/8''$, el área nominal de esta varilla es de 0.71 cm^2 y con la siguiente expresión se calcula el número de varillas.

$$\text{Número de varillas} = \frac{4.72}{0.71} = 6.65 \text{ varillas}$$

Por lo anterior se consideran **8 varillas de $3/8''$** a cada 25 cm.

Calculo de Acero por Temperatura:

El refuerzo longitudinal del muro será únicamente por temperatura considerando un coeficiente de 0.002, sustituyendo los datos se tiene:

$$A_{st} = 0.002 * 100 * 15 = 3 \text{ cm}^2$$

Considerando varillas de $3/8''$, el área nominal de esta varilla es de 0.71 cm^2 y con la siguiente expresión se calcula el número de varillas.

$$\text{Número de varillas} = \frac{3}{0.71} = 4.22 \text{ varillas}$$

Considerando **6 varillas de $3/8''$** en ambos lechos a cada 35 cm. Y serán colocadas longitudinalmente.

Revisión por adherencia.

Para calcular el esfuerzo de adherencia se requiere anteriormente calcular la fuerza cortante y la suma de perímetros.

$$\Sigma o = (14 * 2.98) = 41.72 \text{ cm}$$

$$V = \frac{wl}{2} = \frac{1230.84 * 2.2}{2} = 1,353.92 \text{ kg}$$

Sustituyendo datos se tiene:

$$U_0 = \frac{1353.92}{41.72 * 0.87 * 15} = 2.48 \text{ kg/cm}^2$$

Ahora se sustituyen los valores para obtener el esfuerzo de adherencia permisible:

$$U = \frac{2.3 \sqrt{200}}{0.95} = 34.24 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto

$u_0 < u$ se acepta

Diseño del muro del cárcamo.

El diseño del muro del cárcamo se realizó utilizando la misma metodología usada en el diseño del muro de la obra de toma del cual aquí se presentan los resultados.

Para el cálculo del empuje se utilizaran los siguientes parámetros:

Tipo de suelo: arena limosa

$$K_0 = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

$\phi = 25^\circ$ (ángulo de fricción).

$\gamma_m = 2,300 \text{ kg/m}^3$ (peso específico).

$h = 3.4 \text{ m}$

Sustituyendo los datos:

$$E = \frac{K_0}{2} \gamma_m h^2 = \frac{0.4058}{2} \left(2,300 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) (3.4)^2 = 5,394.7 \text{ Kg}$$

El empuje es igual al cortante y este se encuentra a un tercio de la longitud.

Calculo del momento flexionante.

Sustituyendo datos se tiene que:

$$M = E \left(\frac{h}{3} \right) = 5394.7(3.4/3) = 6,113.99 \text{ kg/m} = 611,399.92 \text{ kg/cm}$$

Calculando el espesor del muro a partir de los siguientes coeficientes:

Para concreto $f'c=200 \text{ kg/cm}^2$ el valor de $R=15$, b es el ancho unitario de muro, y se diseña para 1 m, por lo tanto $b=1\text{m}=100\text{cm}$.

Sustituyendo se tiene que:

$$d = \sqrt{\frac{611,399.92}{15 \times 100}} = 20.18 \text{ cm}$$

Se considerará un recubrimiento de 3 cm en cada lecho, por lo que el **espesor total** será de **30 cm**, hasta la profundidad de 3.4 m.

Cálculo del área de acero.

De acuerdo a la ecuación (19), para determinar la cantidad de acero usando concreto $f'c=200 \text{ kg/cm}^2$ por lo que $j=0.87$, f_s = esfuerzo permisible del acero = $2,100 \text{ kg/cm}^2$, sustituyendo datos:

$$A_s = \frac{611,399.92}{2,100 \times 0.87 \times 30} = 11.15 \text{ cm}^2$$

Considerando varillas de 1/2", el área nominal de esta varilla es de 1.27 cm^2 y con la siguiente expresión se calcula el número de varillas.

$$\text{Número de varillas} = \frac{11.15}{1.27} = 8.78 \text{ varillas}$$

Por lo anterior se consideran 10 varillas de 1/2" y se recalcula el área de acero de refuerzo.

$$A_s = 10 \times 1.27 = 12.7 \text{ cm}^2$$

Considerando **10 varillas** a repartir en ambos lechos **a cada 20 cm**.

Calculo de acero por Temperatura:

El refuerzo longitudinal del muro será únicamente por temperatura considerando un coeficiente de 0.002, por lo que:

$$A_{st} = 0.002 * 100 * 30 = 6 \text{ cm}^2$$

Considerando varillas de 3/8", el área nominal de esta varilla es de 0.71 cm² y con la siguiente expresión se calcula el número de varillas.

$$\text{Número de varillas} = \frac{6}{0.71} = 8.45 \text{ varillas}$$

Considerando **8 varillas de 3/8"** a repartir en ambos lechos **a cada 25 cm**. Y serán colocadas longitudinalmente.

Revisión por adherencia.

Para calcular el esfuerzo de adherencia se requiere anteriormente calcular la fuerza cortante y la suma de perímetros.

Σo = Sumatoria de perímetros de las varillas (cm);

$$\Sigma o = (8 * 2.98) + (10 * 3.94) = 63.24 \text{ cm}$$

Como $V=E$ para muros, sustituyendo los datos se tiene:

$$U_0 = \frac{5394.7}{63.24 * 0.87 * 30} = 3.26 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo los valores en la ecuación de adherencia permisible se tiene:

$$U = \frac{2.3 \sqrt{200}}{1.27} = 25.59 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto

$u_0 < u$ se acepta

Diseño de la losa del fondo del cárcamo.

El peso total se calcula con la siguiente expresión:

$$P_t = P_a + P_l + P_m; \text{ Peso del agua} + \text{Peso de losa} + \text{Peso de los muros}$$

Peso específico del agua = 1000 kg/m^3

Peso específico del concreto = 2400 kg/m^3

Se determina el volumen de agua y de concreto para poder calcular el peso de agua, losa y muros.

$$V_a = 36.72 \text{ m}^3, P_a = (36.72) \times (1,000) = 36,720 \text{ kg}$$

$$V_l = 2.16 \text{ m}^3, P_l = (2.16) \times (2,400) = 5,184 \text{ kg}$$

$$V_m = 9.58 \text{ m}^3, P_m = (9.58) \times (2,400) = 23,011.2 \text{ kg}$$

Sumando los pesos se tiene que:

$$P_t = 64,915.2 \text{ kg}$$

De acuerdo a las dimensiones de la losa de fondo se obtiene el área:

$$L = \text{Largo de losa de apoyo (m)} = 5.4 \text{ m}$$

$$i = \text{Ancho de losa de apoyo (m)} = 2.0 \text{ m}$$

Por lo que el área de la losa resulta $A = 5.4 \times 2.0 = 10.8 \text{ m}^2$.

Calculando la carga distribuida con la siguiente fórmula:

$$q = \frac{64,915.2}{10.8} = 6,010.66 \text{ kg/m}^2$$

Por lo tanto se puede calcular W_i , ya que corresponde al claro corto y resulta como el más crítico, sustituyendo valores se tiene:

$$W_i = \frac{6,010.66}{1 + \frac{2.0^4}{5.4^4}} = 5,904.38 \text{ kg/m}$$

Analizando las fuerzas que actúan y considerando la losa doblemente empotrada se tiene:

$$M^{(+)} = \frac{wl^2}{24} = \frac{5,904.38 \cdot 2^2}{24} = 984.06 \text{ kg.m}$$

$$M^{(-)} = \frac{wl^2}{12} = \frac{5,904.38 \cdot 2^2}{12} = 1,968.12 \text{ kg.m}$$

Calculo del espesor de la losa.

Tomando el momento mayor y calculamos el espesor de la losa considerando concreto de $f'c=200 \text{ Kg/cm}^2$, se toma el valor de $R=15$ de acuerdo al Cuadro 8.

$$d = \sqrt{\frac{M}{Rxb}} \quad d = \sqrt{\frac{196812}{(15)(100)}} = 11.47 \text{ cm}$$

Tomando un recubrimiento de 3 cm por cada lecho, por lo que obtenemos un espesor de losa de **20 cm**.

Cálculo del área de acero.

Considerando la siguiente ecuación:

De acuerdo a la ecuación (19), para determinar la cantidad de acero usando concreto $f'c=200 \text{ kg/cm}^2$ por lo que $j=0.87$, f_s = esfuerzo permisible del acero = 2100 kg/cm^2 , sustituyendo datos se tiene:

$$A_s = \frac{19,6812}{2,100 \times 0.87 \times 11.47} = 9.39 \text{ cm}^2$$

Considerando varillas de 1/2", el área nominal de esta varilla es de 1.27 cm^2 y con la siguiente expresión se calcula el número de varillas.

$$\text{Número de varillas} = \frac{9.39}{1.27} = 7.39 \text{ varillas}$$

Por lo anterior considerando 8 varillas de 1/2" y se recalcula el área de acero de refuerzo.

$$A_s = 8 \times 1.27 = 10.16 \text{ cm}^2$$

Considerando **8 varillas de 1/2"** a repartir en ambos lechos **a cada 25 cm**.

Calculo de Acero por Temperatura:

El refuerzo longitudinal del muro será únicamente por temperatura considerando un coeficiente (c) de 0.002, y se calculó mediante la siguiente expresión:

$$A_{st} = c * b * t$$

Donde:

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$t = 20 \text{ cm}$$

Sustituyendo los datos se tiene:

$$A_{st} = 0.002 * 100 * 20 = 4 \text{ cm}^2$$

Considerando varillas de 3/8", el área nominal de esta varilla es de 0.71 cm² y con la siguiente expresión se calcula el número de varillas.

$$\text{Número de varillas} = \frac{4}{0.71} = 5.63 \text{ varillas}$$

Considerando **6 varillas de 3/8"** en ambos lechos **a cada 30 cm**. Y serán colocadas longitudinalmente.

Revisión por adherencia.

Para calcular el esfuerzo de adherencia se utilizó la misma metodología que en la losa de la obra de toma, por lo que:

Σo = Sumatoria de perímetros de las varillas (cm);

$$\Sigma o = (6 * 2.98) + (8 * 3.94) = 49.4 \text{ cm}$$

En este caso se calcula V mediante la siguiente expresión.

$$V = \frac{wl}{2} = \frac{5904.38 * 2.0}{2} = 5904.38 \text{ kg}$$

Sustituyendo datos se tiene:

$$U_0 = \frac{5,904.38}{49.4 * 0.87 * 20} = 6.86 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo los valores en la ecuación de adherencia permisible se tiene:

$$U = \frac{2.3 \sqrt{200}}{1.27} = 25.61 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto

$$u_0 < u \text{ se acepta}$$

Diseño del muro perimetral del desarenador.

El diseño del muro se realizará considerando el empuje de tierras, su condición más desfavorable es cuando esta vacío, por lo tanto se aplica el mismo criterio que en el diseño

del muro del cárcamo y de la obra de toma, por lo que aquí se presentarán los resultados más relevantes.

Considerando los siguientes factores, se tiene:

Tipo de suelo: arena limosa

$$K_o = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$\phi = 25^\circ \text{ (ángulo de fricción)}$$

$$\gamma_m = 2300 \text{ kg/m}^3 \text{ (peso específico)}$$

$$h = 3.7 \text{ m.}$$

Se sustituyen datos:

$$E = \frac{0.4058}{2} \left(2300 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right) (3.7)^2 = 6,388.71 \text{ Kg}$$

El empuje es igual al cortante y este se encuentra a un tercio de la longitud, el momento flexionante resulta de:

$$M = E \left(\frac{h}{3}\right) = 6388.71(3.7/3) = 7,879.41 \text{ kg.m} = 787,941.18 \text{ kg.cm}$$

Cálculo del espesor del muro con la siguiente formula:

$$d = \sqrt{\frac{787,941.18}{15 \times 100}} = 22.91 \text{ cm}$$

Se considerará un recubrimiento de 3 cm en cada lecho, por lo que el **espesor total será de 30 cm**, hasta la profundidad de 3.7 m.

Cálculo del área de acero.

Se sustituyen los datos considerando los mismos factores de los muros:

$$A_s = \frac{78,7941.18}{2100 \times 0.87 \times 30} = 14.37 \text{ cm}^2$$

Considerando varillas de 1/2", el área nominal de esta varilla es de 1.27 cm² y con la siguiente expresión se calcula el número de varillas.

$$\text{Número de varillas} = \frac{14.37}{1.27} = 11.31 \text{ varillas}$$

Por lo anterior, se consideran 12 varillas de 1/2" y se recalcula el área de acero de refuerzo.

$$A_s = 12 \times 1.27 = 15.24 \text{ cm}^2$$

Considerando **varillas de 1/2"** a repartir en ambos lechos a **cada 16 cm**.

Calculo de Acero por Temperatura.

El refuerzo longitudinal del muro será únicamente por temperatura considerando un coeficiente de 0.002, y se calculó mediante la expresión:

$$A_{st} = 0.002 * 100 * 30 = 6 \text{ cm}^2$$

Considerando varillas de 3/8", el área nominal de esta varilla es de 0.71 cm² y con la siguiente expresión se calcula el número de varillas.

$$\text{Número de varillas} = \frac{6}{0.71} = 8.45 \text{ varillas}$$

Considerando **8 varillas de 3/8"** a repartir en ambos lechos **a cada 25 cm**. Y serán colocadas longitudinalmente.

Revisión por adherencia.

Siguiendo la misma metodología se tiene que:

$$\Sigma o = (8 * 2.98) + (12 * 3.94) = 71.12 \text{ cm}$$

Sustituyendo los datos se tiene:

$$U_0 = \frac{7,879.41}{71.12 * 0.87 * 30} = 4.24 \text{ kg/cm}^2$$

Adherencia permisible:

Sustituyendo los valores en la ecuación:

$$U = \frac{2.3 \sqrt{200}}{1.27} = 25.59 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto

$u_0 < u$ se acepta

Diseño de la losa del fondo del desarenador.

Las dimensiones de la losa de fondo del desarenador tiene las siguientes dimensiones:

Largo=8 m, Ancho=3.6m, altura 3.70 m.

A partir de éstas dimensiones se calculan los pesos sobre la misma, el cual es:

$$P_t = P_a + P_l + P_m; \text{Peso del agua} + \text{Peso de losa} + \text{Peso de los muros.}$$

$$\text{Peso específico del agua} = 1,000 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Peso específico del concreto} = 2,400 \text{ kg/m}^3$$

Se determina el volumen de agua y de concreto para poder calcular el peso de agua, losa y muros.

$$V_a = 106.56 \text{ m}^3, P_a = (106.56)(1,000) = 106,560.0 \text{ kg}$$

$$V_l = 5.76 \text{ m}^3, P_l = (5.76)(2,400) = 13,824.0 \text{ kg}$$

$$V_m = 21.76 \text{ m}^3, P_m = (21.76)(2,400) = 52,214.4 \text{ kg}$$

Sustituyendo se tiene que:

$$P_t = 172,598.40 \text{ kg}$$

Calculando la carga total dividido entre el área considerando la losa de fondo con las dimensiones antes mencionadas:

$$A = 28.8 \text{ m}^2$$

Calculando la carga total sobre la losa:

$$q = \frac{P_t}{A} = \frac{172,598.40}{28.8} = 5,993.0 \text{ kg/m}^2$$

Por lo tanto ya se puede calcular W_i , sustituyendo valores se tiene:

$$W_i = \frac{5,993.0}{1 + \frac{3.6^4}{8.0^4}} = 5,754.05 \text{ kg/m}$$

El caso crítico es para el claro corto

Análisis de fuerzas que actúan.

Se considera la losa doblemente empotrada.

$$M^{(+)} = \frac{wl^2}{24} = 3,107.18 \text{ kg-m}$$

$$M^{(-)} = \frac{wl^2}{12} = 6,214.37 \text{ kg-m}$$

Calculo del espesor de la losa.

Considerando el momento mayor y calculamos el espesor de la losa con la siguiente fórmula:

$$d = \sqrt{\frac{M}{Rxb}} = \sqrt{\frac{621,437.2}{(15)(100)}} = 20.35 \text{ cm}$$

Tomando un recubrimiento de 2 cm por cada lecho, por lo que obtenemos un **espesor de losa de 25 cm**.

Cálculo del área de acero.

Tomando los siguientes parámetros utilizando concreto $f'c=200 \text{ kg/cm}^2$ por lo que $j=0.87$, esfuerzo permisible del acero = 2100 kg/cm^2

$$A_s = \frac{M}{f_s * j * d} = \frac{621,437.2}{2100 \times 0.87 \times 25} = 13.60 \text{ cm}^2$$

Considerando varillas de 1/2", el área nominal de esta varilla es de 1.27 cm^2 y con la siguiente expresión se calcula el número de varillas.

$$\text{Número de varillas} = \frac{13.60}{1.27} = 10.71 \text{ varillas}$$

Por lo anterior considerando 12 varillas de 1/2" y se recalcula el área de acero de refuerzo.

$$A_s = 12 \times 1.27 = 23.64 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se requieren **varillas de 1/2" a cada 15 cm** en ambos lechos.

Calculo de Acero por Temperatura:

El refuerzo longitudinal del muro será únicamente por temperatura considerando un coeficiente de 0.002, sustituyendo los datos se tiene:

$$A_{st} = 0.002 * 100 * 25 = 5 \text{ cm}^2$$

Considerando varillas de 3/8", el área nominal de esta varilla es de 0.71 cm^2 y con la siguiente expresión se calcula el número de varillas.

$$\text{Número de varillas} = \frac{5}{0.71} = 6.94 \text{ varillas}$$

Considerando **7 varillas de 3/8"**, si las consideramos en ambos lechos serán a **cada 30 cm** y serán colocadas longitudinalmente.

Revisión por adherencia.

Para calcular el esfuerzo de adherencia se requiere anteriormente calcular la fuerza cortante y la suma de perímetros.

$$\Sigma o = (12 * 3.94 + 7 * 2.98) = 68.14 \text{ cm}$$

$$V = \frac{wl}{2} = \frac{5993.0 * 3.6}{2} = 10,787.40 \text{ kg}$$

Sustituyendo datos se tiene lo siguiente:

$$U_0 = \frac{10,787.40}{68.14 * 0.87 * 25} = 7.28 \text{ kg/cm}^2$$

Ahora se sustituyen los valores para obtener el esfuerzo de adherencia permisible:

$$U = \frac{2.3 \sqrt{200}}{0.95} = 34.24 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto

$u_0 < u$ se acepta

Una vez realizado los diseños geométrico y estructural del cárcamo de bombeo, se plasmaron los resultados en el plano anexo a este documento.

6.5.3. Caseta de Controles.

Para el diseño del techo y de la trabe se consideran las ecuaciones usadas para el cálculo de la losa de apoyo, sin embargo puede no llevar un cálculo detallado, ya que esta no estará expuesta a cargas internas o externas, solo el peso propio. Por eso se dimensiona y se le da un espesor y armado de acuerdo a la experiencia.

En este trabajo se consideró la caseta a base de muros de tabique, con castillos y losa de concreto reforzado, se consideraron además una puerta louver y ventanas de aluminio para disminuir el calor que se genere en su interior cuando funcionen los equipos de bombeo.

Dicha caseta dispondrá de buena cimentación para el motor o la bomba; una instalación eléctrica totalmente aislada del agua.

El resultado del diseño de la caseta se muestra a continuación.

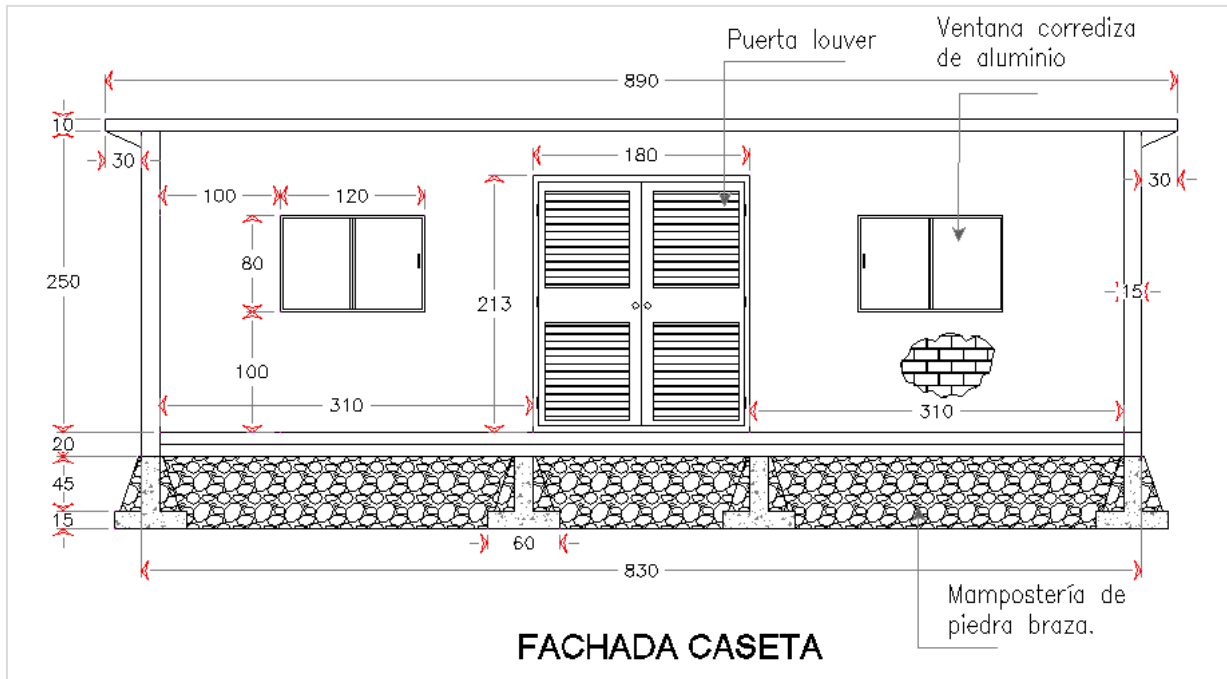


Figura 81. Caseta de Controles (Vista Frontal).

6.5.4. Diseño de Silletas y Atraques.

Diseño de Silletas.

Para la propuesta de separación entre silletas se toma la longitud más grande que corresponde a las dos líneas del centro con una longitud de 6.90 metros para tubería de 12" cedula 20, por lo tanto las variables definidas son $f_s=1,265 \text{ Kg/cm}^2$, $f.c. =1.4$, el módulo de sección de la tubería se obtiene a partir de la ecuación (32) y resulta:

$$S = \frac{\pi(D^4 - d^4)}{32 * D} = \frac{\pi(32.4^4 - 31.1^4)}{32 * 32.4} = 504.51 \text{ cm}^3$$

Ahora se calcula la carga distribuida, por lo tanto de acuerdo a las especificaciones del acero se tiene que el peso del acero es de 117 Kg/m, que para la longitud dada, arroja un peso total de 807.30 Kg, el peso del agua en ese tramo nos da un área total de $0.076*6.90=0.524 \text{ m}^3$, que al multiplicarlos por peso específico del agua resulta de

$0.524 \times 1000 = 524$ Kg, se agrega además el peso de los accesorios que son el medidor, la válvula check, válvula de compuerta, debido a que se desconoce el peso de cada una de estas piezas, se estima un peso de 300 kg, por pieza, por lo tanto se tiene un peso total por las 3 piezas de 900 kg; sumando todas las cargas se tiene:

Peso total $= 807.30 + 524.00 + 900.0 = 2,231.30$ Kg.

Por lo tanto $w = 2,231.30 \text{ Kg} / 6.9 \text{ m} = 323.37 \text{ Kg/m}$

Ya que se tienen los datos, se procede a obtener la separación entre silleas, el cual resulta:

$$l = \left(\frac{f_s * S}{17.5 * w} \right)^{0.5} = \left(\frac{1,265 * 504.51}{17.5 * 323.37} \right)^{0.5} = 10.6 \text{ m}$$

De acuerdo al resultado la separación entre silleas, es de 10.6 metros, es decir para la longitud calculada de 6.9 metros, es suficiente si se colocan las silleas en los extremos de ésta línea, sin embargo para asegurar mayor estabilidad y seguridad en el tren de descarga se colocarán las silleas entre cada pieza especial.

Para obtener el espesor de la sillea es necesario obtener el momento flexionante, si consideramos que la separación entre silleas, la más crítica está a una distancia de 1.5 metros, resulta de:

$$M = f.c. \left(\frac{wl^2}{8} \right) = 1.4 \left(\frac{323.37 * 1.5^2}{8} \right) = 127.33 \text{ Kg/m}$$

Por lo tanto el espesor mínimo requerido para las silleas resulta de:

$$d = \sqrt{\frac{M}{Rxb}} = \sqrt{\frac{12,733.00}{10.6 \times 100}} = 10.96 \text{ cm}$$

Si se proponen 3 cm de recubrimiento en ambos lechos, el espesor resulta de 17 cm, dado que el resultado arroja un espesor muy pequeño, se deja el espesor recomendado por la CONAGUA, por lo tanto se propone un espesor de 20 cm.

Considerando acero solamente por temperatura ya que no la requiere, por lo que se proponen 8 varillas de 3/8" a repartir en ambos lechos y ambas direcciones a cada 25 cm.

Una vez calculados todos los elementos que conformaran la planta de bombeo, se realizaron los planos necesarios para representar dicha planta, el cual se incluyen como anexo el plano general, plano geométrico y plano estructural en el cual se detallan los componentes de la planta de bombeo.

Diseño de Atraques.

Se calcularon la cantidad de codos y su ángulos correspondientes de acuerdo al plano constructivo que se muestra como anexo, a partir de la información hidráulica que arroja el programa de diseño, se calcularon las áreas de apoyo requerida para cada atraque de acuerdo a lo planteado en la metodología y con apoyo de una hoja de cálculo se determinaron las dimensiones y armado de los atraque, el cual se presenta en el siguiente cuadro.

Cuadro 43. Características de Atraques.

ESTACIÓN	ANGULO	DIMENSIONES DEL ATRAQUE (m)								CANTIDAD DE ACERO		
0+100.56	20°23'2.2"		1.5		1.6		1.0		1.5	1000	10 Vars. # 4 @ 25 cms	8 Vars. #4 @ 23 cms
0+446.30	18°24'0.9"		1.5		1.6		1.0		1.5	1000	9 Vars. # 4 @ 18 cms	8 Vars. #4 @ 23 cms
0+524.20	46°30'37.4"	0.8	1.1	0.8	1.5	0.6	0.4	0.6	1.5	1000	15 Vars. # 4 @ 19 cms	8 Vars. #4 @ 21 cms
0+906.71	55°15'18.6"	1.1	1.1	1.1	1.5	0.7	0.4	0.7	1.5	1000	19 Vars. #4 @ 18 cms	8 Vars. #4 @ 21 cms
1+646.01	20°48'36.9"		1.5		1.6		0.9		1.5	1000	10 Vars. # 4 @ 17 cms	8 Vars. #4 @ 23 cms
1+835.38	35°31'7.6"	0.5	1.1	0.5	1.5	0.4	0.3	0.4	1.5	1000	14 Vars. #4 @ 16 cms	8 Vars. #4 @ 21 cms
2+098.02	57°3'21.9"	1.1	1.1	1.1	1.5	0.7	0.4	0.7	1.5	1000	20 Vars. #4 @ 17 cms	8 Vars. #4 @ 21 cms
2+447.55	78°25'33.6"	1.5	1.5	1.5	1.5	1.0	0.4	1.0	1.5	1000	28 Vars. #4 @ 17 cms	8 Vars. #4 @ 21 cms
3+249.36	82°42'46.7"	1.2	1.4	1.2	1.4	0.5	0.6	0.5	1.4	900	20 Vars. #4 @ 20 cms	7 Vars. #4 @ 23 cms
3+946.94	89°30'59.8"	1.4	1.1	1.4	1.4	0.6	0.4	0.6	1.4	900	22 Vars. #4 @ 19 cms	7 Vars. #4 @ 23 cms
3+976.96	36°34'10.1"	0.7	1.0	0.7	1.4	0.5	0.5	0.5	1.4	900	14 Vars. #4 @ 18 cms	7 Vars. #4 @ 23 cms
4+001.38	55°58'5.4"	1.0	1.0	1.0	1.4	0.7	0.3	0.7	1.4	900	16 Vars. #4 @ 20 cms	7 Vars. #4 @ 23 cms
4+231.26	100°3'22.6"	1.7	1.4	1.7	1.4	1.1	0.1	1.1	1.4	900	28 Vars. #4 @ 18 cms	7 Vars. #4 @ 23 cms
4+356.12	47°6'52.6"	0.8	1.0	0.8	1.4	0.5	0.4	0.5	1.4	900	8 Vars. #4 @ 37 cms	7 Vars. #4 @ 23 cms
4+471.26	28°4'20"		1.8		1.6		1.0		1.4	900	10 Vars. # 4 @ 20 cms	8 Vars. # 4 @ 23 cms
4+863.64	16°40'12"		1.5		1.5		1.1		1.4	900	9 Vars. # 4 @ 19 cms	7 Vars. # 4 @ 25 cms
4+922.22	20°55'21"		1.5		1.5		0.9		1.4	900	9 Vars. # 4 @ 19 cms	7 Vars. # 4 @ 25 cms

En este cuadro existen atraques que no tienen todas sus dimensiones, esto se debe a que la deflexión es menor a 30°, por lo tanto no se consideran más cambios de longitud en el atraque, solo el trapecio del centro de la vista en planta, es decir la base mayor es B1 y la base menor es b2.

Diseño de Cajas de protección de válvulas.

Las cajas de protección son estructuras que sirven principalmente para evitar que se dañen las válvulas a consecuencia de maquinaria y también para evitar el vandalismo ya que pueden robárselas, dichas cajas son construidas principalmente a base de tabique rojo, con castillos de concreto reforzado y se instalan normalmente en la red de conducción y distribución de la zona de riego facilitando la operación de dichas piezas; es necesario considerar la cantidad de válvulas, o piezas a proteger, para definir la cantidad de cajas de protección, además se requiere conocer el diámetro o dimensión de la pieza, para dimensionar la caja de protección, estas estructuras solo requieren un armado sencillo en castillos y plantilla debido a la dimensiones pequeñas que requiere.

Por dentro los muros serán aplanados para evitar que se trasmite el agua y si aun así el agua entra por algún lado, en la plantilla tendrán un filtro a base de grava para que el agua se infiltre. La parte superior estará cubierta por una tapa metálica de lámina provista de un candado para proteger de personas ajenas a la operación del sistema.

El resultado del diseño de las cajas de protección se muestra en la siguiente figura.

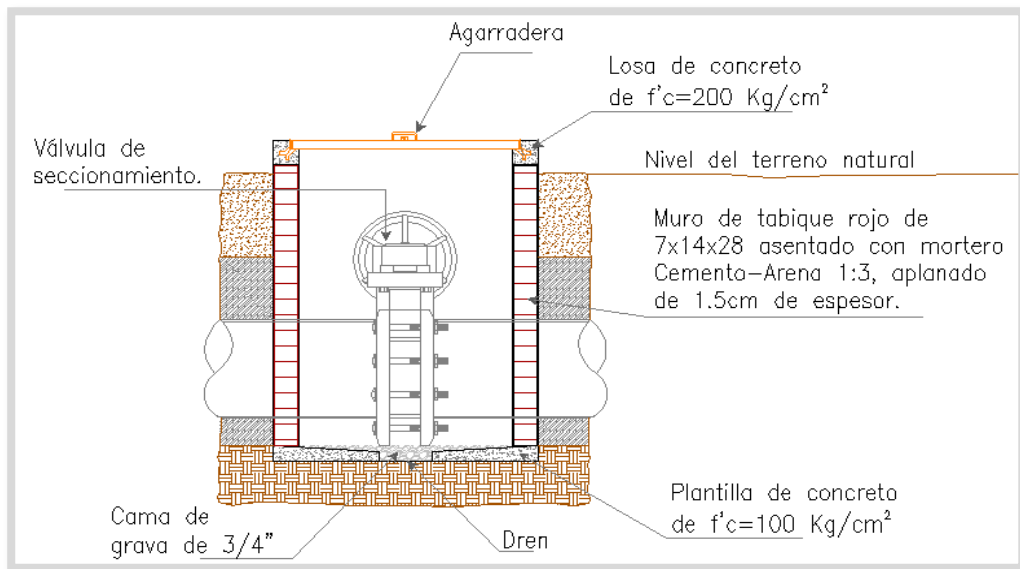


Figura 82. Caja de Protección de Válvulas.

6.5.5. Diseño del Vertedor.

De acuerdo al levantamiento topográfico se determinaron las dimensiones del vertedor actual y tiene las siguientes dimensiones. (Véase Figura 83)

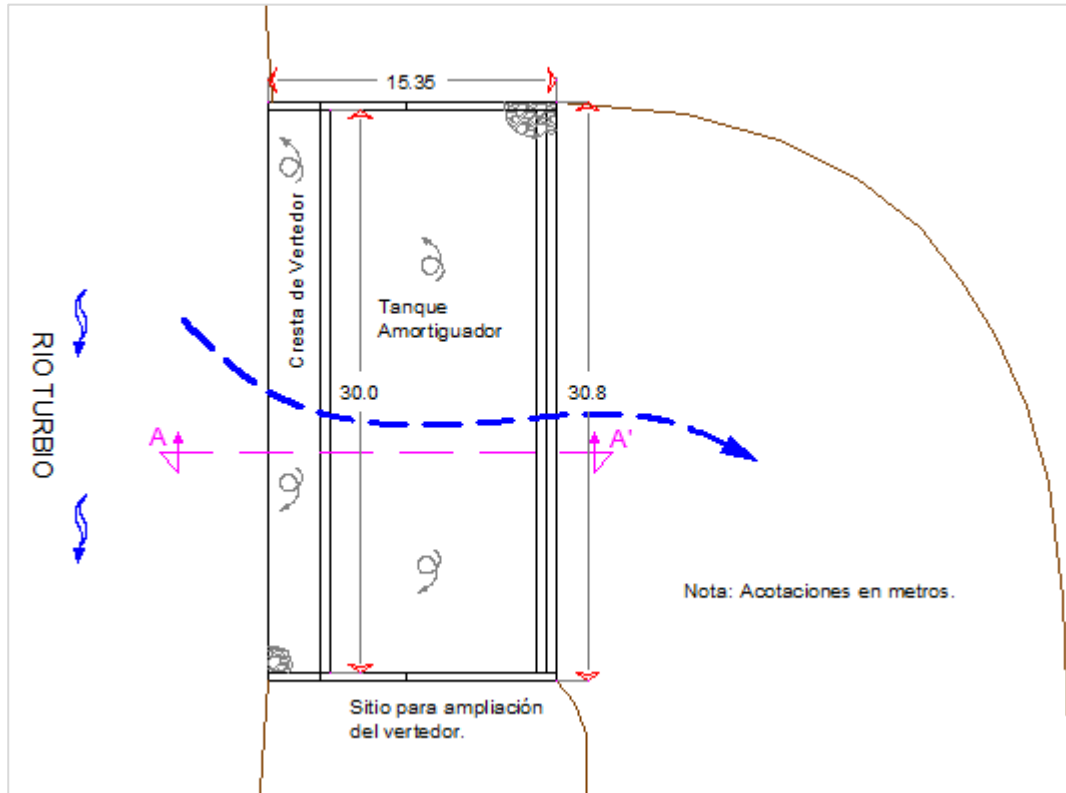


Figura 83. Vista en planta de vertedor actual.

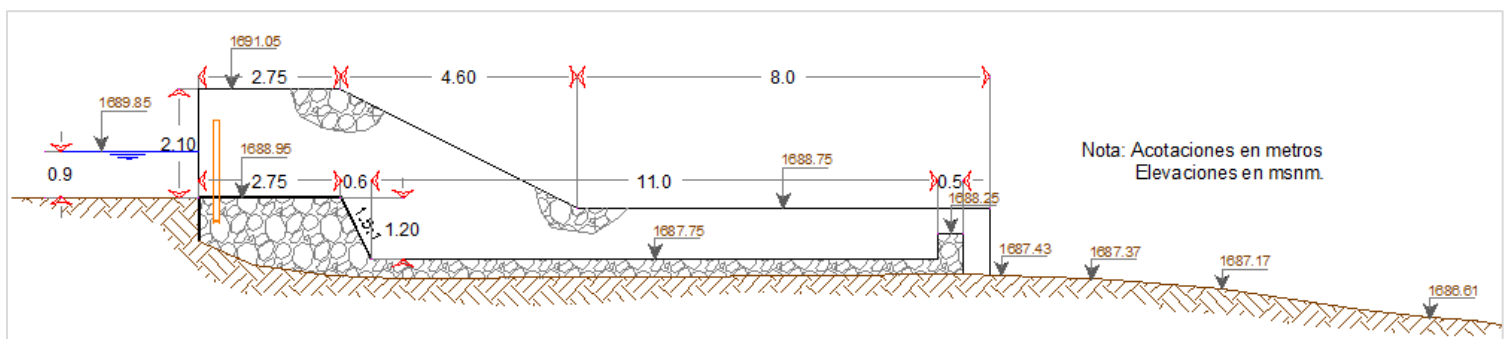


Figura 84. Perfil Eje A-A' de vertedor actual.

De acuerdo a las dimensiones del vertedor actual cuya longitud de cresta es de 30 metros, y la carga máxima 0.9 metros, podemos conocer el gasto que permite desalojar el vertedor el cual resulta de $Q_{\max} = C_v * L * H_d^{3/2} = 1.45 * 30 * 0.9^{3/2} = 37 \text{ m}^3/\text{s}$.

De acuerdo a este resultado no es posible que el vertedor actual desaloje el gasto para un periodo de retorno de 10 años, por lo tanto requiere de su ampliación, para el cual consideramos las mismas dimensiones en cuanto al ancho del vertedor y las dimensiones del tanque regulador, la modificación se hará en la longitud de la cresta y se bajará la estructura para que tenga capacidad de descarga, e incluso los azolves que actualmente se encuentran al nivel de la cresta del vertedor, al ampliar el vertedor y bajar el nivel de la cresta los azolves podrán desalojarse con el agua al paso del tiempo lo que dará mayor capacidad al cauce del río Turbio.

Partiendo de la ecuación (41) y sabiendo que el vertedor actual permite un gasto máximo de $37 \text{ m}^3/\text{s}$, se requiere ampliar el vertedor para permita un gasto de $10 \text{ m}^3/\text{s}$, por lo tanto la ampliación del vertedor será para un caudal de $63 \text{ m}^3/\text{s}$, por lo tanto proponemos un tirante mayor de tal manera que la estructura no quede por abajo del terreno natural aguas bajo del vertedor, por lo tanto las dimensiones de la ampliación del vertedor quedan como sigue:

$$L = \left[\frac{Q_{max}}{Cv * Hd^{3/2}} \right] = \left[\frac{63}{1.45 * 1.7^{3/2}} \right] = 19.60 \text{ m}$$

De acuerdo al calculo la longitud de la cresta se propone de 20 metros con una carga de diseño de 1.7 metros, por lo tanto la cresta de la ampliación del vertedor quedará 80 cm por abajo de la cresta del vertedor actual, quedando como a continuación se muestra. (Véase Figura 85, 86 y 87)

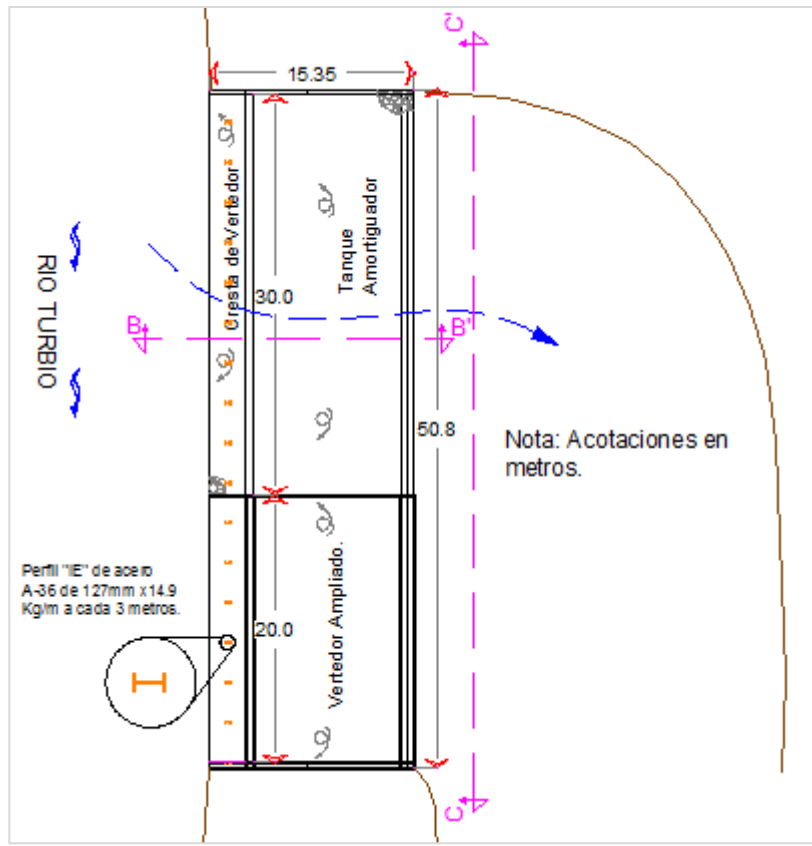


Figura 85. Planta de ampliación de Vertedor.

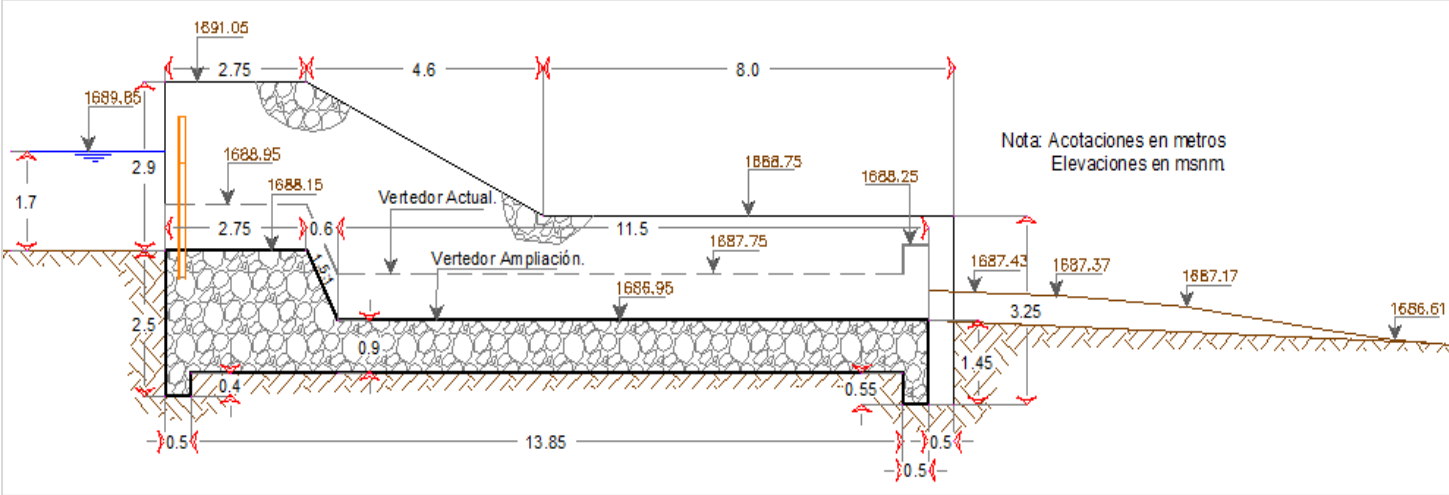


Figura 86. Perfil por el eje B-B'.

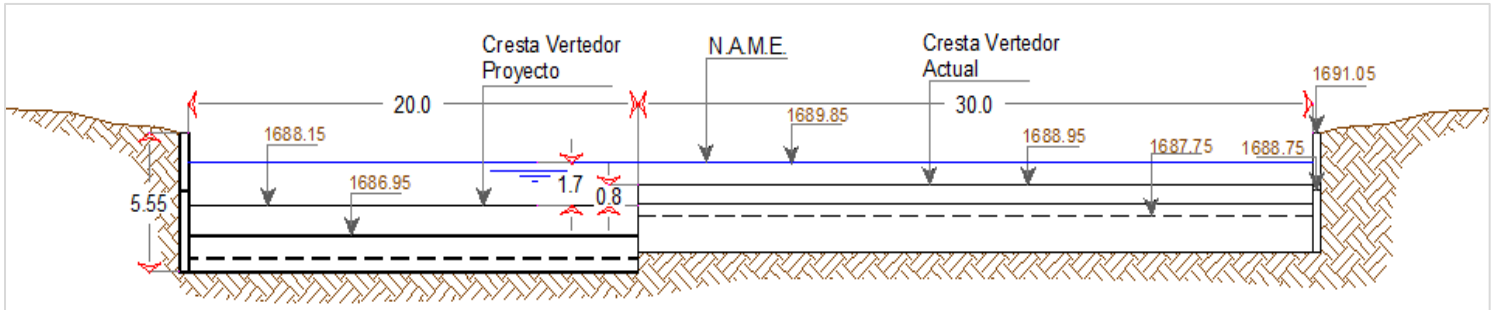


Figura 87. Corte C-C'.

Considerando la ampliación del vertedor con estas dimensiones se pretende reducir o evitar los problemas de inundación en los poblados aguas arriba del dique, además bajando la cresta de vertedor se podrá desalojar mayor cantidad de agua del río Turbio incluyendo los azolves en la descarga del vertedor de proyecto ya que se bajó el nivel de la cresta en 80 centímetros.

6.5.6. Cruce de carretera

De acuerdo a la norma y proceso descrito en la metodología se propuso una estructura para la línea de conducción en el punto de cruce con la Carretera que atraviesa por San Gregorio, El Tule y que llega a Silao Guanajuato.

Las dimensiones de la estructura de cruce cumplen con las normas que rigen el diseño de cruces de líneas de conducción con carreteras, las dimensiones de la excavación y de la protección de concreto depende del diámetro de tubería a cruzar, para este caso será con una tubería de 1,000 mm (1.0 m) de diámetro, dado que este se requiere en metros para poder calcular los otros parámetros tal como se muestra en la Figura 88 y Figura 89.

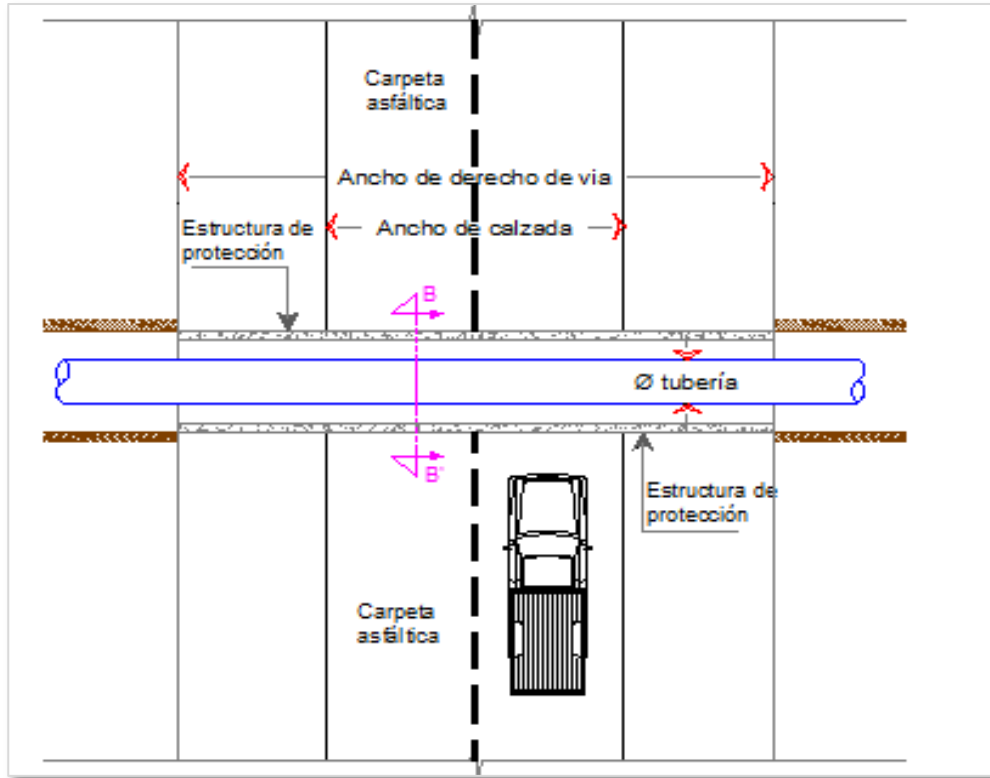


Figura 88. Planta Cruce de Carretera.

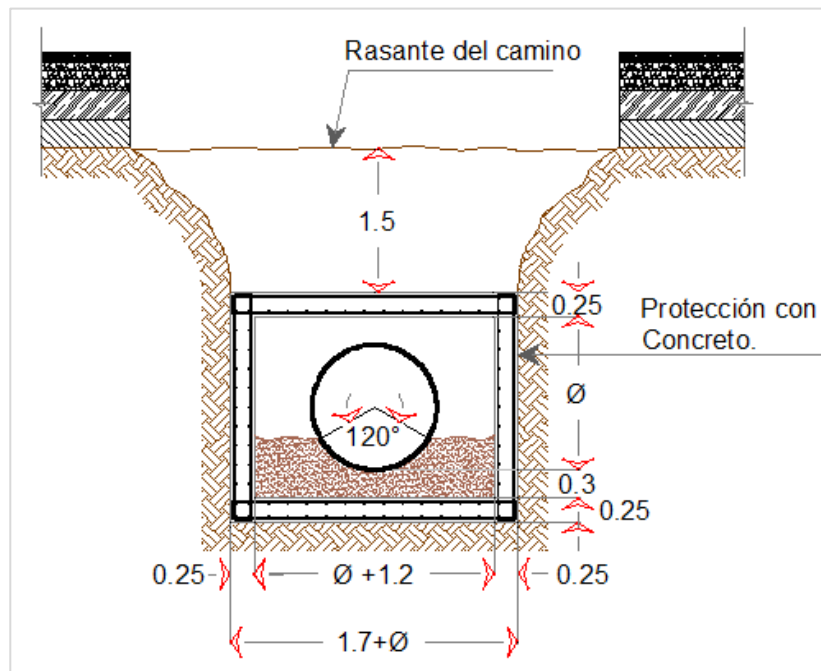


Figura 89. Corte B-B' Cruce de Carretera.

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A partir del problema inicialmente planteado en la zona de estudio en el que se encuentra la derivadora “Dique alto” sobre el Río Turbio cuya función actualmente es levantar el tirante para dar carga al bombeo que abastece al módulo Corralejo, el cual provoca que en épocas de lluvia se presenten problemas de inundación en las poblaciones aguas arriba de la derivadora.

Con el desarrollo de este estudio a partir del planteamiento del problema se realizaron primeramente los estudios topográficos para conocer los detalles de la zona como el levantamiento de secciones transversales del Río Turbio, el levantamiento de detalle de la derivadora, el cárcamo de bombeo existente y el vertedor, para conocer los niveles actuales y poder plantear una solución al problema, de igual manera se levantaron secciones transversales en el dren Munguía cerca de la confluencia del Río Turbio, así como puntos sobre el terreno en las poblaciones afectadas, con esta información y el desarrollo del estudio hidrológico fue posible plantear una solución viable al problema que se presenta en la zona, del cual, resultó conveniente construir un nuevo cárcamo de bombeo para remplazar al actual dada las condiciones físicas y mecánicas en las que se encuentra, cambiando su ubicación en un tramo del dren Munguía antes de la confluencia con el Río Turbio, esto con el objetivo de aprovechar el agua del dren y reducir el caudal que llega al Turbio, además esto permitió realizar las modificaciones adecuadas al vertedor de la derivadora ya que no era posible su modificación porque se requería un tirante para la operación del cárcamo actual, una vez definida la solución, se requirió conocer el caudal que transita por el río Turbio para diferentes periodos de Retorno, resaltando útil el valor de $99 \text{ m}^3/\text{s}$ para un periodo de retorno de 10 años y a partir de este valor se modificó el vertedor.

Por otra parte, con la información topográfica levantada sobre la línea de conducción fue posible realizar el diseño hidráulico con el programa WCADI del cual resultó que para conducir un gasto de 600 lps requeridos para abastecer con suficiencia el riego en el módulo Corralejo se requieren tuberías de 1000 y 900 mm de diámetros, que por las

dimensiones y la carga requerida en este estudio a la salida, resultó necesario el empleo de tubería de PRFV por ser más económica que el acero y soportar la presión requerida. Partiendo del gasto y la carga requeridos fue posible realizar el diseño electromecánico, para determinar el tipo y capacidad de las bombas que se utilizarán.

Posteriormente con toda la información en conjunto se realizó el diseño de la obra civil para el cárcamo de bombeo, la ampliación del vertedor y las estructuras requeridos en la línea de conducción.

Con este estudio se logrará reducir o evitar los problemas de inundación que se presentan en las poblaciones ubicadas aguas arriba de la derivadora de “Dique alto” sin comprometer el abastecimiento a la zona de riego del módulo Corralejo.

Se recomienda ampliamente sean consideradas las obras propuestas, para solventar las necesidades de las poblaciones afectadas y las de los usuarios que riegan con el bombeo del río Turbio.

8. LITERATURA CITADA

- Aparicio M. J. F. 1997. Fundamentos de hidrología de superficie. Ed. Limusa, S.A. de C.V. México.
- Arteaga T. R. E. 1982. Hidráulica elemental. Volumen I, Editorial LIMUSA S.A. Sexta edición, México.
- Ávila T. W. A. 2007. Diseño de la carretera calle la recolección, antigua Guatemala, ruta nacional 14 (RN-14). Universidad de San Carlos de Guatemala. Facultad de Ingeniería. Escuela de Ingeniería Civil. Guatemala. (i.e., pp: 25).
- Ayacucho 2012. Aprovechamientos hidroeléctricos. Universidad Nacional de San Cristobal de Huamanga. Perú.
- Barrow C. 1998. River basin development planning and management: a critical review. World Development. United States.
- Bustamante O. R. S. 2008. Calibración y validación del modelo HEC-HMS, en la cuenca de Huechún, región metropolitana. Talca, Chile.
- CENAPRED. 1997. Manual de operación de los programas AX.exe (Para hidrología). Centro Nacional de Prevención de Desastres Área de riesgos meteorológicos. México.
- CNA. 1993. Estudio hidrológico para obras de protección. Comisión Nacional del Agua. Subdirección General de Administración del Agua, Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos, México.
- CONAGUA-IMTA. 2002. Manual para la elaboración y revisión de proyectos ejecutivos de sistemas de riego parcelario. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Jiutepec, Morelos, México. 526 p.
- Colegio de Postgraduados (CP). 2006. Plan Director para la modernización integral del Riego, del Distrito de Riego 011 Alto Río Lerma. Guanajuato. 231 p.
- Colegio de Postgraduados (CP). 2009. Catálogo de Obras y Prácticas de Conservación de Suelo y Agua. Montecillos, México. P 15.
- Colegio de Postgraduados (CP). 2009. Presas de gaviones. Montecillos, Edo. De México. 14 p.
- Comisión Federal de Electricidad (CFE). 1969. Manual de Diseño de Obras Civiles. "Estructuras". México, D.F. pp 1.1.1
- Comisión Nacional del Agua (CONAGUA). 2002a. Manual para la Elaboración y Revisión de Proyectos Ejecutivos de Sistemas de Riego Parcelario. México, D.F. 526 p.
- Comisión Nacional del Agua (CONAGUA). 2002b. Manual de Agua potable, Alcantarillado y Saneamiento. "Obras de toma". México, D.F. p 2-22
- Comisión Nacional del Agua (CONAGUA). 2007. Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento. Secretaria de Medio Ambiente y Recursos Naturales. Insurgentes Sur N0. 2416 Col. Copilco el Bajo. Coyoacán, México D.F.
- Comisión Nacional del Agua 2006. Plan director para la modernización integral del riego del Distrito de Riego 011 Alto Río Lerma, México D.F. Enero 2006.

- Comisión Nacional del Agua (CONAGUA). 2011. Manual para el control de inundaciones. Secretaria de Medio Ambiente y Recursos Naturales. Insurgentes Sur No. 2416 Col. Copilco el Bajo. Coyoacán, México D.F.
- Chávarri V. E.A. 2005 El ciclo hidrológico e introducción a modelos hidrológicos. Escuela de postgrado. Universidad Nacional Agraria “La Molina”, Perú.
- Domínguez G. T. F. 1997. Topografía Abreviada. Grupo Mundi-Prensa. 12a ed. México, D.F. (i.e., pp: 38-39).
- ERSDAC. 2001. ASTER User’s Guide part I. Earth Remote Sensing Data Analysis Center. Tokio. Japon.
- Estrada S. V. y Pacheco M. M. 2012. Modelación hidrológica con HEC-HMS en cuencas montañosas de la región oriental de Cuba.
- Feldman, A. D. 2000. "Hydrologic Modelling System HEC–HMS, Technical reference manual." U. S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, HEC, Davis, CA. United States.
- García M. F. 2003. Curso básico de topografía, planimetría, agrimensura, altimetría. Editorial Pax México, Librería Carlos Cesarman S. A. México, D.F. (i.e., pp: 4-5).
- Gassman P. W., Reyes M. R., Green C. H., Arnold J. G. 2007. The soil and water assessment tool: Historical development, applications, And future research directions. United States.
- Grupo Multidisciplinar de Modelación de fluidos. EPANET 2.0, Manual de Usuario. Universidad Politécnica de Valencia
- Harper, E. 2010. Manual de instalaciones eléctricas residenciales e industriales. Grupo noriega. 2ª ed. Editorial Limusa, S.A. de C.V. Balderas 95, México, D.F. (i.e., pp: 64-76; 168-170).
- Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. 2007. Extractor Rápido de Información Climatológica, ERIC III. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Jiutepec, Morelos, México.
- Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. 2007. Manual para Diseño de Zonas de Riego Pequeñas. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. 2da Edición. Morelos, México.
- Jiménez E. M., Domínguez M. R., Cruz M. M. 1997. Manual de operación de los programas AX.EXE y CARACHID.EXE (para hidrología). Centro nacional de Prevención de Desastres. México D.F.
- Mendoza C. J. 2009. Delimitación de una Cuenca hidrográfica. Obtenido del Manual de procedimientos para la delimitación de cuencas hidrográficas del Perú.
- Muñoz A. P. 2009. Evaluación modelo digital de elevación global Aster Gdem. Centro de información de recursos naturales. Chile.
- Nanía E. L. 2007. Cálculo de caudales de avenida con HEC-HMS y SIG. Universidad de Granada, España.
- Oñate V. F. 2007. Extracción de modelos digitales de elevación a partir de imágenes Aster para la determinación de características morfométricas de cuencas hidrográficas, Universidad de Alcalá de Henares, España.
- Oñate V. F. y Bosque S. J. 2007. Extracción de modelos digitales de elevación a partir de imágenes aster para la determinación de características morfométricas de cuencas hidrográficas. Ed. Martín. Ecuador.

- Ordóñez H. J. S. 2008. Manual de control horizontal y vertical en medidas Topográficas. Universidad de San Carlos de Guatemala. Facultad de Ingeniería. Escuela de Ingeniería Civil. Guatemala. (i.e., pp: 86-87).
- Planells P., Ortega F.J., Valiente M., Montero J., Taijuelo M.J. 1999. Criterios para el diseño de redes colectivas de Riego. Centro Regional de Estudios del agua. Instituto de Desarrollo Regional. Universidad de Castilla La Mancha. Vol. 6. No.1. 27-36 pp.
- Santillán E., Jarquin Y., De Anda., Olvera M. 2010. Análisis morfométrico y delimitación de cuencas hidrográficas de topografía compleja. Centro de investigación y asistencia en tecnología y diseño del estado de Jalisco, México.
- Sotelo A. G. 2009. Hidráulica general. Segunda edición, Universidad Autónoma Chapingo. pp 171-223.
- RREGAR Sistemas de riego en México. Equipo electromecánico. Consultado el 25 de julio de 2012 [On line]. <http://www.rregar.com/index.php?/riego-parcelario/riego-parcelario-equipo-electromecanico.html>
- Uribe N. 2010. Conceptos básicos y guía rápida para el usuario. Centro Internacional de agricultura tropical. Colombia.
- Vargas G. C. 2009. Remote Sensing Geoimage SAC, procesamiento de imagines de satélite y sistemas de información geográfica. Perú.
- Willits D. H. 2003. The Penman-Monteith Equation As a Predictor of transpiration in a Greenhouse Tomato Crop. Bio and Ag Eng Dept, North Carolina State University, Raleigh, NC. ASAE Annual International Meeting. Las Vegas, Nevada, USA. Paper No. 034095.

9. ANEXO

Plano 1. Plano Topográfico General del km 0+000 al km 4+963.45

Plano 2. Plano Hidráulico del km 0+000 al km 4+963.45

Plano 3. Plano Constructivo del km 0+000 al km 4+963.45

Plano 4. Plano de Planta de proyecto del km 0+000 al km 4+963.45

Plano 5. Plano de Perfil de proyecto del km 0+000 al km 2+480.00

Plano 6. Plano de Perfil de proyecto del km 2+480.00 al km 4+963.45

Plano 7. Plano de Secciones del km 0+020.00 al km 2+900.00

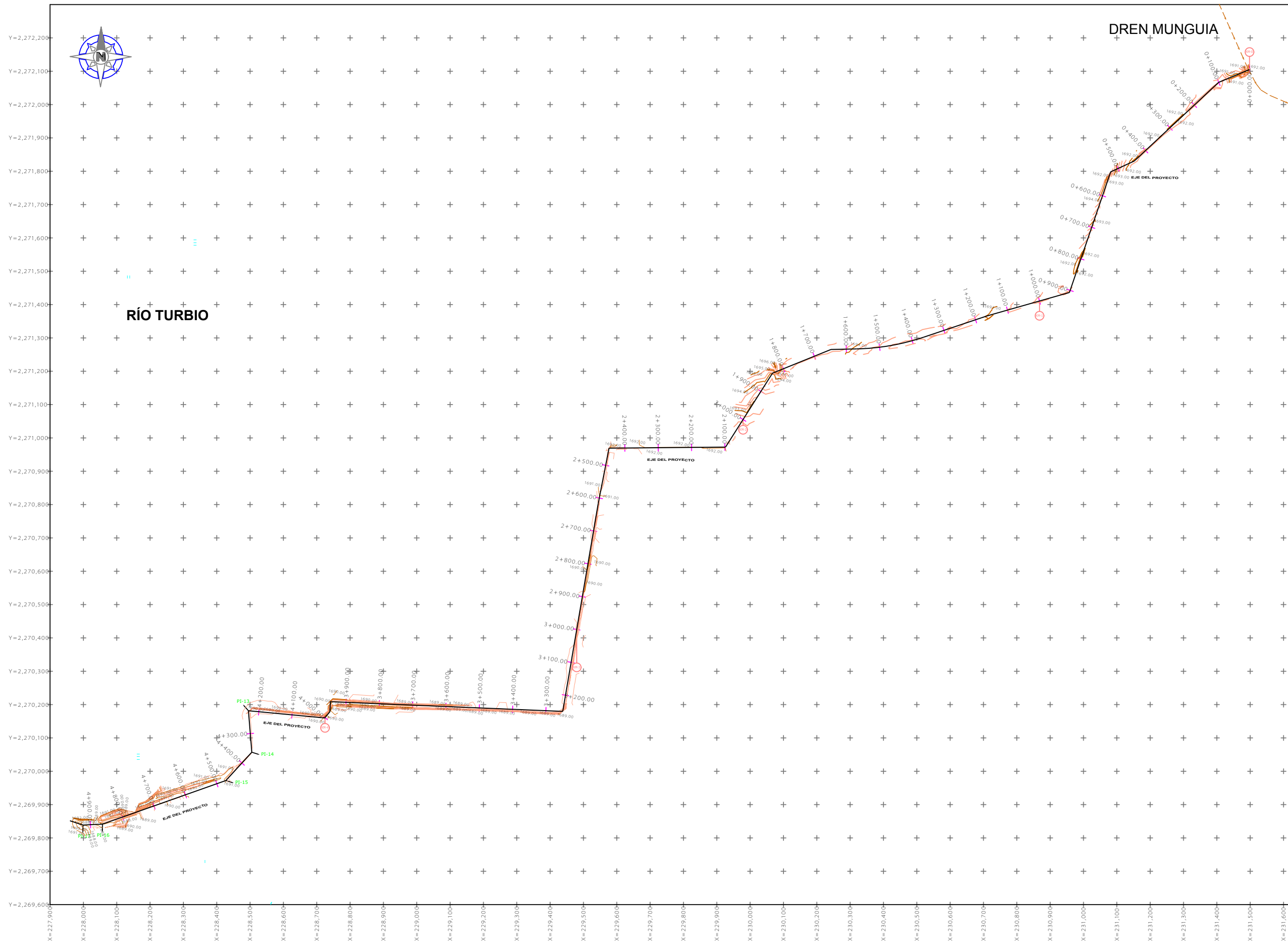
Plano 8. Secciones del km 3+000.00 al km 4+963.45

Plano 9. Plano Conjunto Obra Civil

Plano 10. Plano Geométrico Obra Civil

Plano 11. Plano estructural Obra Civil

PLANO 1.- PLANO TOPOGRÁFICO GENERAL DEL KM 0+000.00 AL KM 4+963.45



MACROLOCALIZACIÓN



UBICACIÓN DEL PROYECTO



SIMBOLOGÍA GENERAL

- DREN
- EJE DEL PROYECTO
- C. DE NIVEL 1 METRO
- C. DE NIVEL 0.25 METROS
- NUMERO DE VÉRTICE
- RÍO

Colegio de Postgraduados
 Programa de Hidrociencias

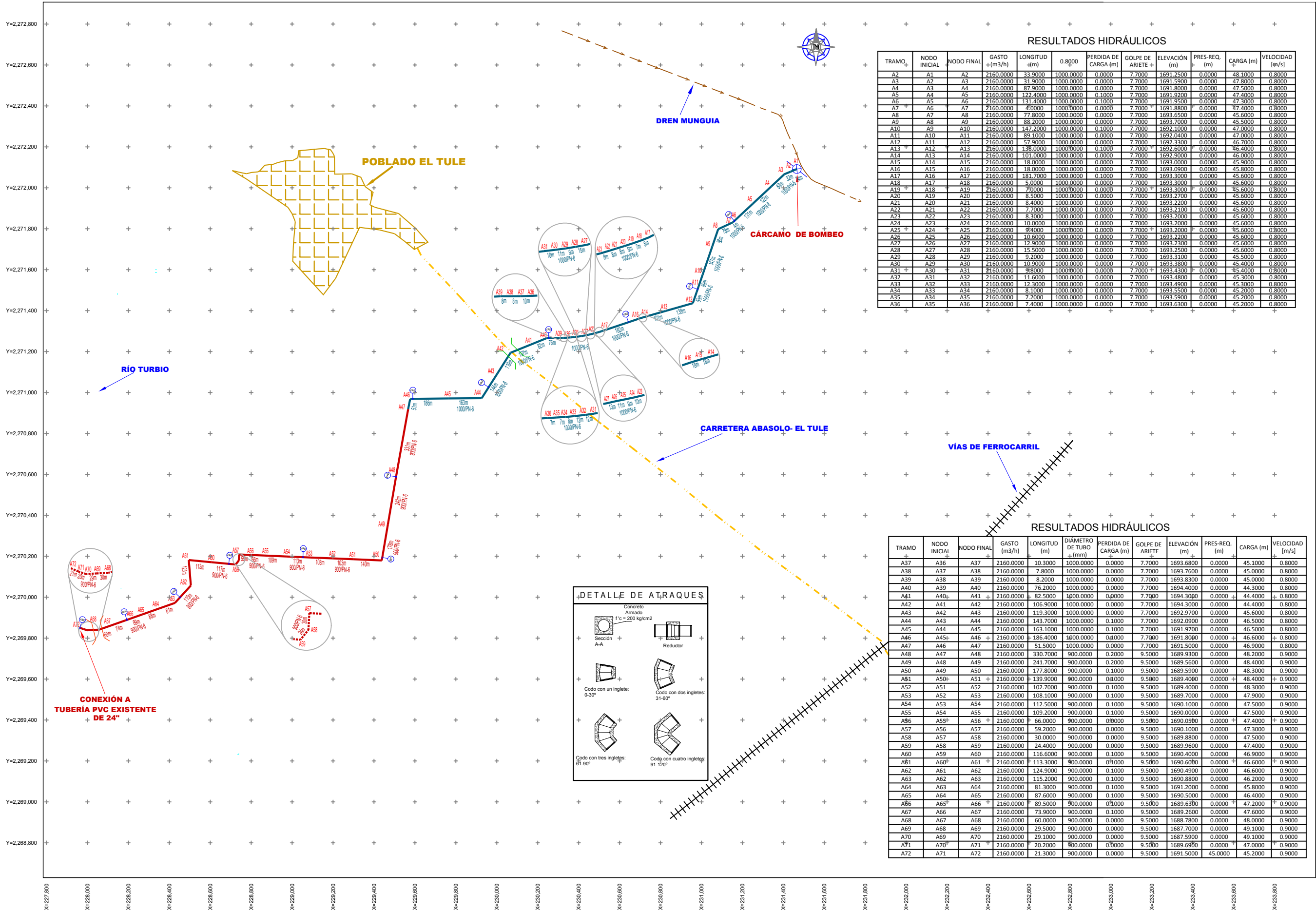
ESTUDIOS PARA MODERNIZACIÓN DE LA DERIVADORA
 DIQUE ALTO, SOBRE EL RÍO TURBIO, DEL DISTRITO DE
 RIEGO 011 ALTO RÍO LERMA, GUANAJUATO.

PLANO TOPOGRÁFICO

ING. DAVID MAURICIO JIMENEZ CRUZ

PLANO TOPOGRÁFICO ESCALA 1:1000 ENERO 2013 PLANO 1 DE 11

PLANO 2.- PLANO HIDRÁULICO DEL KM 0+000.00 AL KM 4+963.45

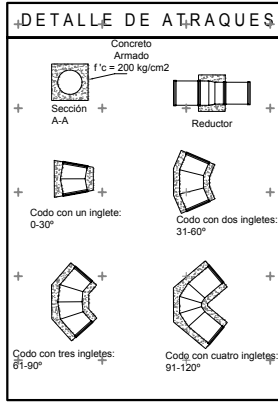


RESULTADOS HIDRÁULICOS

TRAMO	NODO INICIAL	NODO FINAL	GASTO (m ³ /h)	LONGITUD (m)	0.8000	PERDIDA DE CARGA (m)	GOLPE DE ARIETE	ELEVACIÓN (m)	PRES-REQ. (m)	CARGA (m)	VELOCIDAD (m/s)
A2	A1	A2	2160.0000	33.9000	1000.0000	0.0000	7.7000	1691.2500	0.0000	48.1000	0.8000
A3	A2	A3	2160.0000	31.9000	1000.0000	0.0000	7.7000	1691.5900	0.0000	47.8000	0.8000
A4	A3	A4	2160.0000	87.9000	1000.0000	0.0000	7.7000	1691.8000	0.0000	47.5000	0.8000
A5	A4	A5	2160.0000	122.4000	1000.0000	0.1000	7.7000	1691.9200	0.0000	47.4000	0.8000
A6	A5	A6	2160.0000	131.4000	1000.0000	0.1000	7.7000	1691.9500	0.0000	47.3000	0.8000
A7	A6	A7	2160.0000	49.0000	1000.0000	0.0000	7.7000	1691.8800	0.0000	47.4000	0.8000
A8	A7	A8	2160.0000	77.8000	1000.0000	0.0000	7.7000	1693.6500	0.0000	45.6000	0.8000
A9	A8	A9	2160.0000	88.2000	1000.0000	0.0000	7.7000	1693.7000	0.0000	45.5000	0.8000
A10	A9	A10	2160.0000	147.2000	1000.0000	0.1000	7.7000	1692.1000	0.0000	47.0000	0.8000
A11	A10	A11	2160.0000	89.1000	1000.0000	0.0000	7.7000	1692.0400	0.0000	47.0000	0.8000
A12	A11	A12	2160.0000	57.9000	1000.0000	0.0000	7.7000	1692.3300	0.0000	46.7000	0.8000
A13	A12	A13	2160.0000	138.0000	1000.0000	0.1000	7.7000	1692.6000	0.0000	46.4000	0.8000
A14	A13	A14	2160.0000	101.0000	1000.0000	0.0000	7.7000	1692.9000	0.0000	46.0000	0.8000
A15	A14	A15	2160.0000	18.0000	1000.0000	0.0000	7.7000	1693.0000	0.0000	45.9000	0.8000
A16	A15	A16	2160.0000	18.0000	1000.0000	0.0000	7.7000	1693.0900	0.0000	45.8000	0.8000
A17	A16	A17	2160.0000	181.7000	1000.0000	0.1000	7.7000	1693.3000	0.0000	45.6000	0.8000
A18	A17	A18	2160.0000	5.0000	1000.0000	0.0000	7.7000	1693.3000	0.0000	45.6000	0.8000
A19	A18	A19	2160.0000	70.0000	1000.0000	0.0000	7.7000	1693.3000	0.0000	45.6000	0.8000
A20	A19	A20	2160.0000	8.5000	1000.0000	0.0000	7.7000	1693.2700	0.0000	45.6000	0.8000
A21	A20	A21	2160.0000	8.4000	1000.0000	0.0000	7.7000	1693.2200	0.0000	45.6000	0.8000
A22	A21	A22	2160.0000	7.7000	1000.0000	0.0000	7.7000	1693.2100	0.0000	45.6000	0.8000
A23	A22	A23	2160.0000	8.3000	1000.0000	0.0000	7.7000	1693.2000	0.0000	45.6000	0.8000
A24	A23	A24	2160.0000	10.0000	1000.0000	0.0000	7.7000	1693.2000	0.0000	45.6000	0.8000
A25	A24	A25	2160.0000	9.9000	1000.0000	0.0000	7.7000	1693.2000	0.0000	45.6000	0.8000
A26	A25	A26	2160.0000	10.6000	1000.0000	0.0000	7.7000	1693.2200	0.0000	45.6000	0.8000
A27	A26	A27	2160.0000	12.9000	1000.0000	0.0000	7.7000	1693.2300	0.0000	45.6000	0.8000
A28	A27	A28	2160.0000	15.5000	1000.0000	0.0000	7.7000	1693.2500	0.0000	45.6000	0.8000
A29	A28	A29	2160.0000	9.2000	1000.0000	0.0000	7.7000	1693.3100	0.0000	45.5000	0.8000
A30	A29	A30	2160.0000	10.9000	1000.0000	0.0000	7.7000	1693.3800	0.0000	45.4000	0.8000
A31	A30	A31	2160.0000	9.8000	1000.0000	0.0000	7.7000	1693.4300	0.0000	45.4000	0.8000
A32	A31	A32	2160.0000	11.6000	1000.0000	0.0000	7.7000	1693.4800	0.0000	45.3000	0.8000
A33	A32	A33	2160.0000	12.3000	1000.0000	0.0000	7.7000	1693.4900	0.0000	45.3000	0.8000
A34	A33	A34	2160.0000	8.1000	1000.0000	0.0000	7.7000	1693.5500	0.0000	45.2000	0.8000
A35	A34	A35	2160.0000	7.2000	1000.0000	0.0000	7.7000	1693.5900	0.0000	45.2000	0.8000
A36	A35	A36	2160.0000	7.4000	1000.0000	0.0000	7.7000	1693.6300	0.0000	45.2000	0.8000

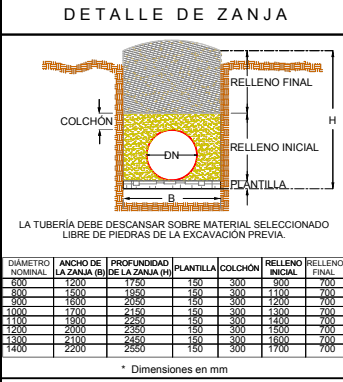
RESULTADOS HIDRÁULICOS

TRAMO	NODO INICIAL	NODO FINAL	GASTO (m ³ /h)	LONGITUD (m)	DIÁMETRO DE TUBO (mm)	PERDIDA DE CARGA (m)	GOLPE DE ARIETE	ELEVACIÓN (m)	PRES-REQ. (m)	CARGA (m)	VELOCIDAD (m/s)
A37	A36	A37	2160.0000	10.3000	1000.0000	0.0000	7.7000	1693.6800	0.0000	45.1000	0.8000
A38	A37	A38	2160.0000	7.8000	1000.0000	0.0000	7.7000	1693.7600	0.0000	45.0000	0.8000
A39	A38	A39	2160.0000	8.2000	1000.0000	0.0000	7.7000	1693.8300	0.0000	45.0000	0.8000
A40	A39	A40	2160.0000	76.2000	1000.0000	0.0000	7.7000	1694.4000	0.0000	44.3000	0.8000
A41	A40	A41	2160.0000	82.5000	1000.0000	0.0000	7.7000	1694.3000	0.0000	44.4000	0.8000
A42	A41	A42	2160.0000	106.9000	1000.0000	0.0000	7.7000	1694.3000	0.0000	44.4000	0.8000
A43	A42	A43	2160.0000	119.3000	1000.0000	0.0000	7.7000	1692.9700	0.0000	45.6000	0.8000
A44	A43	A44	2160.0000	143.7000	1000.0000	0.1000	7.7000	1692.0900	0.0000	46.5000	0.8000
A45	A44	A45	2160.0000	163.1000	1000.0000	0.1000	7.7000	1691.9700	0.0000	46.5000	0.8000
A46	A45	A46	2160.0000	186.4000	1000.0000	0.1000	7.7000	1691.8000	0.0000	46.6000	0.8000
A47	A46	A47	2160.0000	51.5000	1000.0000	0.0000	7.7000	1691.5000	0.0000	46.9000	0.8000
A48	A47	A48	2160.0000	330.7000	900.0000	0.2000	9.5000	1689.9300	0.0000	48.2000	0.9000
A49	A48	A49	2160.0000	241.7000	900.0000	0.2000	9.5000	1689.5600	0.0000	48.4000	0.9000
A50	A49	A50	2160.0000	177.8000	900.0000	0.1000	9.5000	1689.5900	0.0000	48.3000	0.9000
A51	A50	A51	2160.0000	139.9000	900.0000	0.0000	9.5000	1689.4000	0.0000	48.4000	0.9000
A52	A51	A52	2160.0000	102.7000	900.0000	0.1000	9.5000	1689.4000	0.0000	48.3000	0.9000
A53	A52	A53	2160.0000	108.1000	900.0000	0.1000	9.5000	1689.7000	0.0000	47.9000	0.9000
A54	A53	A54	2160.0000	112.5000	900.0000	0.1000	9.5000	1690.1000	0.0000	47.5000	0.9000
A55	A54	A55	2160.0000	109.2000	900.0000	0.1000	9.5000	1690.0000	0.0000	47.5000	0.9000
A56	A55	A56	2160.0000	66.0000	900.0000	0.0000	9.5000	1690.0500	0.0000	47.4000	0.9000
A57	A56	A57	2160.0000	59.2000	900.0000	0.0000	9.5000	1690.1000	0.0000	47.3000	0.9000
A58	A57	A58	2160.0000	30.0000	900.0000	0.0000	9.5000	1689.8800	0.0000	47.5000	0.9000
A59	A58	A59	2160.0000	24.4000	900.0000	0.0000	9.5000	1689.9600	0.0000	47.4000	0.9000
A60	A59	A60	2160.0000	116.6000	900.0000	0.1000	9.5000	1690.4000	0.0000	46.9000	0.9000
A61	A60	A61	2160.0000	113.3000	900.0000	0.0000	9.5000	1690.6000	0.0000	46.6000	0.9000
A62	A61	A62	2160.0000	124.9000	900.0000	0.1000	9.5000	1690.6900	0.0000	46.6000	0.9000
A63	A62	A63	2160.0000	115.2000	900.0000	0.1000	9.5000	1690.8800	0.0000	46.2000	0.9000
A64	A63	A64	2160.0000	81.3000	900.0000	0.1000	9.5000	1691.2000	0.0000	45.8000	0.9000
A65	A64	A65	2160.0000	87.6000	900.0000	0.1000	9.5000	1690.5000	0.0000	46.4000	0.9000
A66	A65	A66	2160.0000	89.5000	900.0000	0.0000	9.5000	1689.6300	0.0000	47.2000	0.9000
A67	A66	A67	2160.0000	73.9000	900.0000	0.1000	9.5000	1689.2600	0.0000	47.6000	0.9000
A68	A67	A68	2160.0000	60.0000	900.0000	0.0000	9.5000	1688.7800	0.0000	48.0000	0.9000
A69	A68	A69	2160.0000	29.5000	900.0000	0.0000	9.5000	1687.7000	0.0000	49.1000	0.9000
A70	A69	A70	2160.0000	29.1000	900.0000	0.0000	9.5000	1687.5900	0.0000	49.1000	0.9000
A71	A70	A71	2160.0000	20.2000	900.0000	0.0000	9.5000	1689.6900	0.0000	47.0000	0.9000
A72	A71	A72	2160.0000	21.3000	900.0000	0.0000	9.5000	1691.5000	45.0000	45.2000	0.9000



- SIMBOLOGÍA**
- CÁRCAMO DE BOMBEO
 - NODOS DE LA RED HIDRÁULICA
 - VÁLVULA DE ADMISIÓN/EXPULSIÓN DE AIRE
 - DIÁMETRO DE TUBERÍA \CLASE
 - LONGITUD DE TUBERÍA
 - TUBERÍA PRINCIPAL
 - DREN
 - RÍOS
 - CARRETERA
 - VÍAS DE FERROCARRIL
 - CRUCE DE CARRETERA
 - CRUCE DE RÍO
 - POBLADOS

- SIMBOLOGÍA PARA TUBERÍA**
- TUBO P.R.F.V. 900 mm. (36") Ø
 - TUBO P.R.F.V. 1000 mm. (40") Ø



Colegio de Postgraduados
Programa de Hidrociencias

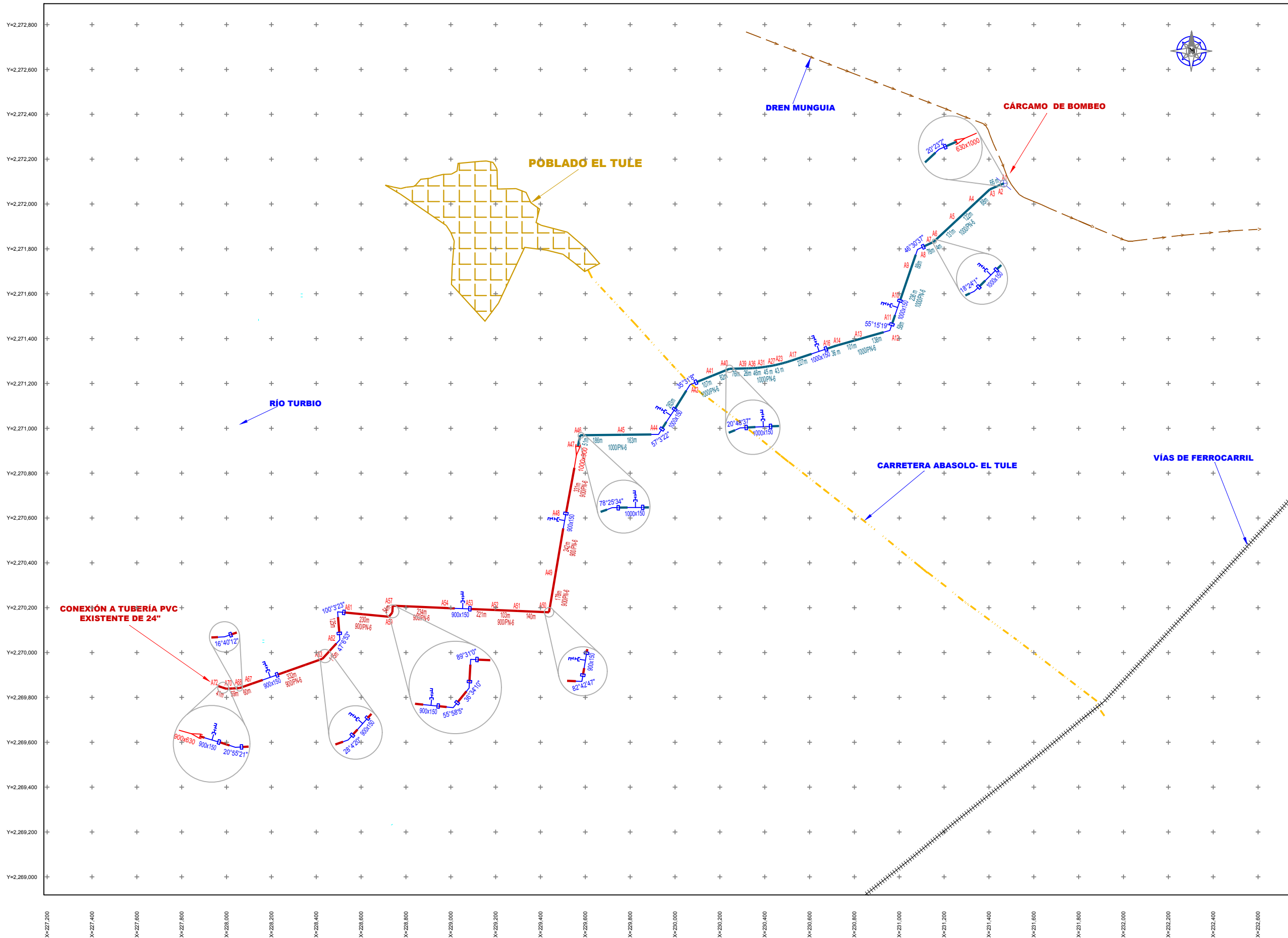
ESTUDIOS PARA MODERNIZACIÓN DE LA DERIVADORA DIQUE ALTO, SOBRE EL RÍO TURBIO, DEL DISTRITO DE RIEGO 011 ALTO RÍO LERMA, GUANAJUATO.

PLANO HIDRÁULICO

ING. DAVID MAURICIO JIMENEZ CRUZ

PLANO HIDRÁULICO | ESCALA 1:1000 | ENERO 2013 | PLANO 2 DE 11

PLANO 3.- PLANO CONSTRUCTIVO DEL KM 0+000.00 AL KM 4+963.45

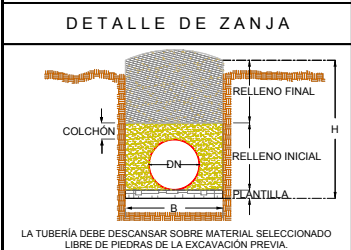


SIMBOLOGÍA

- CÁRCAMO DE BOMBEO
- NODOS DE LA RED HIDRÁULICA
- DIÁMETRO DE TUBERÍA / CLASE** **TUBERÍA PRINCIPAL**
- LONGITUD DE TUBERÍA
- DREN
- RÍOS
- CARRETERA
- VÍAS DE FERROCARRIL
- TEE CON VÁLVULA DE AIRE BRIDA
- CODO P.R.F.V.
- REDUCCIÓN CONCÉNTRICA
- POBLADOS

SIMBOLOGÍA PARA TUBERÍA

- TUBO P.R.F.V. 90 mm. (36") Ø
- TUBO P.R.F.V. 100 mm. (40") Ø



DIÁMETRO NOMINAL	ANCHO DE LA ZANJA (DE LA ZANJA EN)	PROFUNDIDAD	PLANTILLA	COLCHÓN	RELLENO INICIAL	RELLENO FINAL
800	1200	1750	150	300	900	700
800	1200	1750	150	300	1200	700
1000	1700	2150	150	300	1300	700
1000	1700	2150	150	300	1400	700
1200	2000	2350	150	300	1500	700
1200	2000	2350	150	300	1600	700
1400	2200	2550	150	300	1700	700

* Dimensiones en mm

Colegio de Postgraduados
Programa de Hidrociencias

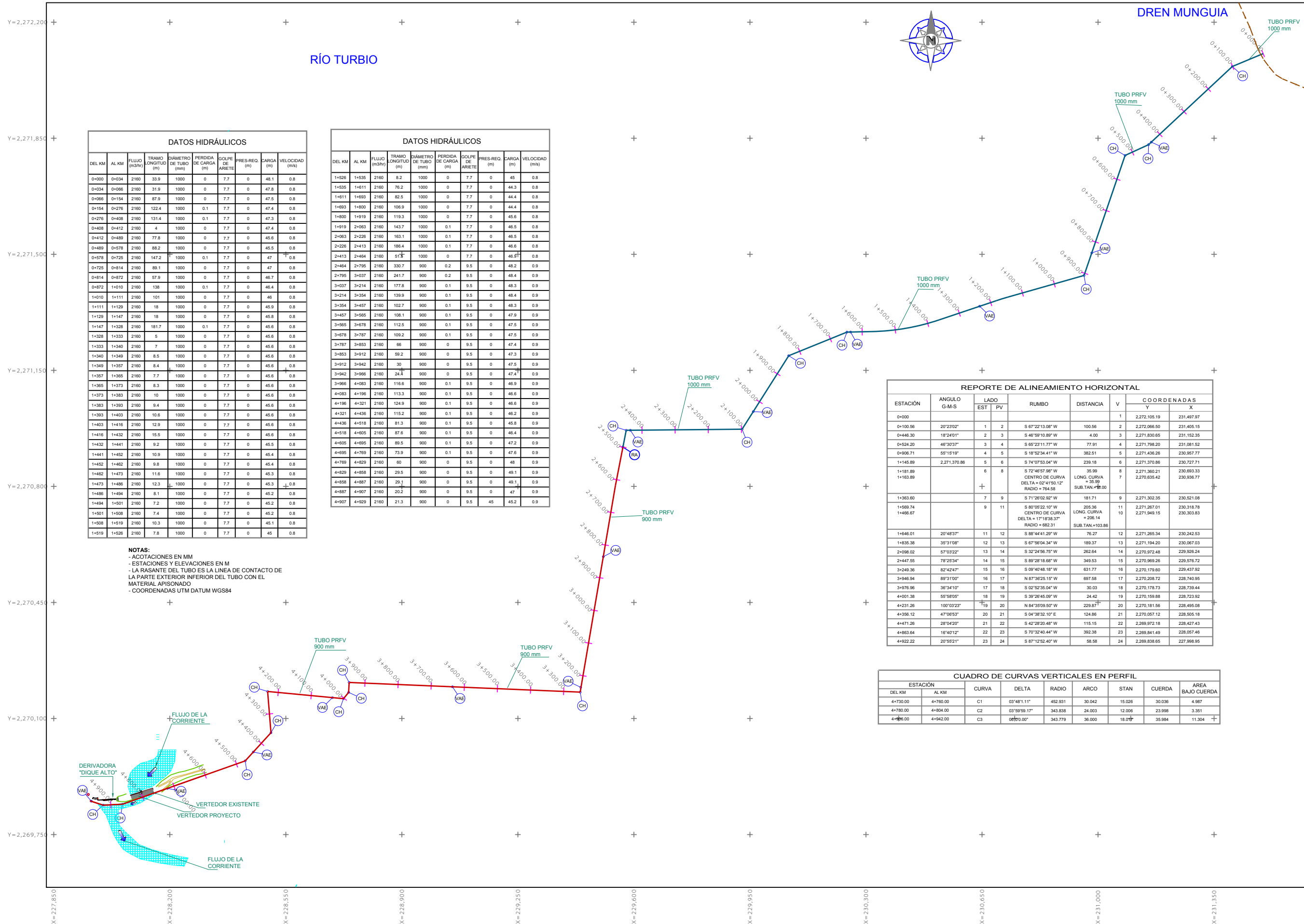
ESTUDIOS PARA MODERNIZACIÓN DE LA DERIVADORA DIQUE ALTO, SOBRE EL RÍO TURBIO, DEL DISTRITO DE RIEGO 011 ALTO RIO LERMA, GUANAJUATO.

CONSTRUCTIVO GENERAL DEL KM 0+000.00 AL KM 4+963.45

ING. DAVID MAURICIO JIMENEZ CRUZ

PLANO CONSTRUCTIVO ESCALA 1: 17500 ENERO 2013 PLANO 3 DE 11

PLANO 4.- PLANTA DE PROYECTO DEL KM 0+000.00 AL KM 4+963.45



DATOS HIDRÁULICOS									
DEL KM	AL KM	FLUJO (m³/s)	TRAMO (m)	DIÁMETRO DE TUBO (mm)	PERDIDA DE CARGA (m)	GOLPE DE ARIETE (m)	PRES-REQ. (m)	CARGA (m)	VELOCIDAD (m/s)
0+000	0+034	2160	33.9	1000	0	7.7	0	48.1	0.8
0+034	0+066	2160	31.9	1000	0	7.7	0	47.8	0.8
0+066	0+154	2160	87.9	1000	0	7.7	0	47.5	0.8
0+154	0+276	2160	122.4	1000	0.1	7.7	0	47.4	0.8
0+276	0+408	2160	131.4	1000	0.1	7.7	0	47.3	0.8
0+408	0+412	2160	4	1000	0	7.7	0	47.4	0.8
0+412	0+489	2160	77.8	1000	0	7.7	0	45.6	0.8
0+489	0+578	2160	88.2	1000	0	7.7	0	45.5	0.8
0+578	0+725	2160	147.2	1000	0.1	7.7	0	47	0.8
0+725	0+814	2160	89.1	1000	0	7.7	0	47	0.8
0+814	0+872	2160	57.9	1000	0	7.7	0	46.7	0.8
0+872	1+010	2160	138	1000	0.1	7.7	0	46.4	0.8
1+010	1+111	2160	101	1000	0	7.7	0	46	0.8
1+111	1+129	2160	18	1000	0	7.7	0	45.9	0.8
1+129	1+147	2160	18	1000	0	7.7	0	45.8	0.8
1+147	1+328	2160	181.7	1000	0.1	7.7	0	45.6	0.8
1+328	1+333	2160	5	1000	0	7.7	0	45.6	0.8
1+333	1+340	2160	7	1000	0	7.7	0	45.6	0.8
1+340	1+349	2160	8.5	1000	0	7.7	0	45.6	0.8
1+349	1+357	2160	8.4	1000	0	7.7	0	45.5	0.8
1+357	1+365	2160	7.7	1000	0	7.7	0	45.5	0.8
1+365	1+373	2160	8.3	1000	0	7.7	0	45.6	0.8
1+373	1+383	2160	10	1000	0	7.7	0	45.6	0.8
1+383	1+393	2160	9.4	1000	0	7.7	0	45.6	0.8
1+393	1+403	2160	10.6	1000	0	7.7	0	45.6	0.8
1+403	1+416	2160	12.9	1000	0	7.7	0	45.6	0.8
1+416	1+432	2160	15.5	1000	0	7.7	0	45.6	0.8
1+432	1+441	2160	9.2	1000	0	7.7	0	45.5	0.8
1+441	1+452	2160	10.9	1000	0	7.7	0	45.4	0.8
1+452	1+462	2160	9.8	1000	0	7.7	0	45.4	0.8
1+462	1+473	2160	11.6	1000	0	7.7	0	45.3	0.8
1+473	1+486	2160	12.3	1000	0	7.7	0	45.3	0.8
1+486	1+494	2160	8.1	1000	0	7.7	0	45.2	0.8
1+494	1+501	2160	7.2	1000	0	7.7	0	45.2	0.8
1+501	1+508	2160	7.4	1000	0	7.7	0	45.2	0.8
1+508	1+519	2160	10.3	1000	0	7.7	0	45.1	0.8
1+519	1+526	2160	7.8	1000	0	7.7	0	45	0.8

DATOS HIDRÁULICOS									
DEL KM	AL KM	FLUJO (m³/s)	TRAMO (m)	DIÁMETRO DE TUBO (mm)	PERDIDA DE CARGA (m)	GOLPE DE ARIETE (m)	PRES-REQ. (m)	CARGA (m)	VELOCIDAD (m/s)
1+526	1+535	2160	8.2	1000	0	7.7	0	45	0.8
1+535	1+611	2160	76.2	1000	0	7.7	0	44.3	0.8
1+611	1+693	2160	82.5	1000	0	7.7	0	44.4	0.8
1+693	1+800	2160	108.9	1000	0	7.7	0	44.4	0.8
1+800	1+919	2160	119.3	1000	0	7.7	0	45.6	0.8
1+919	2+063	2160	143.7	1000	0.1	7.7	0	46.5	0.8
2+063	2+226	2160	163.1	1000	0.1	7.7	0	46.5	0.8
2+226	2+413	2160	186.4	1000	0.1	7.7	0	46.6	0.8
2+413	2+464	2160	51.3	1000	0	7.7	0	46.6	0.8
2+464	2+796	2160	330.7	900	0.2	9.5	0	48.2	0.9
2+796	3+037	2160	241.7	900	0.2	9.5	0	48.4	0.9
3+037	3+214	2160	177.8	900	0.1	9.5	0	48.3	0.8
3+214	3+354	2160	139.9	900	0.1	9.5	0	48.4	0.9
3+354	3+457	2160	102.7	900	0.1	9.5	0	48.3	0.9
3+457	3+565	2160	108.1	900	0.1	9.5	0	47.9	0.9
3+565	3+678	2160	112.5	900	0.1	9.5	0	47.5	0.9
3+678	3+787	2160	109.2	900	0.1	9.5	0	47.5	0.9
3+787	3+853	2160	66	900	0	9.5	0	47.4	0.9
3+853	3+912	2160	59.2	900	0	9.5	0	47.3	0.9
3+912	3+942	2160	30	900	0	9.5	0	47.5	0.9
3+942	3+966	2160	24.1	900	0	9.5	0	47.4	0.9
3+966	4+083	2160	116.6	900	0.1	9.5	0	46.9	0.9
4+083	4+196	2160	113.3	900	0.1	9.5	0	46.6	0.9
4+196	4+321	2160	124.9	900	0.1	9.5	0	46.6	0.9
4+321	4+436	2160	115.2	900	0.1	9.5	0	46.2	0.9
4+436	4+518	2160	81.3	900	0.1	9.5	0	45.8	0.9
4+518	4+605	2160	87.6	900	0.1	9.5	0	46.4	0.9
4+605	4+695	2160	89.5	900	0.1	9.5	0	47.2	0.9
4+695	4+769	2160	73.9	900	0.1	9.5	0	47.6	0.9
4+769	4+829	2160	60	900	0	9.5	0	48	0.9
4+829	4+858	2160	29.5	900	0	9.5	0	49.1	0.9
4+858	4+887	2160	29.1	900	0	9.5	0	49.1	0.9
4+887	4+907	2160	20.2	900	0	9.5	0	47	0.9
4+907	4+929	2160	21.3	900	0	9.5	45	45.2	0.9

NOTAS:
 - ACOTACIONES EN MM
 - ESTACIONES Y ELEVACIONES EN M
 - LA RASANTE DEL TUBO ES LA LINEA DE CONTACTO DE LA PARTE EXTERIOR INFERIOR DEL TUBO CON EL MATERIAL APISONADO
 - COORDENADAS UTM DATUM WGS84

REPORTE DE ALINEAMIENTO HORIZONTAL									
ESTACIÓN	ANGULO G-M-S	LADO		RUMBO	DISTANCIA	V	COORDENADAS		
		EST	PV				Y	X	
0+000						1	2,272,105.19	231,497.97	
0+100.56	20°23'02"	1	2	S 67°22'13.08" W	100.56	2	2,272,066.50	231,405.15	
0+446.30	18°24'01"	2	3	S 46°59'10.89" W	4.00	3	2,271,830.65	231,152.35	
0+524.20	46°30'37"	3	4	S 65°23'11.77" W	77.91	4	2,271,788.20	231,081.52	
0+906.71	55°15'19"	4	5	S 18°52'34.41" W	382.51	5	2,271,436.26	230,967.77	
1+145.89	2,271,370.86	5	6	S 74°07'53.04" W	239.18	6	2,271,370.86	230,727.71	
1+181.89		6	8	S 72°48'57.98" W	35.99	8	2,271,360.21	230,693.33	
1+183.89		7	7	LONG. CURVA = 35.99 DELTA = 02°41'50.12" RADIO = 764.58 SUB.TAN = 88.00		7	2,270,635.42	230,696.77	
1+363.60		7	9	S 71°26'02.92" W	181.71	9	2,271,302.35	230,521.08	
1+569.74		9	11	S 80°05'22.10" W	205.36	11	2,271,287.01	230,318.78	
1+666.67		10	10	LONG. CURVA = 206.14 DELTA = 17°16'38.33" RADIO = 682.31 SUB.TAN = 103.86		10	2,271,949.15	230,303.83	
1+646.01	20°48'37"	11	12	S 88°44'41.28" W	76.27	12	2,271,265.34	230,242.53	
1+835.38	35°31'08"	12	13	S 67°56'04.34" W	189.37	13	2,271,194.20	230,067.03	
2+098.02	57°03'22"	13	14	S 32°24'56.75" W	282.64	14	2,270,972.48	229,926.24	
2+447.55	78°25'34"	14	15	S 69°28'18.68" W	348.53	15	2,270,969.26	229,676.72	
3+249.36	82°42'47"	15	16	S 09°40'48.18" W	631.77	16	2,270,179.60	229,437.92	
3+946.94	89°31'00"	16	17	N 87°36'25.15" W	697.58	17	2,270,208.72	228,740.95	
3+976.96	36°34'10"	17	18	S 02°52'35.04" W	30.03	18	2,270,178.73	228,739.44	
4+001.38	55°58'05"	18	19	S 39°26'45.09" W	24.42	19	2,270,159.88	228,723.92	
4+231.28	100°03'23"	19	20	N 84°35'09.59" W	229.87	20	2,270,181.56	228,495.08	
4+356.12	47°08'53"	20	21	S 04°38'32.10" E	124.86	21	2,270,057.12	228,505.18	
4+471.28	28°04'20"	21	22	S 42°28'20.48" W	115.15	22	2,269,972.18	228,427.43	
4+883.84	16°40'12"	22	23	S 70°32'40.44" W	392.38	23	2,269,841.49	228,057.46	
4+922.22	20°55'21"	23	24	S 87°12'52.40" W	58.58	24	2,269,838.65	227,996.95	

CUADRO DE CURVAS VERTICALES EN PERFIL							
DEL KM	AL KM	CURVA	DELTA	RADIO	ARCO	STAN	CUERDA
4+730.00	4+760.00	C1	03°48'11"	452.931	30.042	15.026	30.036
4+780.00	4+804.00	C2	03°59'59.17"	343.838	24.003	12.006	23.998
4+866.00	4+942.00	C3	06°09'00"	343.779	36.000	18.000	35.984

MACROLOCALIZACIÓN

UBICACIÓN DEL PROYECTO

SIMBOLOGÍA

- REDUCCIÓN O AMPLIACIÓN DE DIÁMETRO
- VÁLVULA DE ADMISIÓN-EXPLUSIÓN DE AIRE
- DEFLEXIÓN HORIZONTAL
- CURVAS DE NIVEL PRINCIPAL @1m
- CURVAS DE NIVEL SECUNDARIO @0.25m
- PERFIL DE LA LÍNEA PIEZOMÉTRICA
- PERFIL DE LA RASANTE DE LA TUBERÍA
- PERFIL DEL TERRENO NATURAL
- 0+000 CADENAMIENTO
- LÍNEA DE TRAZO Y DEFLEXIÓN
- DREN
- RÍOS

DIÁMETRO DE TUBERÍA

- TUBO P.R.F.V. PN-01 1000 mm.
- TUBO P.R.F.V. PN-01 900 mm.

Proyección Universal Transversa de Mercator (UTM)
 Datum 14
 Elevación WGS 84
 MSNMM

**Colegio de Postgraduados
Programa de Hidrociencias**

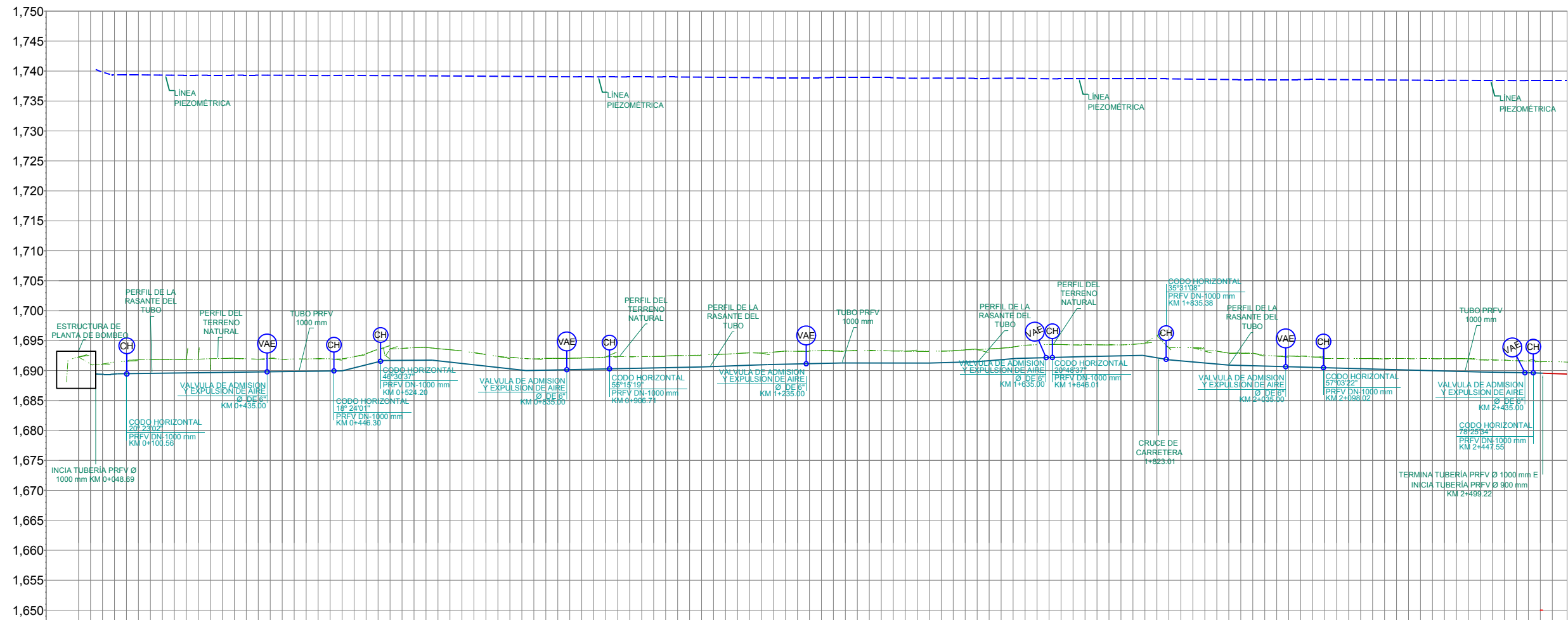
**ESTUDIOS PARA MODERNIZACIÓN DE LA DERIVADORA
DIQUE ALTO, SOBRE EL RÍO TURBIO, DEL DISTRITO DE
RIEGO 011 ALTO RÍO LERMA, GUANAJUATO.**

PLANTA GENERAL DEL KM 0+000.00 AL KM 4+963.45

ING. DAVID MAURICIO JIMÉNEZ CRUZ

PLANTA GENERAL | ESCALA 1: 11000 | ENERO 2013 | PLANO 4 DE 11

PLANO 5.- PERFIL DE PROYECTO DEL KM 0+000.00 AL KM 2+480.00



ELEVACION M.S.N.M	LINEA PIEZOMETRICA	NIVEL DEL TERRENO NATURAL	RASANTE	ESTACION
1,688.39	1,692.26	1,692.26	1,688.39	0+020.00
1,688.72	1,691.09	1,691.09	1,688.72	0+040.00
1,689.05	1,691.43	1,691.43	1,689.05	0+060.00
1,689.48	1,691.56	1,691.56	1,689.48	0+080.00
1,689.51	1,691.80	1,691.80	1,689.51	0+100.00
1,689.53	1,691.84	1,691.84	1,689.53	0+120.00
1,689.56	1,691.85	1,691.85	1,689.56	0+140.00
1,689.59	1,691.88	1,691.88	1,689.59	0+160.00
1,689.61	1,691.84	1,691.84	1,689.61	0+180.00
1,689.64	1,691.90	1,691.90	1,689.64	0+200.00
1,689.67	1,691.99	1,691.99	1,689.67	0+220.00
1,689.69	1,692.02	1,692.02	1,689.69	0+240.00
1,689.72	1,692.00	1,692.00	1,689.72	0+260.00
1,689.74	1,691.97	1,691.97	1,689.74	0+280.00
1,689.77	1,691.90	1,691.90	1,689.77	0+300.00
1,689.80	1,692.04	1,692.04	1,689.80	0+320.00
1,689.82	1,691.89	1,691.89	1,689.82	0+340.00
1,689.85	1,691.94	1,691.94	1,689.85	0+360.00
1,689.87	1,691.94	1,691.94	1,689.87	0+380.00
1,689.90	1,691.98	1,691.98	1,689.90	0+400.00
1,689.93	1,691.97	1,691.97	1,689.93	0+420.00
1,689.95	1,691.95	1,691.95	1,689.95	0+440.00
1,689.96	1,692.30	1,692.30	1,689.96	0+460.00
1,689.95	1,692.81	1,692.81	1,689.95	0+480.00
1,691.45	1,693.53	1,693.53	1,691.45	0+500.00
1,691.69	1,693.60	1,693.60	1,691.69	0+520.00
1,691.70	1,693.70	1,693.70	1,691.70	0+540.00
1,691.72	1,693.82	1,693.82	1,691.72	0+560.00
1,691.73	1,693.86	1,693.86	1,691.73	0+580.00
1,691.63	1,693.65	1,693.65	1,691.63	0+600.00
1,691.41	1,693.48	1,693.48	1,691.41	0+620.00
1,691.18	1,693.28	1,693.28	1,691.18	0+640.00
1,690.96	1,692.98	1,692.98	1,690.96	0+660.00
1,690.74	1,692.70	1,692.70	1,690.74	0+680.00
1,690.52	1,692.36	1,692.36	1,690.52	0+700.00
1,690.30	1,692.21	1,692.21	1,690.30	0+720.00
1,690.08	1,692.03	1,692.03	1,690.08	0+740.00
1,689.03	1,691.94	1,691.94	1,689.03	0+760.00
1,689.07	1,692.05	1,692.05	1,689.07	0+780.00
1,689.11	1,692.05	1,692.05	1,689.11	0+800.00
1,689.15	1,692.05	1,692.05	1,689.15	0+820.00
1,689.19	1,692.11	1,692.11	1,689.19	0+840.00
1,689.23	1,692.11	1,692.11	1,689.23	0+860.00
1,690.27	1,692.28	1,692.28	1,690.27	0+880.00
1,690.32	1,692.35	1,692.35	1,690.32	0+900.00
1,690.36	1,692.31	1,692.31	1,690.36	0+920.00
1,690.40	1,692.33	1,692.33	1,690.40	0+940.00
1,690.44	1,692.34	1,692.34	1,690.44	0+960.00
1,690.48	1,692.43	1,692.43	1,690.48	0+980.00
1,690.52	1,692.49	1,692.49	1,690.52	1+000.00
1,690.56	1,692.52	1,692.52	1,690.56	1+020.00
1,690.60	1,692.60	1,692.60	1,690.60	1+040.00
1,690.67	1,692.68	1,692.68	1,690.67	1+060.00
1,690.75	1,692.74	1,692.74	1,690.75	1+080.00
1,690.82	1,692.86	1,692.86	1,690.82	1+100.00
1,690.89	1,692.97	1,692.97	1,690.89	1+120.00
1,690.96	1,692.91	1,692.91	1,690.96	1+140.00
1,691.02	1,693.08	1,693.08	1,691.02	1+160.00
1,691.06	1,693.23	1,693.23	1,691.06	1+180.00
1,691.11	1,693.21	1,693.21	1,691.11	1+200.00
1,691.15	1,693.26	1,693.26	1,691.15	1+220.00
1,691.19	1,693.32	1,693.32	1,691.19	1+240.00
1,691.25	1,693.20	1,693.20	1,691.25	1+260.00
1,691.27	1,693.25	1,693.25	1,691.27	1+280.00
1,691.26	1,693.28	1,693.28	1,691.26	1+300.00
1,691.26	1,693.33	1,693.33	1,691.26	1+320.00
1,691.26	1,693.32	1,693.32	1,691.26	1+340.00
1,691.26	1,693.26	1,693.26	1,691.26	1+360.00
1,691.26	1,693.22	1,693.22	1,691.26	1+380.00
1,691.25	1,693.20	1,693.20	1,691.25	1+400.00
1,691.25	1,693.20	1,693.20	1,691.25	1+420.00
1,691.25	1,693.25	1,693.25	1,691.25	1+440.00
1,691.31	1,693.24	1,693.24	1,691.31	1+460.00
1,691.37	1,693.33	1,693.33	1,691.37	1+480.00
1,691.43	1,693.47	1,693.47	1,691.43	1+500.00
1,691.48	1,693.48	1,693.48	1,691.48	1+520.00
1,691.65	1,693.62	1,693.62	1,691.65	1+540.00
1,691.82	1,693.73	1,693.73	1,691.82	1+560.00
1,691.98	1,693.95	1,693.95	1,691.98	1+580.00
1,692.06	1,694.23	1,694.23	1,692.06	1+600.00
1,692.12	1,694.32	1,694.32	1,692.12	1+620.00
1,692.17	1,694.34	1,694.34	1,692.17	1+640.00
1,692.23	1,694.34	1,694.34	1,692.23	1+660.00
1,692.28	1,694.28	1,694.28	1,692.28	1+680.00
1,692.33	1,694.33	1,694.33	1,692.33	1+700.00
1,692.38	1,694.26	1,694.26	1,692.38	1+720.00
1,692.42	1,694.30	1,694.30	1,692.42	1+740.00
1,692.46	1,694.28	1,694.28	1,692.46	1+760.00
1,692.50	1,694.37	1,694.37	1,692.50	1+780.00
1,692.47	1,694.57	1,694.57	1,692.47	1+800.00
1,692.13	1,695.83	1,695.83	1,692.13	1+820.00
1,691.79	1,693.79	1,693.79	1,691.79	1+840.00
1,691.62	1,693.79	1,693.79	1,691.62	1+860.00
1,691.44	1,693.76	1,693.76	1,691.44	1+880.00
1,691.27	1,693.63	1,693.63	1,691.27	1+900.00
1,691.09	1,693.24	1,693.24	1,691.09	1+920.00
1,690.91	1,692.91	1,692.91	1,690.91	1+940.00
1,690.86	1,692.91	1,692.91	1,690.86	1+960.00
1,690.80	1,692.91	1,692.91	1,690.80	1+980.00
1,690.75	1,692.57	1,692.57	1,690.75	2+000.00
1,690.69	1,692.41	1,692.41	1,690.69	2+020.00
1,690.64	1,692.41	1,692.41	1,690.64	2+040.00
1,690.58	1,692.41	1,692.41	1,690.58	2+060.00
1,690.53	1,692.27	1,692.27	1,690.53	2+080.00
1,690.47	1,692.02	1,692.02	1,690.47	2+100.00
1,690.42	1,692.02	1,692.02	1,690.42	2+120.00
1,690.37	1,692.00	1,692.00	1,690.37	2+140.00
1,690.31	1,692.00	1,692.00	1,690.31	2+160.00
1,690.26	1,691.97	1,691.97	1,690.26	2+180.00
1,690.20	1,691.97	1,691.97	1,690.20	2+200.00
1,690.15	1,691.97	1,691.97	1,690.15	2+220.00
1,690.09	1,691.97	1,691.97	1,690.09	2+240.00
1,689.98	1,691.97	1,691.97	1,689.98	2+260.00
1,689.93	1,691.97	1,691.97	1,689.93	2+280.00
1,689.87	1,691.97	1,691.97	1,689.87	2+300.00
1,689.82	1,691.97	1,691.97	1,689.82	2+320.00
1,689.76	1,691.76	1,691.76	1,689.76	2+340.00
1,689.73	1,691.76	1,691.76	1,689.73	2+360.00
1,689.70	1,691.74	1,691.74	1,689.70	2+380.00
1,689.67	1,691.64	1,691.64	1,689.67	2+400.00
1,689.64	1,691.64	1,691.64	1,689.64	2+420.00
1,689.57	1,691.52	1,691.52	1,689.57	2+440.00
1,689.50	1,691.52	1,691.52	1,689.50	2+460.00
1,689.50	1,691.52	1,691.52	1,689.50	2+480.00

PERFIL
 ESCALA VERTICAL 1 : 800
 ESCALA HORIZONTAL 1 : 8000



SIMBOLOGÍA

- REDUCCIÓN O AMPLIACIÓN DE DIÁMETRO
- VALVULA DE ADMISION-EXPLUSION DE AIRE
- DEFLEXIÓN HORIZONTAL
- CURVAS DE NIVEL PRINCIPAL @1m
- CURVAS DE NIVEL SECUNDARIO @0.25m
- - - PERFIL DE LA LINEA PIEZOMETRICA
- PERFIL DE LA RASANTE DE LA TUBERIA
- PERFIL DEL TERRENO NATURAL
- 0+000 CADENAMIENTO
- 20° 3' 00" LÍNEA DE TRAZO Y DEFLEXIÓN

DIÁMETRO DE TUBERÍA

- TUBO P.R.F.V. PN-01 1000 mm.
- TUBO P.R.F.V. PN-01 900 mm.

Proyección Universal Transversa de Mercator (UTM)
 Zona 14
 Datum WGS 84
 Elevación MSNMM

Colegio de Postgraduados
 Programa de Hidrociencias

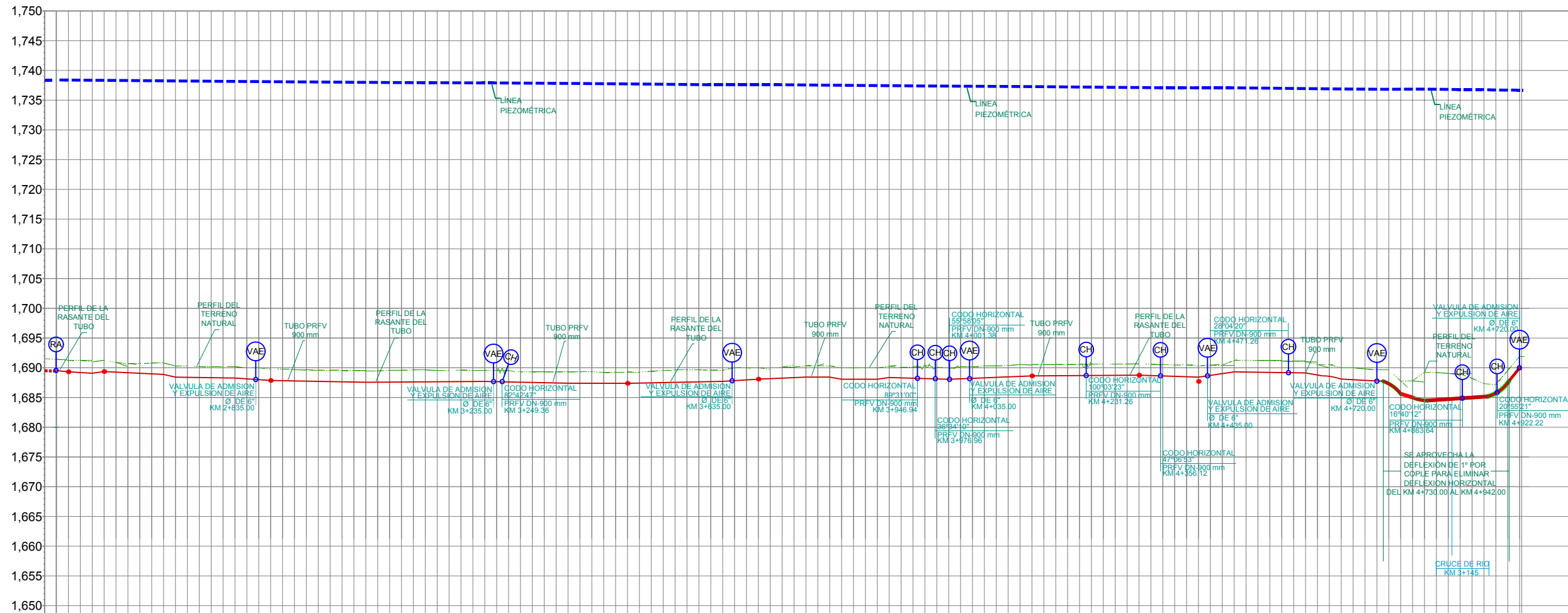
ESTUDIOS PARA MODERNIZACIÓN DE LA DERIVADORA
 DIQUE ALTO, SOBRE EL RÍO TURBIO, DEL DISTRITO DE
 RIEGO 011 ALTO RÍO LERMA, GUANAJUATO.

PERFIL GENERAL DEL PROYECTO DEL KM 0+000.00 AL KM 2+480.00

ING. DAVID MAURICIO JIMENEZ CRUZ

PERFIL GENERAL ESCALA: LA INDICADA ENERO 2013 PLANO 5 DE 11

PLANO 6.- PERFIL DE PROYECTO DEL KM 2+499.22 AL KM 4+963.45



ELEVACION M.S.N.M	LINEA PIEZOMETRICA	NIVEL DEL TERRENO NATURAL	RASANTE	ESTACION
1.691.44			1.691.44	2+499.22
1.689.32			1.689.32	2+500.00
1.689.12			1.689.12	2+540.00
1.689.36			1.689.36	2+560.00
1.689.27			1.689.27	2+600.00
1.689.07			1.689.07	2+620.00
1.688.98			1.688.98	2+640.00
1.688.88			1.688.88	2+660.00
1.688.42			1.688.42	2+680.00
1.688.39			1.688.39	2+700.00
1.688.36			1.688.36	2+720.00
1.688.33			1.688.33	2+740.00
1.688.30			1.688.30	2+760.00
1.688.27			1.688.27	2+780.00
1.688.14			1.688.14	2+800.00
1.688.00			1.688.00	2+820.00
1.687.86			1.687.86	2+840.00
1.687.83			1.687.83	2+860.00
1.687.79			1.687.79	2+880.00
1.687.75			1.687.75	2+900.00
1.687.71			1.687.71	2+920.00
1.687.68			1.687.68	2+940.00
1.687.64			1.687.64	2+960.00
1.687.60			1.687.60	2+980.00
1.687.56			1.687.56	3+000.00
1.687.58			1.687.58	3+020.00
1.687.59			1.687.59	3+040.00
1.687.60			1.687.60	3+060.00
1.687.62			1.687.62	3+080.00
1.687.63			1.687.63	3+100.00
1.687.65			1.687.65	3+120.00
1.687.66			1.687.66	3+140.00
1.687.67			1.687.67	3+160.00
1.687.69			1.687.69	3+180.00
1.687.70			1.687.70	3+200.00
1.687.71			1.687.71	3+220.00
1.687.72			1.687.72	3+240.00
1.687.73			1.687.73	3+260.00
1.687.74			1.687.74	3+280.00
1.687.75			1.687.75	3+300.00
1.687.76			1.687.76	3+320.00
1.687.77			1.687.77	3+340.00
1.687.78			1.687.78	3+360.00
1.687.79			1.687.79	3+380.00
1.687.80			1.687.80	3+400.00
1.687.81			1.687.81	3+420.00
1.687.82			1.687.82	3+440.00
1.687.83			1.687.83	3+460.00
1.687.84			1.687.84	3+480.00
1.687.85			1.687.85	3+500.00
1.687.86			1.687.86	3+520.00
1.687.87			1.687.87	3+540.00
1.687.88			1.687.88	3+560.00
1.687.89			1.687.89	3+580.00
1.687.90			1.687.90	3+600.00
1.687.91			1.687.91	3+620.00
1.687.92			1.687.92	3+640.00
1.687.93			1.687.93	3+660.00
1.687.94			1.687.94	3+680.00
1.687.95			1.687.95	3+700.00
1.687.96			1.687.96	3+720.00
1.687.97			1.687.97	3+740.00
1.687.98			1.687.98	3+760.00
1.687.99			1.687.99	3+780.00
1.688.00			1.688.00	3+800.00
1.688.01			1.688.01	3+820.00
1.688.02			1.688.02	3+840.00
1.688.03			1.688.03	3+860.00
1.688.04			1.688.04	3+880.00
1.688.05			1.688.05	3+900.00
1.688.06			1.688.06	3+920.00
1.688.07			1.688.07	3+940.00
1.688.08			1.688.08	3+960.00
1.688.09			1.688.09	3+980.00
1.688.10			1.688.10	4+000.00
1.688.11			1.688.11	4+020.00
1.688.12			1.688.12	4+040.00
1.688.13			1.688.13	4+060.00
1.688.14			1.688.14	4+080.00
1.688.15			1.688.15	4+100.00
1.688.16			1.688.16	4+120.00
1.688.17			1.688.17	4+140.00
1.688.18			1.688.18	4+160.00
1.688.19			1.688.19	4+180.00
1.688.20			1.688.20	4+200.00
1.688.21			1.688.21	4+220.00
1.688.22			1.688.22	4+240.00
1.688.23			1.688.23	4+260.00
1.688.24			1.688.24	4+280.00
1.688.25			1.688.25	4+300.00
1.688.26			1.688.26	4+320.00
1.688.27			1.688.27	4+340.00
1.688.28			1.688.28	4+360.00
1.688.29			1.688.29	4+380.00
1.688.30			1.688.30	4+400.00
1.688.31			1.688.31	4+420.00
1.688.32			1.688.32	4+440.00
1.688.33			1.688.33	4+460.00
1.688.34			1.688.34	4+480.00
1.688.35			1.688.35	4+500.00
1.688.36			1.688.36	4+520.00
1.688.37			1.688.37	4+540.00
1.688.38			1.688.38	4+560.00
1.688.39			1.688.39	4+580.00
1.688.40			1.688.40	4+600.00
1.688.41			1.688.41	4+620.00
1.688.42			1.688.42	4+640.00
1.688.43			1.688.43	4+660.00
1.688.44			1.688.44	4+680.00
1.688.45			1.688.45	4+700.00
1.688.46			1.688.46	4+720.00
1.688.47			1.688.47	4+740.00
1.688.48			1.688.48	4+760.00
1.688.49			1.688.49	4+780.00
1.688.50			1.688.50	4+800.00
1.688.51			1.688.51	4+820.00
1.688.52			1.688.52	4+840.00
1.688.53			1.688.53	4+860.00
1.688.54			1.688.54	4+880.00
1.688.55			1.688.55	4+900.00
1.688.56			1.688.56	4+920.00
1.688.57			1.688.57	4+940.00
1.688.58			1.688.58	4+960.00
1.688.59			1.688.59	4+980.00
1.688.60			1.688.60	4+999.99
1.688.61			1.688.61	4+999.99

PERFIL
ESCALA VERTICAL 1 : 800
ESCALA HORIZONTAL 1 : 8000



SIMBOLOGÍA

- REDUCCIÓN O AMPLIACIÓN DE DIÁMETRO
- VÁLVULA DE ADMISIÓN-EXPULSIÓN DE AIRE
- DEFLEXIÓN HORIZONTAL
- CURVAS DE NIVEL PRINCIPAL @1m
- CURVAS DE NIVEL SECUNDARIO @0.25m
- PERFIL DE LA LINEA PIEZOMETRICA
- PERFIL DE LA RASANTE DE LA TUBERÍA
- PERFIL DEL TERRENO NATURAL
- 0+000 CADENAMIENTO
- LÍNEA DE TRAZO Y DEFLEXIÓN

DIÁMETRO DE TUBERÍA

- TUBO P.R.F.V. PN-01 1000 mm.
- TUBO P.R.F.V. PN-01 900 mm.

Proyección Universal Transversa de Mercator (UTM)
Zona 14
Datum WGS 84
Elevación MSNM

Colegio de Postgraduados
Programa de Hidrociencias

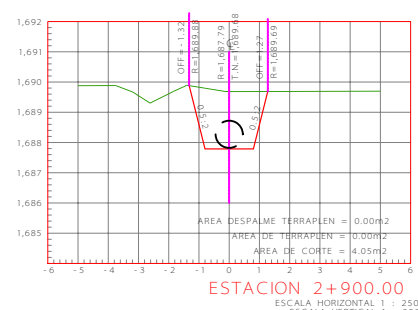
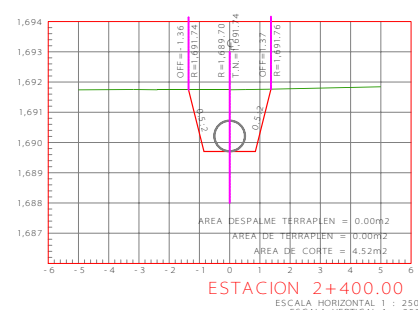
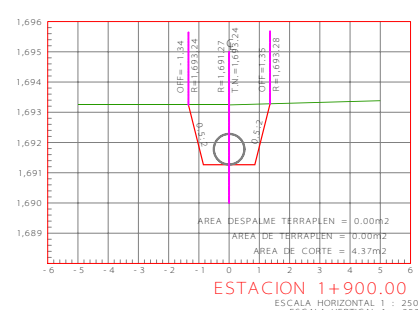
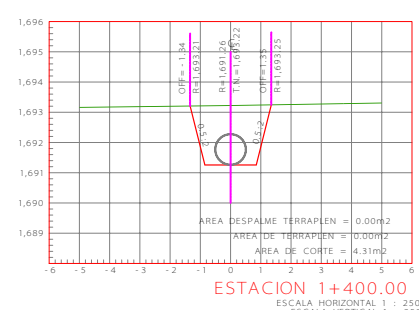
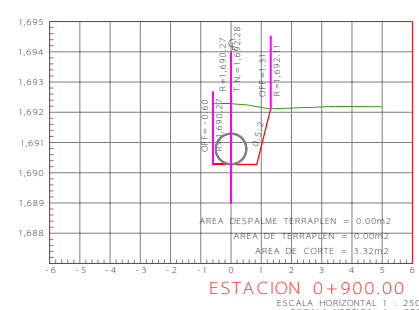
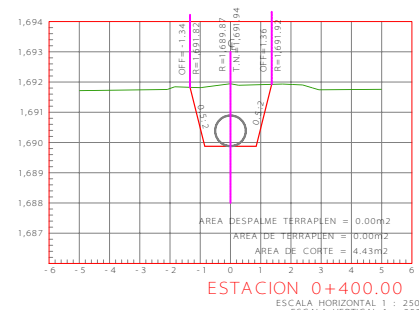
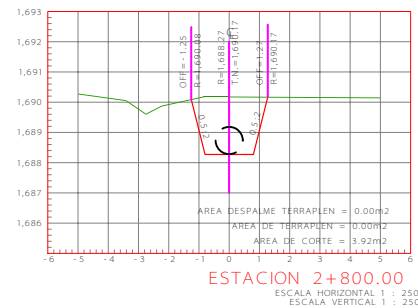
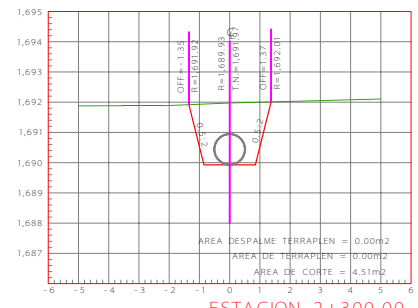
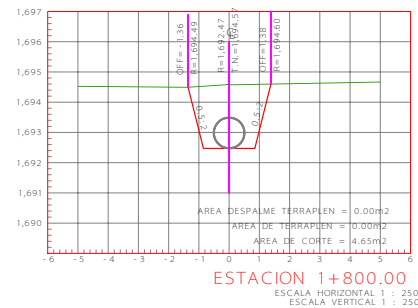
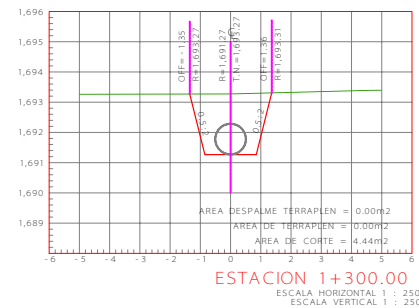
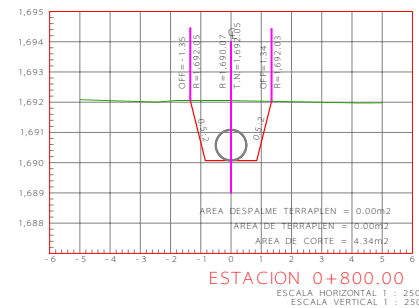
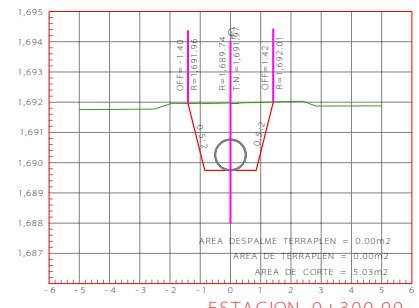
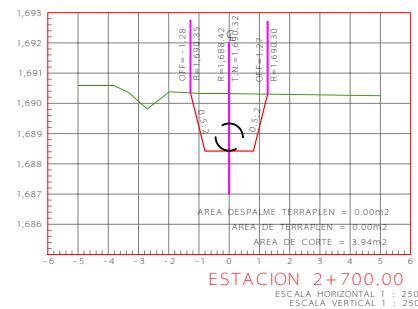
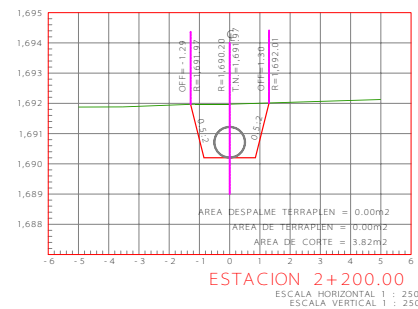
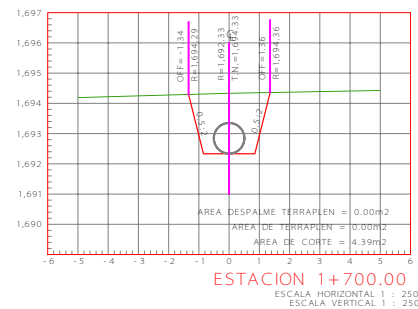
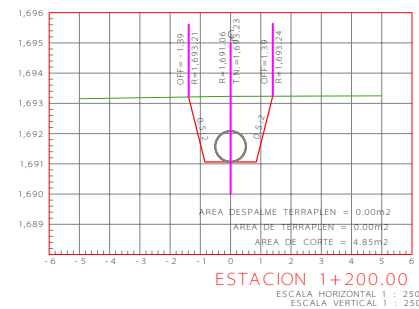
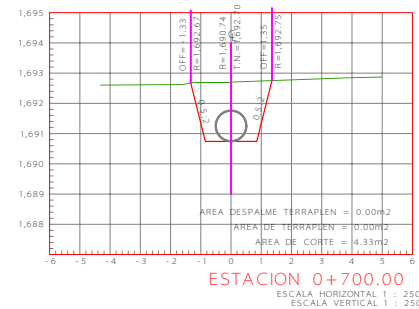
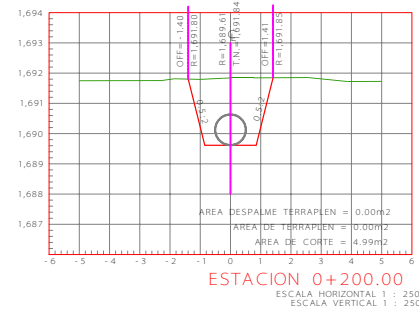
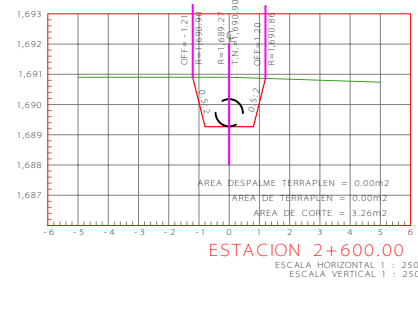
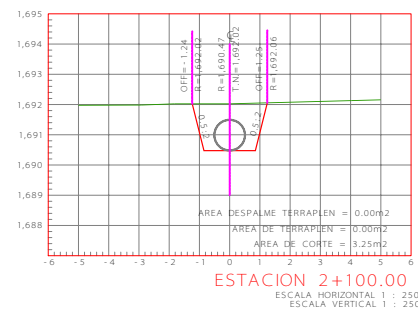
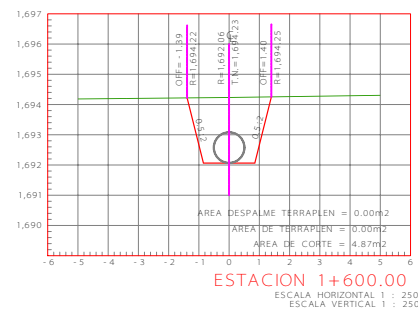
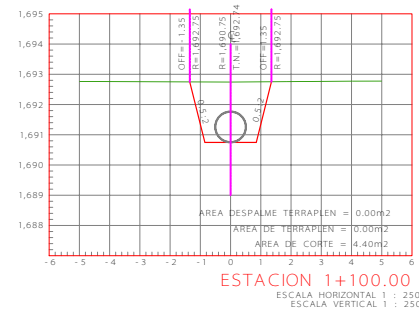
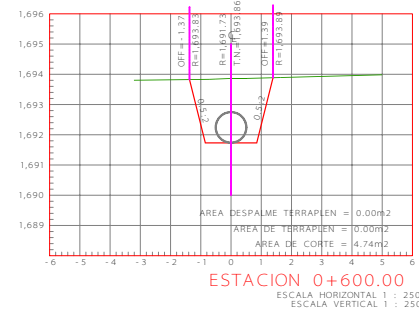
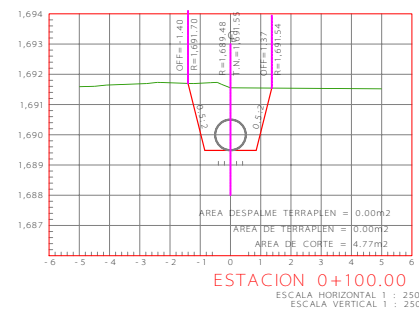
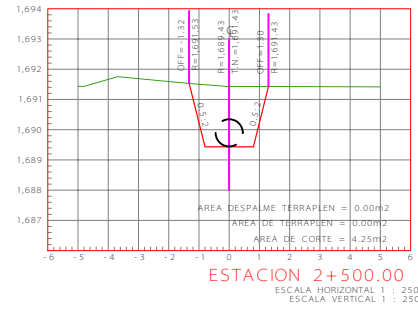
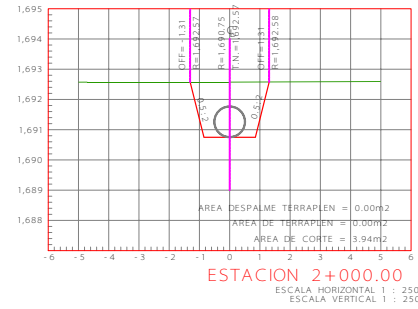
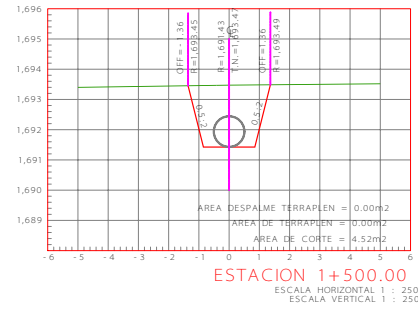
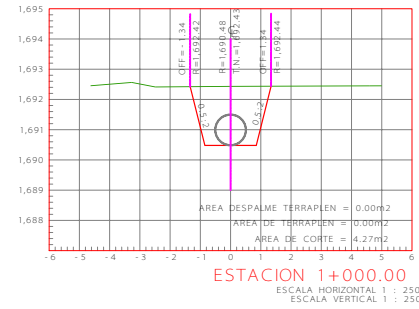
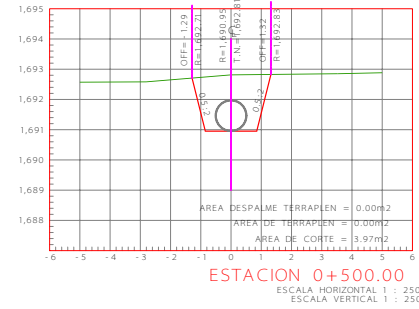
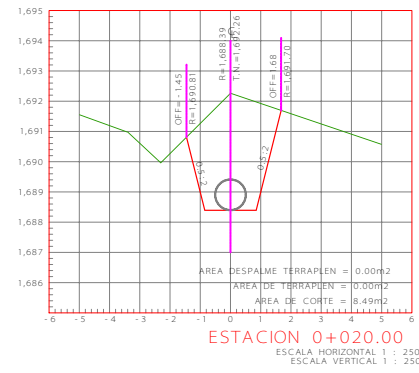
ESTUDIOS PARA MODERNIZACIÓN DE LA DERIVADORA
DIQUE ALTO, SOBRE EL RÍO TURBIO, DEL DISTRITO DE
RIEGO 011 ALTO RÍO LERMA, GUANAJUATO.

PERFIL GENERAL DEL PROYECTO DEL KM 2+499.22 AL KM 4+963.45

ING. DAVID MAURICIO JIMENEZ CRUZ

PERFIL GENERAL ESCALA 1:8000 ENERO 2013 PLANO 6 DE 11

PLANO 7.- SECCIONES DEL KM 0+020.00 AL KM 2+900.00



SIMBOLOGÍA GENERAL

- TUBO PRFV 1000 MM
- TUBO PRFV 900 MM
- SECCIÓN TRANSVERSAL DEL TERRENO

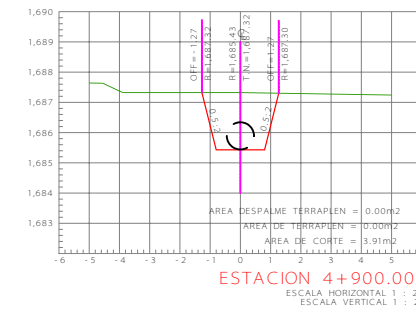
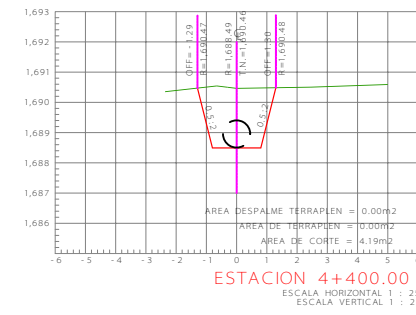
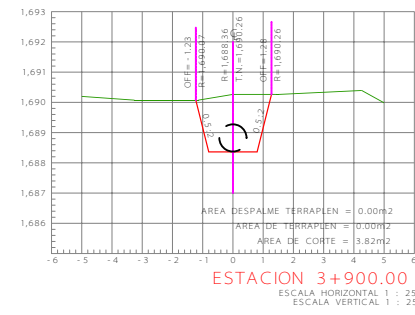
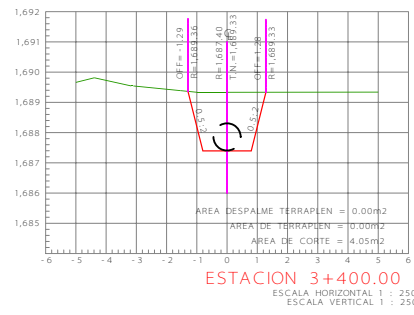
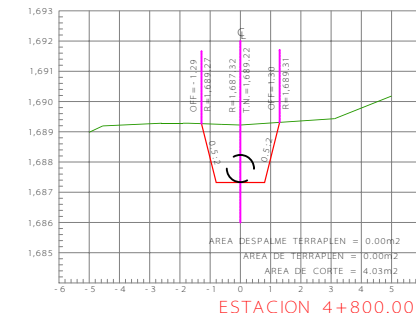
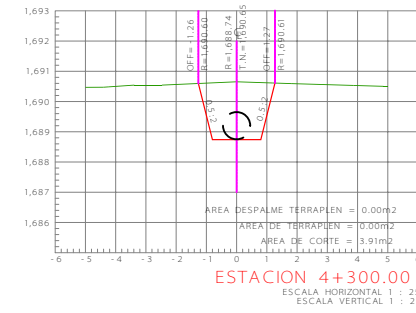
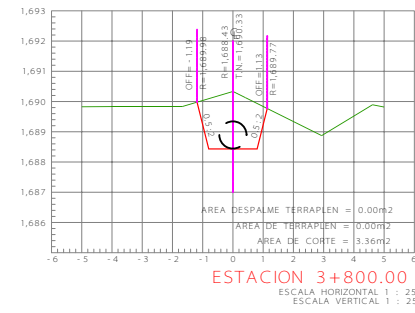
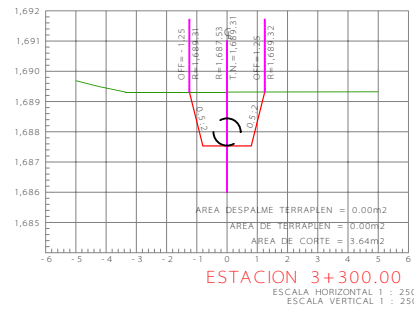
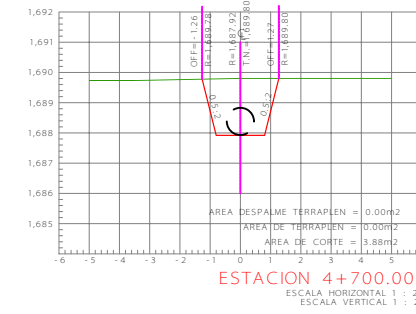
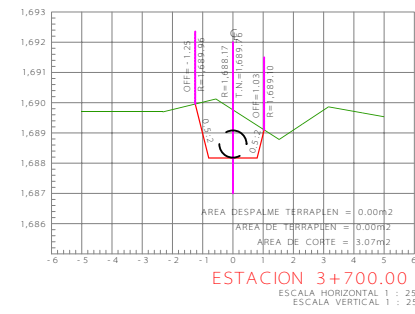
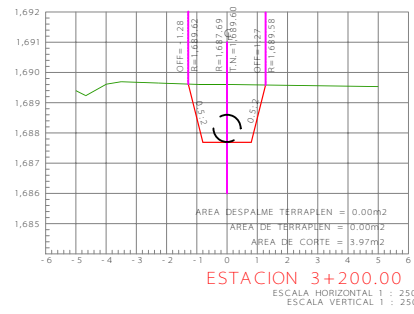
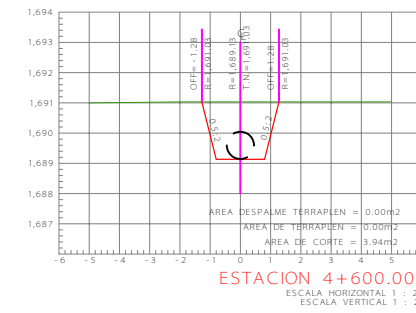
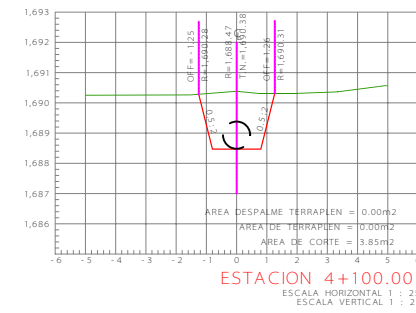
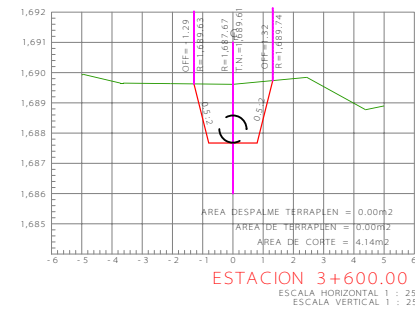
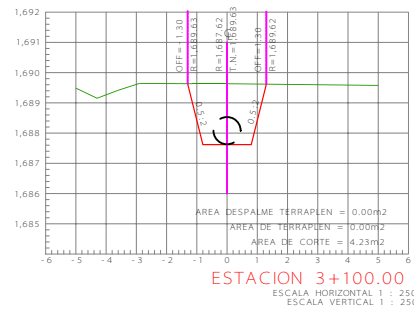
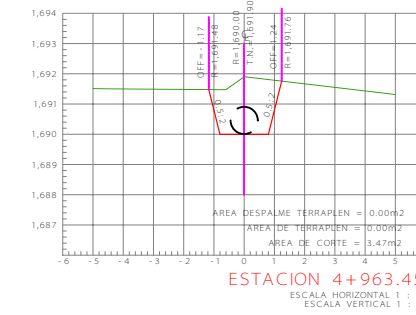
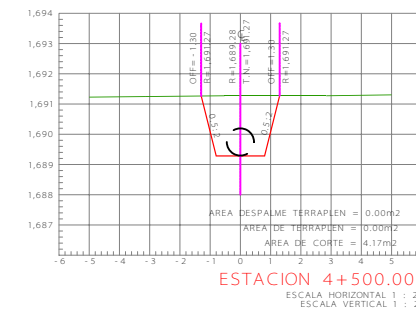
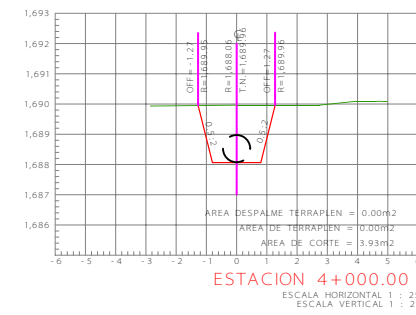
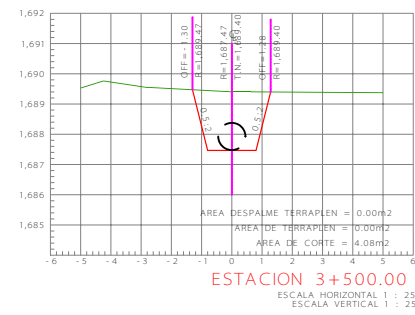
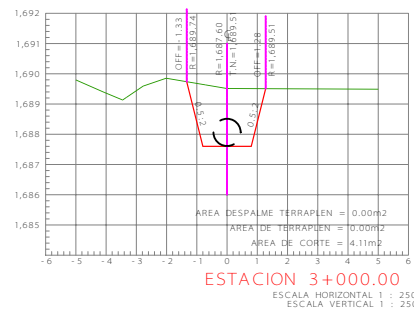
**Colegio de Postgraduados
Programa de Hidrociencias**

ESTUDIOS PARA MODERNIZACIÓN DE LA DERIVADORA
DIQUE ALTO, SOBRE EL RÍO TURBIO, DEL DISTRITO DE
RIEGO 011 ALTO RÍO LERMA, GUANAJUATO.

SECCIONES DEL KM 0+020.00 AL KM 2+900.00

ING. DAVID MAURICIO JIMENEZ CRUZ

PLANO 8.- SECCIONES DEL KM 3+000.00 AL KM 4+963.45



MACROLOCALIZACIÓN






UBICACIÓN DEL PROYECTO



SIMBOLOGÍA

SIMBOLOGÍA GENERAL

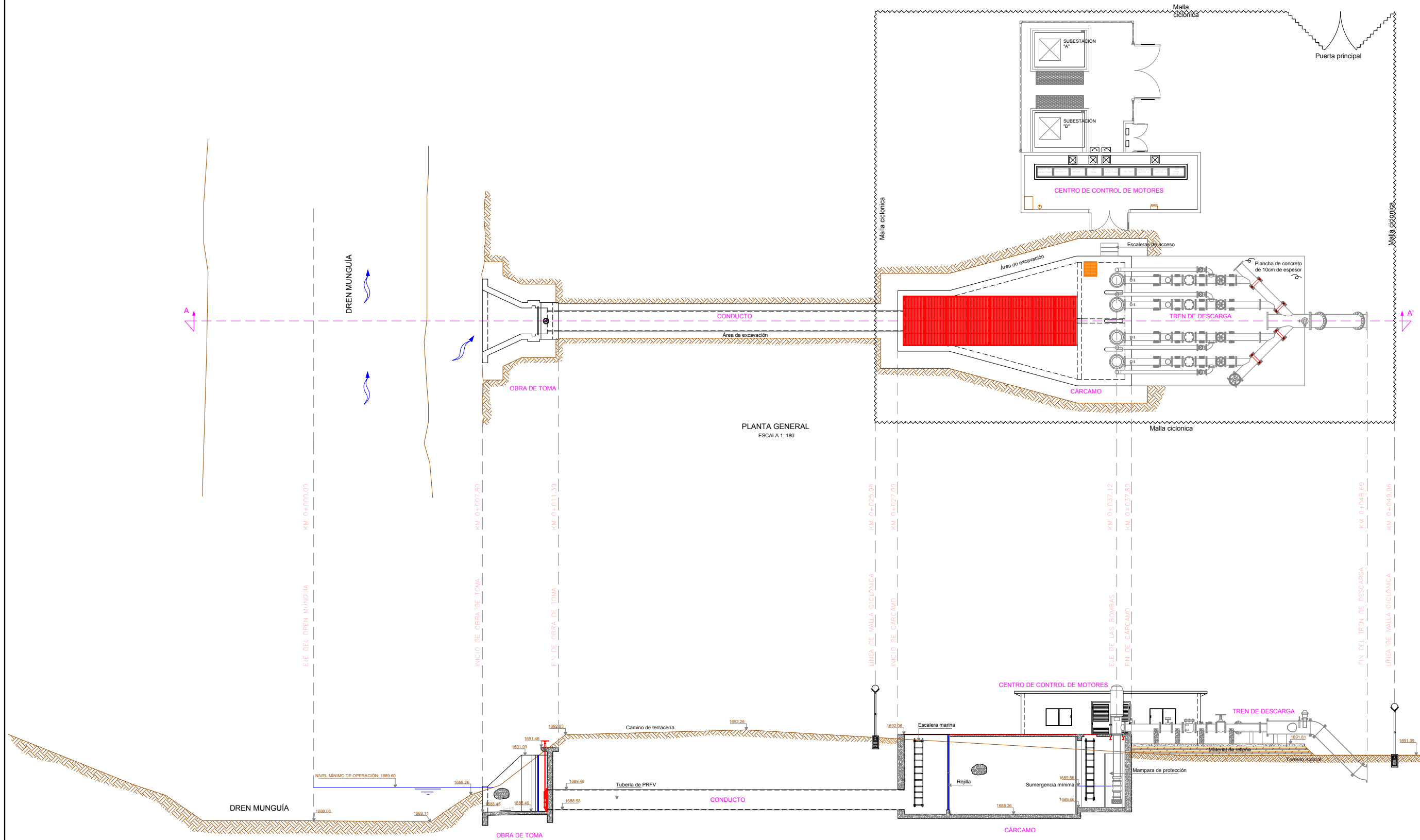
-  TUBO PRFV 1000 MM
-  TUBO PRFV 900 MM
-  SECCIÓN TRANSVERSAL DEL TERRENO



ESTUDIOS PARA MODERNIZACIÓN DE LA DERIVADORA DIQUE ALTO, SOBRE EL RÍO TURBIO, DEL DISTRITO DE RIEGO 011 ALTO RIO LERMA, GUANAJUATO.

SECCIONES DEL KM 3+000.00 AL KM 4+963.45

ING. DAVID MAURICIO JIMENEZ CRUZ



PLANTA GENERAL
ESCALA 1: 180

PERFIL POR EL EJE A - A'
ESCALA 1: 180

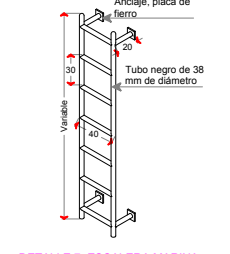
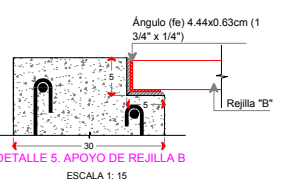
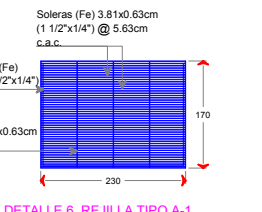
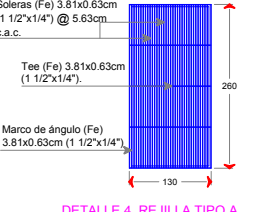
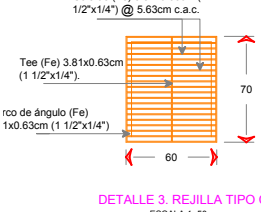
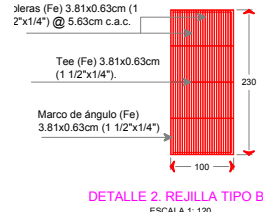
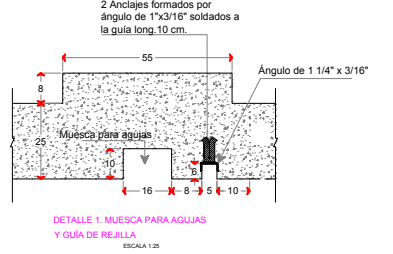
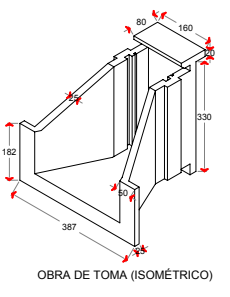
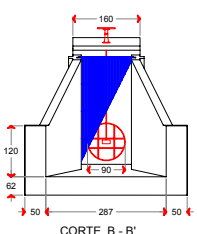
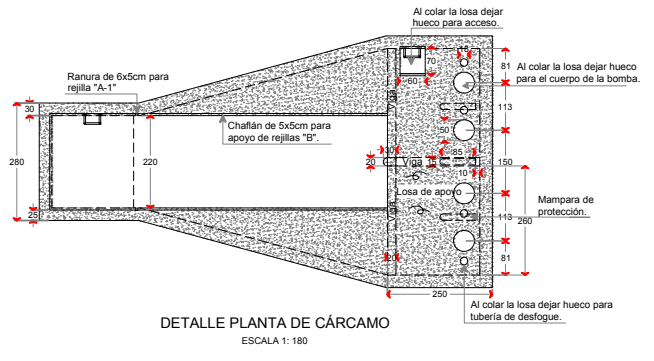
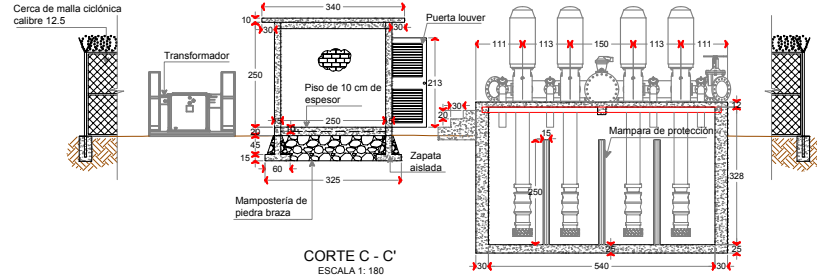
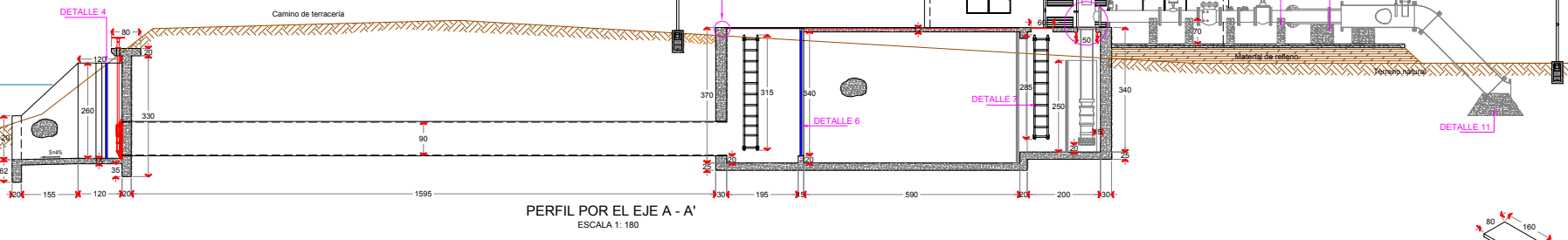
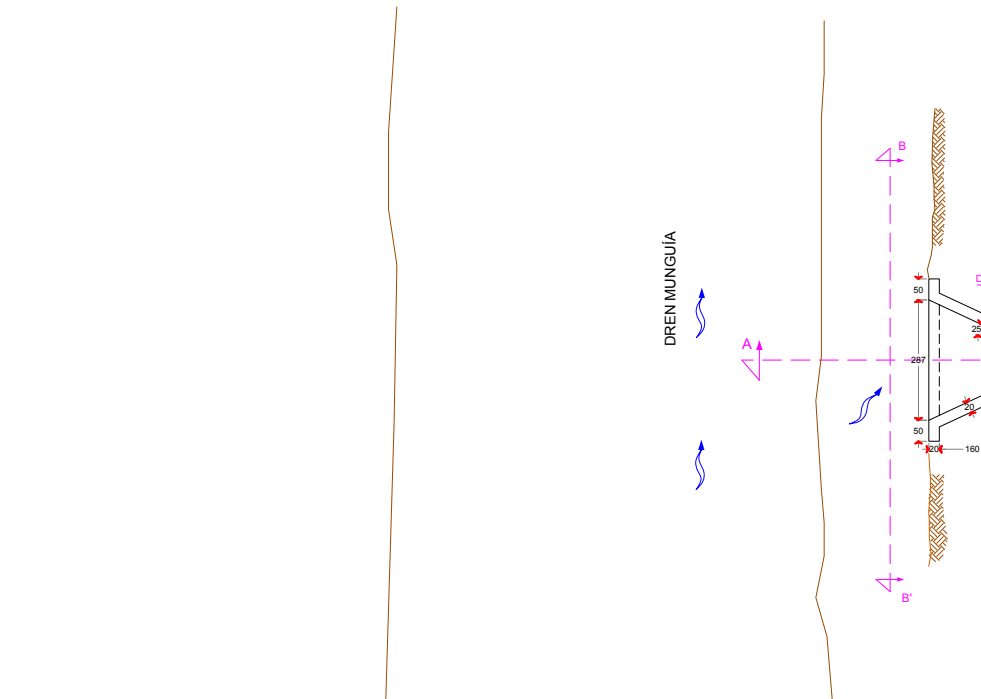
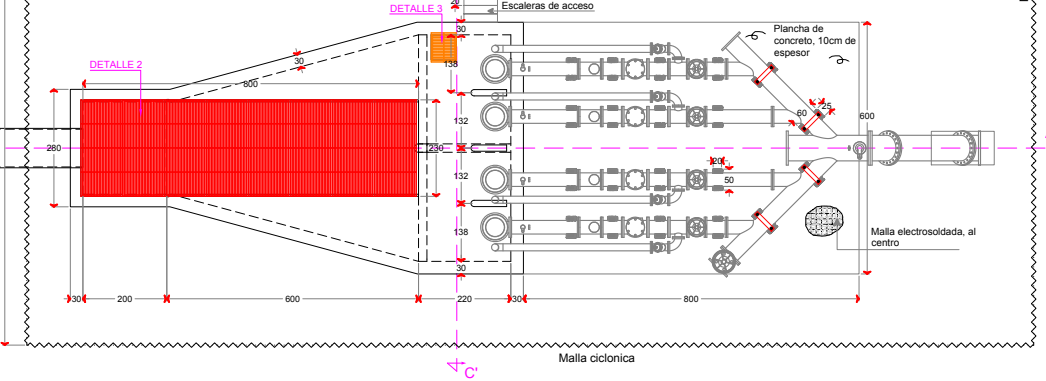
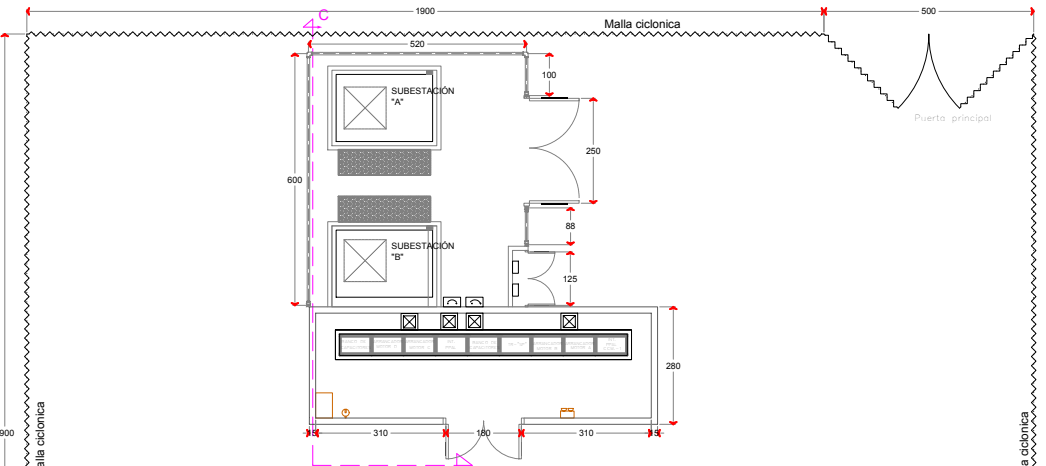
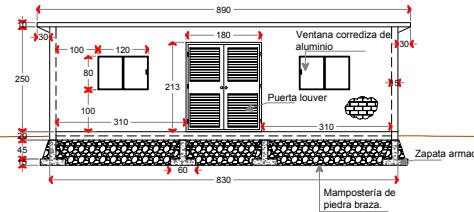
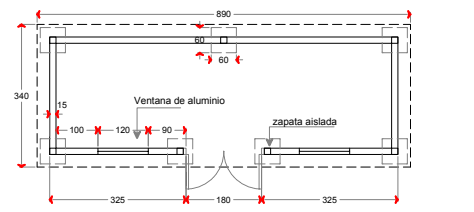
Colegio de Postgraduados
 Programa de Hidrociencias

ESTUDIOS PARA MODERNIZACIÓN DE LA DERIVADORA
 DIQUE ALTO, SOBRE EL RIO TURBIO, DEL DISTRITO DE
 RIEGO 011 ALTO RIO LERMA, GUANAJUATO.

PLANO GENERAL

ING. DAVID MAURICIO JIMENEZ CRUZ

PLANO GENERAL | ESCALA 1: 180 | ENERO 2013 | PLANO 9 DE 11



Colegio de Postgraduados
Programa de Hidrociencias

ESTUDIOS PARA MODERNIZACIÓN DE LA DERIVADORA DIQUE ALTO, SOBRE EL RÍO TURBIO, DEL DISTRITO DE RIEGO 011 ALTO RÍO LERMA, GUANAJUATO.

PLANO GEOMÉTRICO

ING. DAVID MAURICIO JIMÉNEZ CRUZ

PLANO GEOMÉTRICO | ESCALA 1: 180 | ENERO 2013 | PLANO 10 DE 11

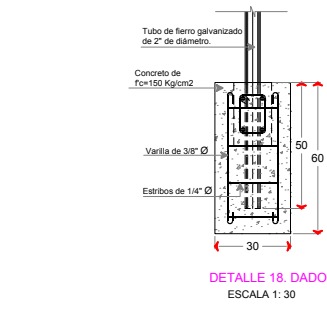
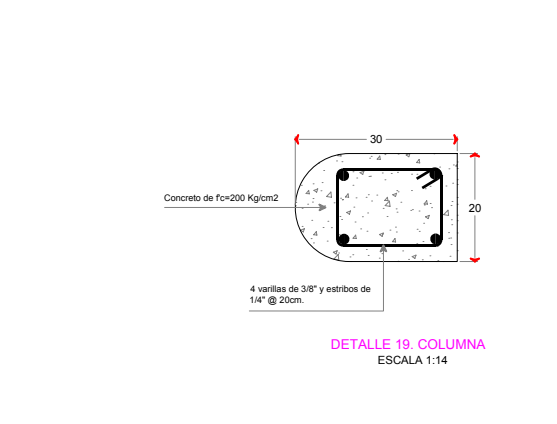
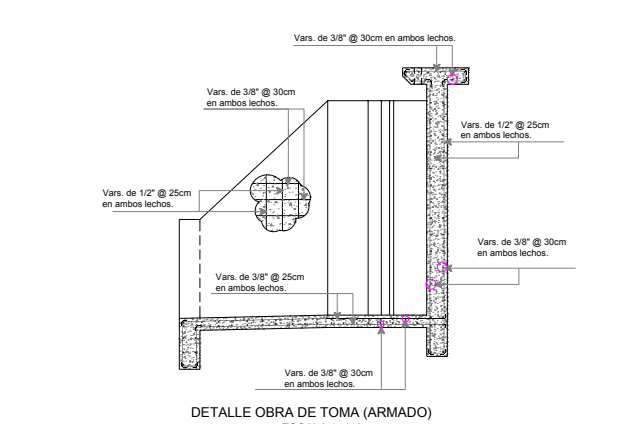
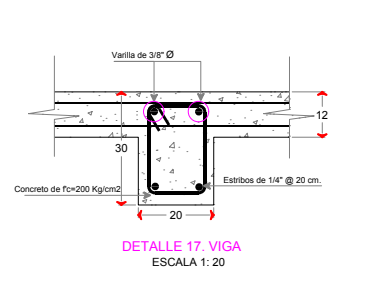
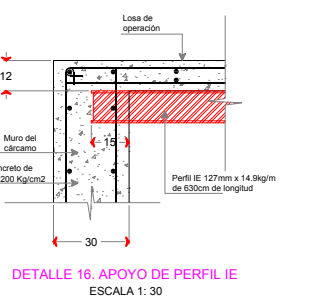
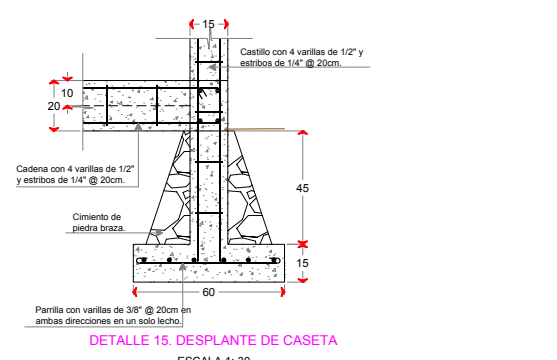
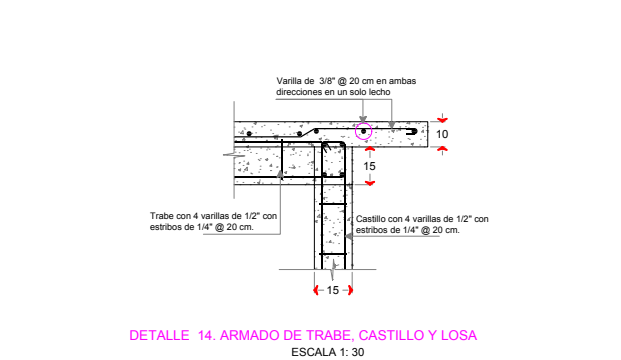
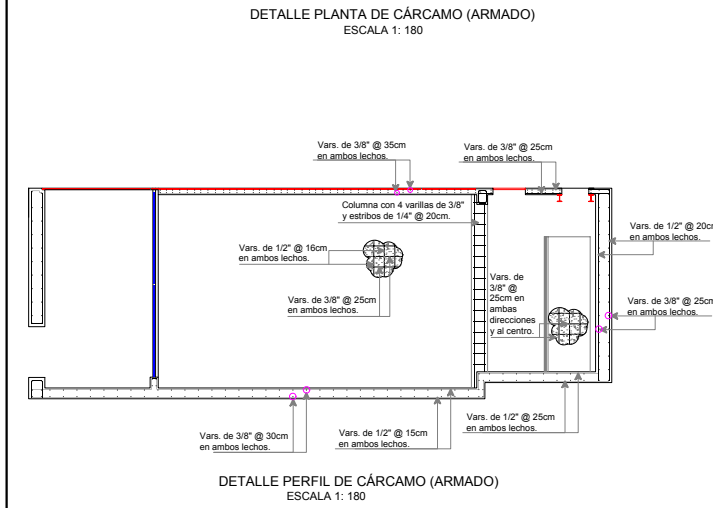
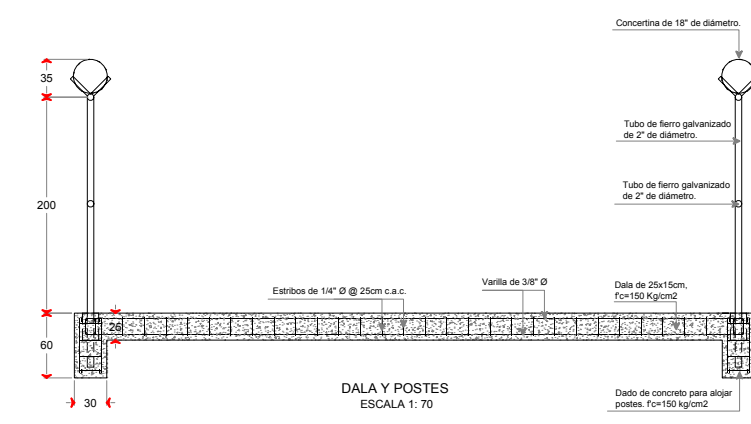
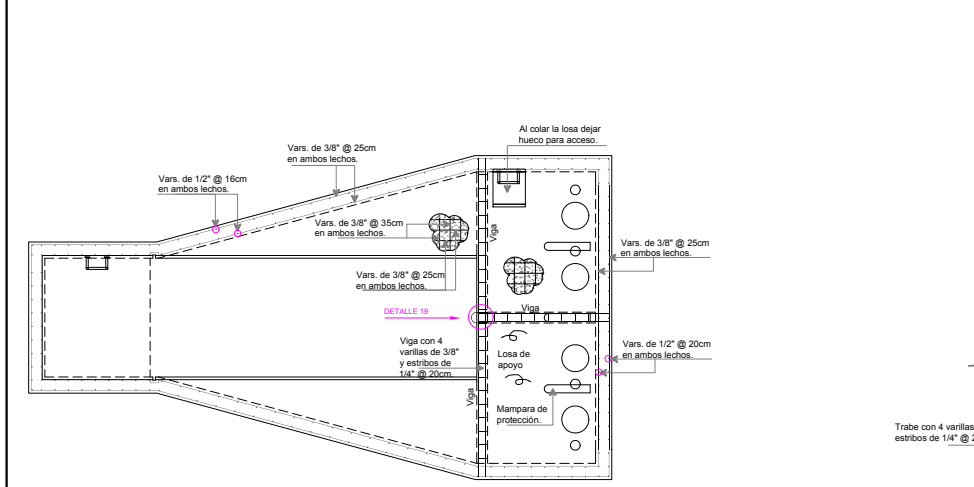
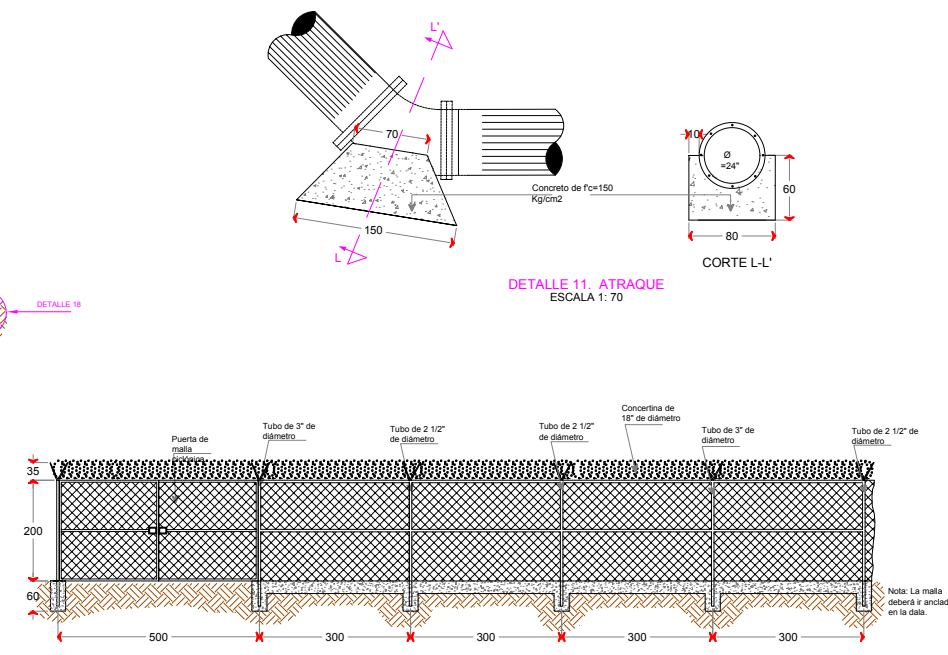
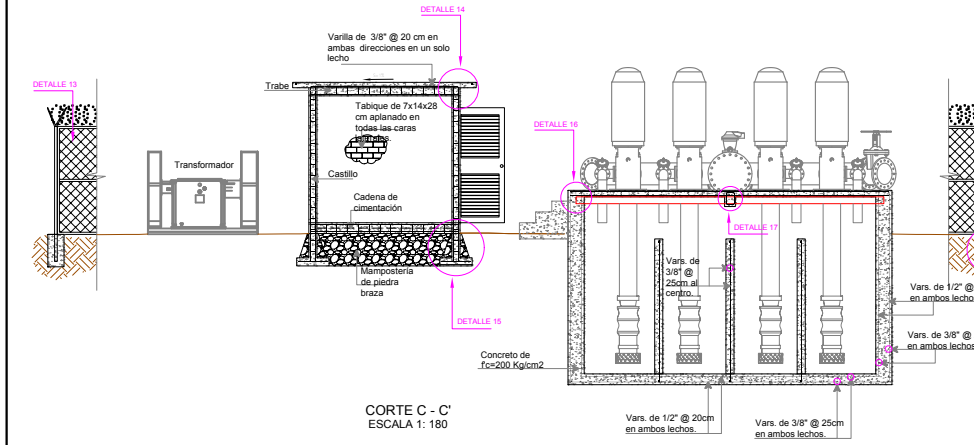
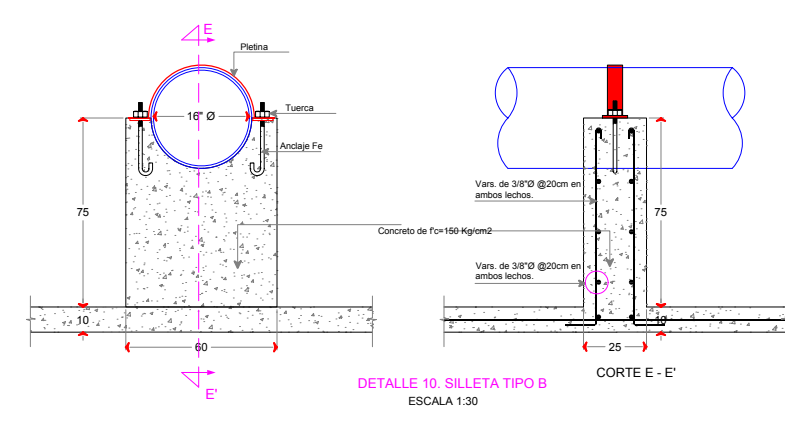
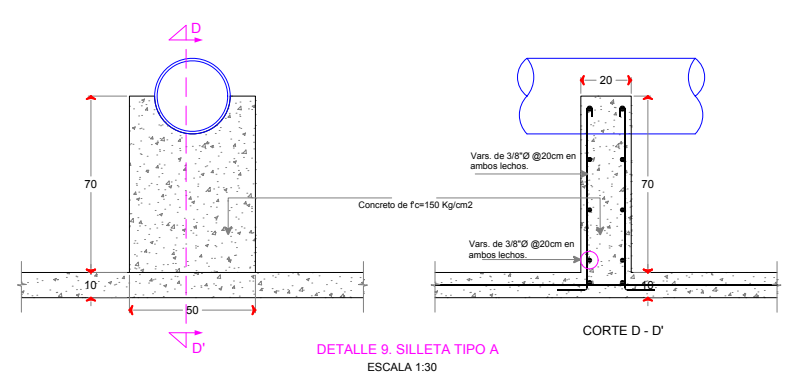
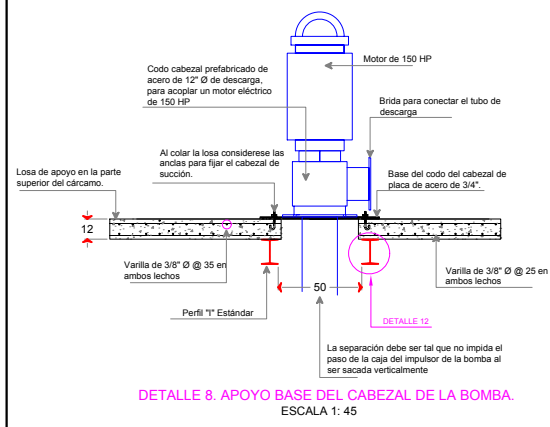


TABLA DE GANCHOS ESTÁNDAR Y DIÁMETROS DE DOBLEZ

No. de Varilla	Diámetro de doblez	Longitud	Repl
3	5,72	17	17
4	7,65	22	20
5	9,53	28	24
6	11,43	33	29
8	15,24	44	38

TABLA DE TRASLAPES

No. de Varilla	Lecho Inferior	Lecho Superior
3	30	40
4	45	55
5	55	70
6	70	85
8	120	150