



UNIVERSIDAD DE
COSTA RICA

Facultad de Ingeniería

Escuela de Ingeniería de Biosistemas

Trabajo Final de Graduación para optar por el título de Licenciatura
en Ingeniería Agrícola y de Biosistemas

**DISEÑO HIDRÁULICO DE CANALES PRIMARIOS Y
SECUNDARIOS PARA RIEGO EN EL BLOQUE 4 DE LA
MARGEN DERECHA DEL RÍO TEMPISQUE
PAACUME-SENARA**

Estudiante:

Esteban Jose Campos Coto B11372

Directora: Dra. Alejandra Rojas González

Asesor 1: MSc. Marvin Coto Hernández

Asesor 2: Dr. Felipe Calleja Apéstegui

16 de febrero de 2023

Aprobación

Esta práctica dirigida fue aceptada por la Comisión de Trabajos Finales de Graduación de la Escuela de Ingeniería de Biosistemas de la Universidad de Costa Rica, como requisito para optar por el grado y título de Licenciatura en Ingeniería Agrícola y de Biosistemas.



Bach. Esteban Campos Coto.

Candidato



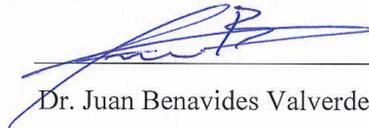
Dra. Alejandra Rojas González

Directora TFG



M.Sc. Marvin Coto Hernández

Comité Asesor



Dr. Juan Benavides Valverde

Miembro Tribunal Examinador



Dr. Felipe Calleja Apéstegui

Comité Asesor



Dra. Kattia Solís Ramírez

Presidenta Tribunal Examinador

DEDICATORIA

Para mi familia por su apoyo incondicional a lo largo de este proceso, sin ellos esto no hubiese sido posible.

AGRADECIMIENTOS

A mi directora, la Dra. Alejandra Rojas por su confianza para llevar acabo este proyecto tan importante y permitirme la oportunidad de participar en una institución tan importante como el Ser vicio Nacional de Aguas Subterráneas, Riego y Avenamiento (SENARA).

A mi comité asesor, Marvin Coto y Felipe Calleja, por todos sus consejos y recomendaciones para que este proyecto se realizara de la mejor manera.

Al ingeniero Gustavo Díaz Gutiérrez por su ayuda en el diseño de la línea de presión, así como por todo el conocimiento compartido a lo largo de la carrera.

A la Dra. Melissa Rojas Downing por su ayuda y dedicación en la presentación de la propuesta de este trabajo ante la Comisión de Trabajos Finales de Graduación (CTFG).

Al Servicio Nacional de Aguas Subterráneas, Riego y Avenamiento, por abrirme las puertas y a sus funcionarios del Distrito de Riego Arenal Tempisque: Rebeca Carvajal Carballo, María Fernanda Araya Herrera, Vladimir Jiménez Salazar, Osvaldo Quirós Arias y en especial a Marvin Barrantes Castillo y Henry Bravo Calvo quienes no solo me ayudaron en este trabajo sino que me incluyeron como uno más en distintas reuniones y capacitaciones del PAACUME donde aprendí muchísimo acerca de infraestructura hidráulica.

Al ingeniero Fernando Arroyo Zúñiga por su apoyo en el diseño de los planos del proyecto.

Finalmente a mi grupo de trabajo universitario y amigos, Andrés Monge, Camila Perdomo, Daniel Ávila y Josué Jiménez, de quienes siento profunda admiración y espero poder algún día llegar a trabajar juntos.

Índice

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. ÁREA DE ESTUDIO Y JUSTIFICACIÓN	1
1.2. DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA	2
2. MARCO TEÓRICO	4
2.1. Descripción del proyecto	4
2.2. Descripción General de Canales Hidráulicos	7
2.2.1. Pérdidas por infiltración, evaporación y eficiencia de conducción	10
2.2.2. Trazado de Canales	14
2.2.3. Planos y especificaciones	16
2.3. Estructuras Hidráulicas Principales	18
2.3.1. Sifones invertidos	18
2.3.2. Transiciones de entrada y salida	20
2.3.3. Represas	23
2.3.4. Checks	23
2.3.5. Tomas de parcela y derivación a canales secundarios	24
2.3.6. Vertedores laterales de excedencia	26
2.4. Herramientas de diseño	28
2.4.1. LIDAR	28
2.4.2. H-Canales	29
2.4.3. HEC-RAS	29
2.4.4. Civil 3D	30
2.5. Influencia de eventos climáticos sobre la red de canales	30
2.6. ASPECTOS LEGALES	32
2.6.1. Ley Forestal	32
2.6.2. Ley de Aguas	32
2.6.3. Ley de Expropiaciones	32
2.6.4. Ley de Biodiversidad	33
2.6.5. Ley financiamiento del PAACUME	34
3. OBJETIVOS	34
3.1. Objetivo General	34
3.2. Objetivos Específicos	34
4. METODOLOGÍA	34
4.1. Objetivo 1:Planeamiento físico de la red de canales	35
4.2. Objetivo 2: Diseño Hidráulico de Canales	39
4.2.1. Tuberías de baja presión	39
4.3. Objetivo 3: Diseño Hidráulico de Estructuras	42
4.3.1. Sifones invertidos	42
4.3.2. Represas	43
4.3.3. Vertedores de excedencia	46

4.3.4.	Línea de Presión	48
5.	RESULTADOS	48
5.1.	Objetivo 1:Planeamiento físico de la red de canales	48
5.1.1.	Propuesta de diseño Canal Alto 1	52
5.1.2.	Propuesta de diseño Canal Alto 2	55
5.2.	Objetivo 2: Diseño Hidráulico de canales primarios y secundarios	58
5.2.1.	Diseño de Canal Alto 1	58
5.2.2.	Diseño de Canal Alto 2	62
5.3.	Objetivo 3: Diseño Hidráulico de estructuras principales	67
5.3.1.	Línea de Presión	67
5.3.2.	Sifones invertidos	71
5.3.3.	Represas	97
5.3.4.	Tomas de parcela y canales secundarios	114
5.3.5.	Vertedores laterales de excedencia	116
6.	CONCLUSIONES	118
7.	RECOMENDACIONES	119
8.	REFERENCIAS	120
9.	Anexos	124
9.1.	Anexo 1. Áreas de riego para determinación de caudales	124
9.2.	Anexo 2. Cálculos de las características hidráulicas de las secciones típicas del Canal principal Alto 1.	126
9.3.	Anexo 3. Cálculos de las características hidráulicas de las tuberías a baja presión del Canal Alto 1.	127
9.4.	Anexo 4. Cálculos de las características hidráulicas de las secciones típicas del Canal principal Alto 2.	128
9.5.	Anexo 5. Cálculos de las características hidráulicas de las tuberías a baja presión del Canal Alto 2.	129
9.6.	Anexo 6. Cuadro hidráulico de caudales por tramo para el Canal Alto 1.	130
9.7.	Anexo 7. Cuadro hidráulico de caudales por tramo para el Canal Alto 2.	131
9.8.	Anexo 8. Sitio de entrega de agua para tratamiento de agua potable CA1.	132
9.9.	Anexo 9. Sitio de entrega de agua para tratamiento de agua potable y sector turismo CA2.	133
9.10.	Anexo 10. Caudales de diseño y dimensiones de los sifones invertidos propuestos .	134
9.11.	Anexo 11. Planos finales del diseño Canal Alto 1.	135
9.12.	Anexo 12. Planos finales del diseño Canal Alto 2.	145

Índice de figuras

1.	Concesiones en la cuenca Tempisque («SINIGIRH - Sistema Nacional de Información para la Gestión Integrada del Recurso Hídrico», s.f.) y Subdistritos del DRAT, información tomada de SAGIRH UCR-DRAT.	3
2.	Componentes de PAACUME (SENARA, 2022).	4
3.	Ubicación de la distribución de canales secundarios. Información suministrada por el SENARA.	6
4.	Ecuaciones para la sección transversal de un canal trapezoidal. Elaborado a partir de la literatura de Sotelo Ávila (2002).	7
5.	Esquema general de la sección trapezoidal.	9
6.	Cálculo de ET para el área del PAACUME (SENARA, 2018).	11
7.	Coeficientes del tanque evaporímetro (k_p) para el tanque Clase A para diversas localizaciones y ambientes de los tanques y varios valores de velocidad media de viento y de humedad relativa (Serie FAO Riego y drenaje No.24). Tomado de (Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y la Agricultura (FAO), 2006).	12
8.	Uso de paneles solares para reducción de la evaporación del agua en canales de distribución de agua (Palou, 2022).	13
9.	Eficiencia de un sistema de riego (Dirección General de Infraestructura Agraria y Riego (DGIAR), 2015).	15
10.	Ejemplo de vista de plano perfil en un canal hidráulico.	17
11.	Ejemplo de vista en planta de un canal hidráulico.	17
12.	Elementos de una curva en un alineamiento en planta. Tomado de (Rojas, 2015).	18
13.	Entrada y ductos de un sifón invertido de dos tuberías de concreto utilizado en el DRAT.	19
14.	Transiciones utilizadas en el DRAT.	20
15.	Diseño común de transiciones de entrada y de salida para sifones (Ven te Chow, 1994).	22
16.	Ejemplo de presa con compuerta utilizada en el DRAT.	24
17.	Ejemplo de toma con doble compuerta (Villón-Béjar, 2005).	25
18.	Ejemplo de toma con una sola compuerta ubicada en el DRAT, Canal Sur tramo II.	25
19.	Derivación de canal principal a secundario utilizada en el DRAT, Canal Oeste.	26
20.	Ejemplo de vertedor de excedencias utilizado en el DRAT en tramo alejado del cauce.	26
21.	Ejemplo de vertedor de excedencias utilizado en el DRAT en tramo paralelo a cauce de un río.	27
22.	Vista en planta, perfil y sección transversal vertedero lateral (Villón-Béjar, 2005).	27
23.	A) Fotografía ortorretificada de la zona del río Sucio sobre Ruta N°32. B) MED con vegetación generado con una resolución de 4 puntos/ m^2 , C) MED sin vegetación ni estructuras (Ruíz et al., 2014).	28
24.	Ejemplo de levantamiento LIDAR utilizado en el proyecto. A la izquierda MED generado para el bloque 1 de LIDAR y a la derecha fotografía ortorretificada del bloque 1 de LIDAR.	29

25.	Sección de la red de canales del proyecto PAACUME y manchas de inundación durante la tormenta Nate (Espinoza Rivera, 2018).	31
26.	Propiedades clasificadas por tamaño de área, con potencial de riego y paso de la red de canales PAACUME 2022. Elaborado por: Vladimir Jiménez Salazar.	37
27.	Propiedades incluidas con condición de riego y paso de la red de canales PAACUME 2022. Elaborado por: Vladimir Jiménez Salazar.	38
28.	Ejemplo de toma para tuberías de baja presión (Clase 1 tipo R).	40
29.	Válvula mariposa de palanca HF tipo Lug.	41
30.	Dimensiones de válvula mariposa de palanca HF tipo Lug.	41
31.	Perfil idealizado de las estructuras requeridas para el diseño de un sifón.	42
32.	Características estructurales de un sifón invertido, plano planta y perfil (United States Department of the Interior Bureau of Reclamation, 1978).	43
33.	Plano de vista perfil de un tablero de compuerta tipo A.	44
34.	Dimensiones en mm para una hoja de compuerta deslizante rectangular para represa.	45
35.	Dimensiones en mm para aliviadero lateral.	47
36.	Plano de vista en planta de aliviadero lateral.	47
37.	Plano de vista en perfil de aliviadero lateral con caída.	48
38.	Plano de vista en perfil de aliviadero lateral sin caída.	48
39.	Comparación del trazo del CA con el total de la red de canales PAACUME 2022 del estudio de factibilidad.	49
40.	Comparación del trazado de canales propuesto para el CA en relación con el trazado realizado en estudio de factibilidad	50
41.	Análisis de las elevaciones del área de estudio para el trazo de canales primarios del bloque 4.	51
42.	Planeamiento físico para propuesta de diseño CA1.	52
43.	Esquema Hidráulico para el canal CA1 del bloque 4.	53
44.	Áreas de riego para el Canal Alto 1 del bloque 4.	54
45.	Planeamiento físico para propuesta de diseño CA1.	55
46.	Esquema Hidráulico para el canal CA2 del bloque 4.	56
47.	Áreas de riego para el canal CA2 del bloque 4.	57
48.	Detalle de ubicación y propiedades beneficiadas por medio de CA1-1.	59
49.	Detalle de ubicación y propiedades beneficiadas por medio de CA1-3.	60
50.	Detalle de ubicación y propiedades beneficiadas por medio de CA1-5.	61
51.	Detalle de ubicación y propiedades beneficiadas por medio de CA2-2, CA2-4, CA2-6 y CA2-8.	63
52.	Ubicación de línea de presión (línea roja punteada), conexión con canal MD (línea azul) y punto de entrega a canal de descarga (bandera).	68
53.	Detalle de punto de entrega de la línea de presión, líneas amarillas indican el trazo en el punto de inicio de CA1 y CA2.	69
54.	Ilustración de propuesta sistema de compuertas para distribución de caudales, línea de impulsión.	69
55.	Detalle de instalación de válvulas de aire.	70
56.	Ubicación de sifones invertidos propuestos para CA2.	71

57.	Ortofoto de la ubicación del Sifón San Blas, círculos pequeños de color cian indican el inicio y final del sifón.	72
58.	Curvas de nivel cada 20 cm utilizadas para determinar el estacionamiento del sifón.	73
59.	Perfil idealizado de las estructuras requeridas para el diseño del sifón San Blas.	73
60.	Perfil longitudinal preliminar del sifón, diques y río San Blas, utilizando información topográfica y software Civil 3D.	74
61.	Esquema de configuración de la transición de entrada al sifón invertido.	76
62.	Esquema de configuración de la transición de salida del sifón invertido.	78
63.	Detalles constructivos de los ángulos en la tubería (United States Department of the Interior Bureau of Reclamation, 1978),	80
64.	Detalle de dimensiones e y tw para transición de concreto tipo I. Imagen basada en la figura 7-2 (United States Department of the Interior Bureau of Reclamation, 1978)	84
65.	Plano vista en planta del Sifon San Blas.	85
66.	Plano vista perfil del Sifon San Blas.	85
67.	Plano vista perfil del Sifón 1+560.	86
68.	Plano vista en planta del Sifón San 1+560.	86
69.	Plano vista perfil del Sifón Sardinal.	87
70.	Plano vista en planta del Sifón Sardinal.	87
71.	Plano vista perfil del Sifón Salitral.	88
72.	Plano vista en planta del Sifón Salitral.	88
73.	Plano vista perfil del Sifón Palmas.	89
74.	Plano vista en planta del Sifón Palmas.	89
75.	Ubicación de sifones invertidos propuestos para CA1.	90
76.	Plano vista perfil del Sifón Palmas.	91
77.	Plano vista en planta del Sifón Palmas.	91
78.	Plano vista perfil del Sifón 5+920.	92
79.	Plano vista en planta del Sifón 5+920.	92
80.	Plano vista perfil del Sifón 6+220.	93
81.	Plano vista en planta del Sifón 6+220.	93
82.	Plano vista perfil del Sifón Río Gallina.	94
83.	Plano vista en planta del Sifón Río Gallina.	94
84.	Plano vista perfil del Sifón La Gallina.	95
85.	Plano vista en planta del Sifón La Gallina.	95
86.	Plano vista perfil del Sifón Río Belén.	96
87.	Plano vista en planta del Sifón Río Belén.	96
88.	Ubicación de represas propuestas para CA1.	97
89.	Análisis de curva de remanso utilizando H-Canales para las represas del primer tramo, ubicadas en el CA1.	99
90.	Análisis de curva de remanso utilizando H-Canales para las represas del segundo tramo, ubicadas en el CA1.	100
91.	Análisis de curva de remanso utilizando H-Canales para las represas del tercer tramo, ubicadas en el CA1.	101
92.	Análisis de curva de remanso utilizando H-Canales para las represas del quinto tramo, ubicadas en el CA1.	102

93.	Análisis de curva de remanso utilizando H-Canales para las represas del sexto tramo, ubicadas en el CA1.	104
94.	Ubicación de represas propuestas para CA2.	105
95.	Análisis de curva de remanso utilizando H-Canales para las represas del primer tramo, ubicadas en el CA2.	107
96.	Análisis de curva de remanso utilizando H-Canales para las represas del segundo tramo, ubicadas en el CA2.	108
97.	Análisis de curva de remanso utilizando H-Canales para las represas del tercer tramo, ubicadas en el CA2.	109
98.	Análisis de curva de remanso utilizando H-Canales para las represas del cuarto tramo, ubicadas en el CA2.	110
99.	Análisis de curva de remanso utilizando H-Canales para las represas del quinto tramo, ubicadas en el CA2.	111
100.	Análisis de curva de remanso utilizando H-Canales para las represas del sexto tramo, ubicadas en el CA2.	112
101.	Análisis de curva de remanso utilizando H-Canales para las represas del séptimo tramo, ubicadas en el CA2.	113
102.	Ubicación de los 2 vertedores de excedencia propuestos para el Canal Alto.	117
103.	Áreas de Riego canal Alto 1.	124
104.	Áreas de Riego canal Alto 2.	125

Índice de tablas

1.	Caracterización inicial de bloques. Información suministrada por el SENARA	5
2.	Componentes planteados inicialmente para cada uno de los bloques. Información suministrada por el SENARA.	6
3.	Cálculo del coeficiente unitario de riego (CUR) máximo (SENARA, 2018).	10
4.	Resumen de la determinación del caudal necesario para abastecer la demanda hidráulica del Canal Alto 1	54
5.	Resumen de la determinación del caudal necesario para abastecer la demanda hidráulica del Canal Alto 2.	58
6.	Secciones transversales canal principal CA1.	58
7.	Datos de nivel de agua inicial, longitud de tuberías, caudales y área regable para tuberías a baja presión del CA1.	58
8.	Propiedades, caudales y carga de operación propuestos para CA 1-1.	59
9.	Diámetros seleccionados para el diseño de la tubería a baja presión del CA 1-1. . .	60
10.	Propiedades, caudales y carga de operación propuestos para CA 1-3.	61
11.	Diámetros seleccionados para el diseño de la tubería a baja presión del CA 1-3. . .	61
12.	Propiedades, caudales y carga de operación propuestos para CA 1-5.	62
13.	Diámetros seleccionados para el diseño de la tubería a baja presión del CA 1-5. . .	62
14.	Secciones transversales canal principal CA2.	62
15.	Datos de nivel de agua inicial, longitud de tuberías, caudales y área regable para tuberías a baja presión del CA2.	63
16.	Propiedades, caudales y carga de operación propuestos para CA 2-2.	64

17.	Diámetros seleccionados para el diseño de la tubería a baja presión del CA 2-2.	64
18.	Propiedades, caudales y carga de operación propuestos para CA 2-4.	64
19.	Diámetros seleccionados para el diseño de la tubería a baja presión del CA 2-4.	65
20.	Propiedades, caudales y carga de operación propuestos para CA 2-6.	65
21.	Diámetros seleccionados para el diseño de la tubería a baja presión del CA 2-6.	66
22.	Propiedades, caudales y carga de operación propuestos para CA 2-8.	66
23.	Diámetros seleccionados para el diseño de la tubería a baja presión del CA 2-8.	66
24.	Resumen Hidráulico del bloque 4.	67
25.	Información de sección transversal del punto de toma de bombeo al canal fuente MD.	68
26.	Datos de entrada para la selección de equipos para la línea de presión.	70
27.	Numeración de sifones invertidos propuestos para CA2, estación y río que cruzan.	71
28.	Detalle de dimensión C para transición de concreto tipo I. Creada a partir de la figura 7-2 (United States Department of the Interior Bureau of Reclamation, 1978)	83
29.	Numeración de sifones invertidos propuestos para CA1, estación y río que cruzan.	90
30.	Numeración de represas propuestas para CA1, estacionamiento y tipo de represa rectangular.	98
31.	Información de sección transversal, estacionamiento y elevación de las represas del CA1.	98
32.	Resultados obtenidos para el cálculo de pérdidas de las represas 0+635 y 1+850.	99
33.	Resultados obtenidos para el cálculo de la represa 4+248.	100
34.	Resultados obtenidos para el cálculo de la represa 5+650.	101
35.	Resultados obtenidos para el cálculo de la represa 7+090.	102
36.	Resultados obtenidos para el cálculo de la represa 9+600.	103
37.	Resultados obtenidos para el cálculo de pérdidas de la represa 10+720	103
38.	Resultados obtenidos para el cálculo de pérdidas de la represa 11+040, 11+750 y 12+300.	104
39.	Resumen de compuertas seleccionadas para el CA1.	105
40.	Numeración de represas propuestas para CA2, estacionamiento y tipo de represa rectangular.	106
41.	Infrórmación de sección transversal, estacionamiento y elevación de las represas del CA2.	106
42.	Resultados obtenidos para el cálculo de pérdidas de la represa 0+760.	107
43.	Resultados obtenidos para el cálculo de pérdidas de la represa 2+125.	108
44.	Resultados obtenidos para el cálculo de pérdidas de la represa 3+825.	109
45.	Resultados obtenidos para el cálculo de pérdidas de la represa 5+400.	110
46.	Resultados obtenidos para el cálculo de pérdidas de la represa 7+620.	111
47.	Resultados obtenidos para el cálculo de pérdidas de las represas 8+675 y 9+875.	112
48.	Resultados obtenidos para el cálculo de pérdidas de la represa 10+630.	113
49.	Resumen de compuertas seleccionadas para el CA2.	114
50.	Estacionamiento y caudal de tomas de derivación canales secundarios CA1.	114
51.	Estacionamiento, propiedades beneficiadas y caudal de tomas de parcela ubicadas en canal principal CA1.	115
52.	Estacionamiento y caudal de tomas de derivación canales secundarios CA2.	116

53.	Estacionamiento, propiedades beneficiadas y caudal de tomas de parcela ubicadas en canal principal CA2.	116
54.	Resultados de vertedor de excedencia propuesto para CA1.	117
55.	Resultados de vertedor de excedencia propuesto para CA2.	117
56.	Caudales por tramo para el Canal Alto 1	130
57.	Caudales por tramo para el Canal Alto 2	131

RESUMEN

La provincia de Guanacaste se ha caracterizado por ser una zona de importancia agrícola y ganadera. Las condiciones climáticas imperantes en la provincia, han provocado el establecimiento de una agricultura de secano y explotación de mantos acuíferos, principalmente en la época seca. Para solucionar esto, PAACUME-SENARA plantea una red de distribución de agua para riego por medio de canales abiertos constituida por cinco bloques. Estos bloques son diseñados utilizando levantamientos topográficos LIDAR de alta resolución y herramientas como Civil 3D, H-Canales y Excel para el diseño hidráulico, de forma que se aproveche al máximo el caudal proveniente de las aguas remanentes de las hidroeléctricas del embalse arenal. La creación de los canales del bloque 4 posibilitará el desarrollo de planes de agricultura en aproximadamente 1972,4 hectáreas, abarcando principalmente los distritos de San Blas, Belén, Comunidad y Palmira. Facilitar el acceso al agua incrementará la productividad de pequeños agricultores, generando un beneficio socio-económico y un mercado más competitivo. El objetivo de este trabajo es realizar el diseño hidráulico de canales primarios y secundarios para riego en el bloque 4 de la margen derecha de PAACUME-SENARA, e integrarlo a la red original del DRAT. Para esto se diseñaron un total de 23,77 km de canales primarios revestidos en concreto, 9,84 km de canales secundarios utilizando tuberías a baja presión, y demás estructuras hidráulicas como sifones invertidos y represas. En total el diseño permitirá transportar 2,67 m³/s para riego y 2 m³/s para agua potable y turismo en Papagayo.

1. INTRODUCCIÓN

1.1. ÁREA DE ESTUDIO Y JUSTIFICACIÓN

Guanacaste es la principal zona productora de cultivos de caña, arroz y pastos para la actividad ganadera en Costa Rica (Vásquez Rosales, 2010). La variabilidad climática en esta región ha hecho que pequeños agricultores practiquen la agricultura de secano, o tengan la necesidad de utilizar pozos legales o ilegales. De igual forma, los grandes agricultores han tenido que abastecer sus sistemas de riego ya sea por medio de concesiones de pozos en la zona, o a través del río Tempisque y otros ríos, en su margen izquierda, la cual ha sido desarrollada por medio del Distrito de Riego Arenal Tempisque (DRAT).

El DRAT es una dependencia del Servicio Nacional de Aguas Subterráneas, Riego y Avenamiento (SENARA) que ha hecho posible el desarrollo de proyectos de irrigación por medio de sistemas de bombeo o riego por gravedad. Sin embargo, la margen derecha no cuenta con canales para riego y la actividad agrícola es suplida solo por concesiones; otorgamientos de derechos de explotación hídrica que no están ajustadas apropiadamente, lo que genera una presión sobre los recursos hídricos tanto superficiales como subterráneos.

La demanda de varios sectores, sumado a la explotación de mantos acuíferos, ha impulsado a desarrollar planes de gestión del recurso hídrico como el Programa Integral de Abastecimiento de Agua Para Guanacaste (PIAAG). Para la ejecución y seguimiento del PIAAG, mediante el decreto ejecutivo N°38665 MP-MIDEPLAN-MINAE-MAG se constituyó la Comisión de Alto Nivel integrada por los jefes de las distintas instituciones relacionadas con el agua y la ejecución de proyectos, también se creó la Secretaria Técnica, encargada del seguimiento de los proyectos y la coordinación de tareas técnicas (Dirección de Agua, s.f.).

En el PIAAG se registran distintos proyectos que buscan ser promovidos por las instituciones para ser apoyados políticamente, en busca de optimizar las redes de distribución del agua para los distintos sectores de consumo humano de agua potable, turismo y riego agropecuario. Dentro del PIAAG, SENARA ha creado el Proyecto Sistema de Abastecimiento de Agua para la Cuenca Media del Río Tempisque y Comunidades Costeras (PAACUME). Con este proyecto se crearía una red principal de 20,0 m³/s, que será distribuida en tres usos: 2,0 m³/s para servicios de agua potable, 1,5 m³/s para turismo y 16,5 m³/s para riego agropecuario (SENARA, 2018). Esto posibilitará el desarrollo de planes de agricultura en aproximadamente 18.800 hectáreas, abarcando los cantones de Santa Cruz, Carrillo y Nicoya.

Cambiar la dependencia del agua de mantos acuíferos por agua superficial, es un proyecto ambicioso que motiva mucho a los principales cantones que van a ser beneficiados. Sin embargo, existen dudas de la población sobre el proyecto tales como: el acceso público al agua, ¿cuáles fincas van a ser beneficiadas? y ¿cómo hacer uso del agua?. Por esta razón, es de vital importancia el desarrollo de canales primarios y secundarios en conjunto con planes de ingeniería moderna de desarrollo agrícola, como el riego por goteo y la implementación de un riego por gravedad más eficiente. Esta práctica dirigida aportará en este aspecto.

Cabe mencionar que el agua no es toda la solución, y todo esto no va a ser posible si no se cambia la mentalidad del productor. Actualmente una de las principales amenazas del recurso hídrico es el mal manejo y la implementación de malas prácticas agrícolas, sumado a esto muchos agricultores carecen de capacitación técnica o no ven rentable la aplicación de sistemas de goteo por su alta inversión inicial y la facilidad de obtener agua de forma ilegal. Un buen sistema de canales primarios

y secundarios reducirá las condiciones críticas de disponibilidad de agua y la afectación de actividades agrícolas por la variabilidad climática que se presenta actualmente, permitiendo transformar la agricultura de secano a una agricultura con riego. Integrar estas infraestructuras hidráulicas a la red de productividad de pequeños agricultores, representará un beneficio socioeconómico para la zona, ayudando a los habitantes de la margen derecha del río Tempisque a centrar la producción en áreas específicas que permitan incrementar la rentabilidad de sus cosechas y ser parte de un mercado más competitivo ante los grandes ingenios y terratenientes de la provincia.

1.2. DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA

Este proyecto es realizado mediante una práctica dirigida en conjunto con el SENARA como responsable del desarrollo de PAACUME. Actualmente se tiene un total de 250 kilómetros de canales, los cuales se encuentran divididos en cinco bloques. De estos se pretende trabajar con el diseño hidráulico del bloque 4, el cual abarca una extensión aproximada de 23.769 m de canales primarios y 9.843,88 m de canales secundarios. Además de realizar el diseño de estructuras hidráulicas como represas y sifones invertidos, se ubicarán las tomas de parcela, derivación a canales secundarios y vertedores de excedencia.

Actualmente una parte del riego en la zona de Guanacaste se encuentra abastecido por el río Tempisque y pozos legales e ilegales. Debido a la falta de capacitación técnica de los productores y la alta demanda en la zona, se ha dado un consumo del agua no regulado, ocasionando una sobreexplotación del río y mantos acuíferos. Sumado a esto, la ley de aguas sigue permitiendo la concesión y legalización de más pozos que agravan el problema. Tal como se muestra en la figura 1, actualmente se tiene un total de 1.807 concesiones sin tomar en cuenta la cantidad de pozos ilegales sin registrar. Ante esta situación, es de vital importancia cambiar la mentalidad al productor y presentar propuestas aplicables que generen una mejor gestión del recurso hídrico y les permita sacar un mejor provecho de este.

El estudio de factibilidad desarrollado por el SENARA (2018), menciona que la red de conducción y distribución planteada para la margen derecha del río Tempisque, tiene una longitud total de aproximadamente 271 kilómetros. Se considera la construcción de canales abiertos (116,2 km red primaria y secundaria y 38,6 km red terciaria), tuberías a baja presión por gravedad, sistemas de bombeo y redes presurizadas de conducción y distribución, que van a ser diseñadas conforme a las condiciones topográficas y sitios de entrega establecidos. Ver figura 1 para mayor detalle del área de PAACUME.

Existe una necesidad en el diseño hidráulico de los sectores de actividad turística y riego agropecuario, por lo tanto para lograr llevar el agua a estos, se valoraron las siguientes propuestas para este proyecto:

1. La planicie aledaña al río Tempisque en su margen derecha parte de una elevación máxima de 30 msnm; razón por la cual se propone:

- La ubicación de una red de distribución por gravedad a partir de la cota 30 a la cota 21,5 msnm.
- La ubicación de una estación de bombeo que eleve el agua a la cota 30 msnm, a partir de la cual, se ubicará una red de distribución para cubrir el resto del área regable (estación 3+410 del canal MD) - Chalaco.

- La ubicación de una estación de bombeo que eleve el agua de la cota 27,50 a la 30 msnm a partir de la cual se ubicará una red de distribución para cubrir el resto del área regable (26+170 del canal MD) - Bernabela.

2. Los terrenos asignados para riego agropecuario ubicados en el sector de Sardinal de Carrillo y en el sector de las comunidades de Portegolpe, Cartagena, Huacas, Lorena, el Llano, entre otras, que tienen una elevación mayor, serán dotados con una red de distribución a presión, para lo cual se valoran dos posibilidades:

- Bombeo a uno o varios sitios altos donde se construya un embalse, a partir del cual se construya una red de distribución de agua por gravedad hasta los usuarios.
- Bombeo directo hasta las propiedades de los usuarios.

3. Desarrollos turísticos que se extienden desde Papagayo hasta el sector de Tamarindo, que requieren agua para riego y se ubican dentro del área de cobertura de PAACUME.

- Serán atendidos con redes de distribución de agua a presión.
- Construcción de reservorios o sitios de entrega en la parte alta, de tal forma que, a partir de ahí con inversión privada de los mismos usuarios, el agua sea distribuida a cada uno conforme con la asignación definida de acuerdo con sus requerimientos técnicamente definidos y las posibilidades del PAACUME, a partir de la reutilización para riego de sus aguas residuales.

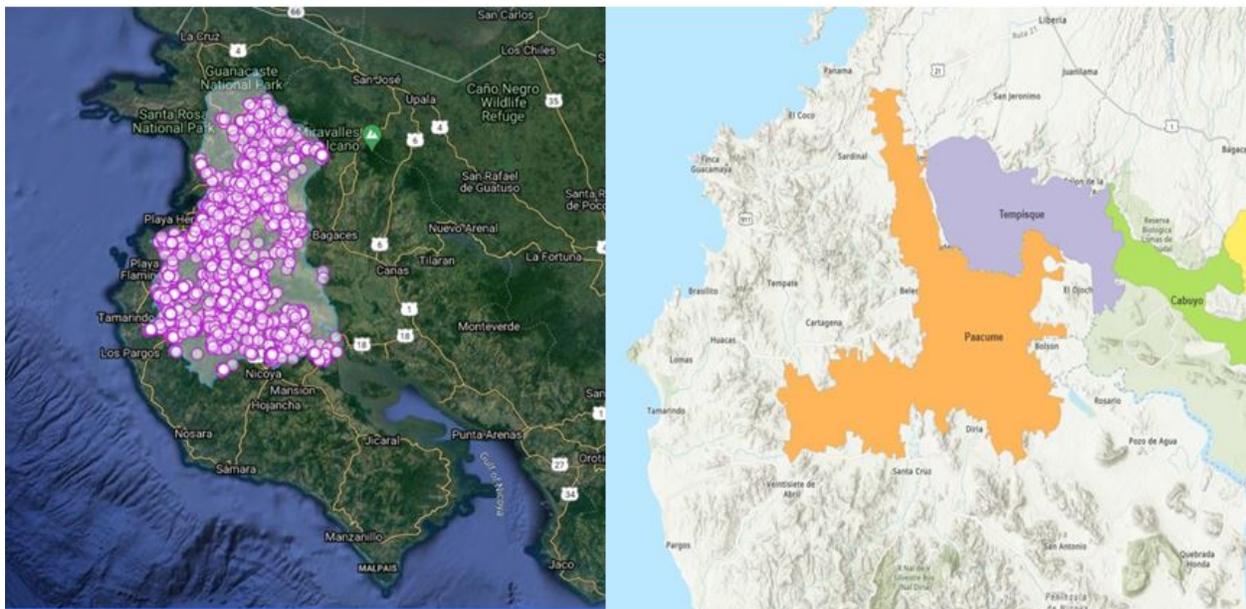


Figura 1. Concesiones en la cuenca Tempisque («SINIGIRH - Sistema Nacional de Información para la Gestión Integrada del Recurso Hídrico», [s.f.](#)) y Subdistritos del DRAT, información tomada de SAGIRH UCR-DRAT.

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Descripción del proyecto

El estudio de factibilidad indica que PAACUME propone tomar las aguas provenientes del Embalse Arenal y remanentes del DRAT por medio de infraestructura existente hasta el embalse en el río Piedras. Luego conducir las hasta la margen derecha del río Tempisque y distribuir las en importantes zonas de uso agropecuario en 18.639 hectáreas, riego de zonas verdes hoteleras ubicadas desde el Golfo de Papagayo hasta Pinilla y los acueductos en los cantones de Carrillo, Santa Cruz y Nicoya, para suministro de agua potable.



Figura 2. Componentes de PAACUME (SENARA, 2022).

Desde el año 2002 se han planteado propuestas de estudios en la provincia de Guanacaste con el objetivo de establecer un sistema agrícola bajo riego, aportar medidas de prevención de inundaciones locales, y fomentar el desarrollo sostenible de pequeños y medianos agricultores en la cuenca del río Tempisque. Las condiciones climáticas imperantes en la provincia, caracterizada por el déficit hídrico, limitan enormemente el desarrollo de actividades productivas.

La zona presenta una precipitación promedio anual cercana a 1.750 mm, con escasa precipitación en los meses de diciembre a abril, y una distribución muy irregular en la época lluviosa, de agosto a octubre, donde se concentra la mayor cantidad de precipitación y es la etapa de transición a la época seca, característica del mes de noviembre.

La región Chorotega tiene un índice de pobreza elevado y ayudando a aumentar su capacidad productiva con la generación de actividades hidroproducidas, que conlleven el mejoramiento de las condiciones de vida de la comunidad, podría favorecerse su desarrollo. Bajo las condiciones actuales la presión sobre el recurso hídrico es cada vez mayor, tanto para el agua subterránea como para la explotación de los caudales del río Tempisque (SENARA, 2018).

El decreto ejecutivo N°39145-MP-MIDEPLAN-MINAE-MAG menciona que el Plan Nacional de Desarrollo Alberto Cañas Escalante contempla como acción estratégica el desarrollo y ejecución del PIAAG, que tiene como objetivo asegurar el aprovechamiento óptimo del recurso hídrico en la vertiente Pacífico Norte, para satisfacer las demandas de agua por parte de las comunidades y las distintas actividades productivas, así como el mejoramiento del acceso al agua en cantidad

y calidad adecuadas (Sistemas Costarricense de Información Jurídica (SCIJ), 2015). El PIAAG contempla cuatro ejes principales a saber:

- Seguridad hídrica para las comunidades: Coordinado por el Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados (AyA) y las Asociaciones administradoras de los Sistemas de Acueductos y Alcantarillados comunales (Asadas).
- Seguridad Alimentaria: Incrementar la producción alimentaria con sistemas de riego a cargo del SENARA.
- Necesidades de agua de los ecosistemas: Promover la sostenibilidad de los ecosistemas.
- Gestión de aprovechamiento sostenible: Mejorar el aprovechamiento del agua disponible en la provincia, con prioridad el agua subterránea.

La capacidad de los hoteles para el 2005 se estimó en 140.812 personas en temporada alta y se proyectaba que para el año 2025 podría alcanzar 230.900 personas. El estudio de factibilidad del proyecto indica, que este auge del sector turismo ha puesto en evidencia el grave problema de la alta demanda de agua para consumo humano y labores relacionadas con la actividad, tales como el riego de jardines y canchas de golf. Estos son abastecidos en su mayoría por acuíferos, lo que provoca una gran amenaza de salinización de los pozos. Con la capacidad proyectada en el 2005 la demanda promedio de agua potable se estimó en 570 L/s y con el crecimiento sostenido al 2025 alcanzaría los 935 L/s (SENARA, 2018).

La ampliación del DRAT en conjunto con obras como PAACUME, tendrán un impacto en el área de influencia de los acuíferos de Tempisque (margen derecha e izquierda) y el acuífero de río Cañas, reduciendo a su vez la explotación de todos los acuíferos localizados al oeste del área de influencia directa (acuífero de Santa Cruz, Nimboyores y costero). Según la estrategia planteada por la Unidad Gestora PAACUME (UGEP), sobre la Red de Distribución (Margen Derecha)-PAACUME, se tiene la caracterización de los bloques mostrada en las tablas 1 y 2, así como la ubicación de los 5 bloques tal como se muestra en la figura 3.

La nomenclatura asignada a los canales presentes en las tablas 1 y 2 está conformada por dos primeras letras que hacen referencia al área de servicio, en este caso Margen Derecha de río Tempisque (MD) y para los canales primarios (CA). La información proporcionada en el estudio de factibilidad mostrada en la tabla 2 se ajustó según los cambios realizados en este proyecto, pero fueron una guía importante. Actualmente los caudales, terrenos a adquirir, elevaciones y estacionamiento han variado con respecto al plan original, como se va a mostrar en los resultados de este proyecto, en lo que respecta al bloque 4. Esta información y cambios fueron definidos por medio del uso de tecnología LIDAR.

Tabla 1. Caracterización inicial de bloques. Información suministrada por el SENARA

	Bloque 1 MD Norte	Bloque 2 MDI	Bloque 3 MD Sur	Bloque 4 Cota 30	Bloque 5 MD 8
Elevaciones máximas y mínimas	24 a 8	21.5 a 4.5	17 a 5.5	30 a 22	29 a 25
Estacionamiento de canal principal	0+000 a 20+930	0+000 a 24+090	20+930 a 36+340	CA 1 12+600 CA 2 10+700	0+000 a 32+400
Distritos que abarca	Palmira, Belén, Santa Cruz, Bolsón	Palmira, Filadelfia, Belén	Diría, San Antonio, Bolsón	Sardinal y Belén	Santa Cruz, Cartagena, Tempate, 27 de Abril
Canales que lo conforman	MD (Sector Carrillo)	MD 1	MD (Sector Santa Cruz-Nicoya)	CA 1, CA 2	MD 8
Caudal máximo (m3/s)	18	3.6	10.1	2.2	4.6
Cantidad de terrenos a adquirir	188	33	152	73	103
Área (ha) y porcentaje respecto al total	26.40 %	19.70 %	23.10 %	8.60 %	22.20 %

Tabla 2. Componentes planteados inicialmente para cada uno de los bloques. Información suministrada por el SENARA.

Componentes que incluye	Bloque 1 MD Norte	Bloque 2 MD1	Bloque 3 MD Sur	Bloque 4 Cota 30	Bloque 5 MD 8
Derivaciones (Toma de Canal)	20	28	25	14	16
Tomas de Parcela	149	215	146	76	94
Estaciones de Aforo (inteligentes)	27	25	32	22	23
Estaciones Meteorológicas	1	0	1	0	0
Cruces de cauces	17	5	14	12	18
Represas	7	5	7	4	6
Caídas	N/A	4	N/A	N/A	N/A
Puentes	Por definir	Por definir	Por definir	Por definir	Por definir
Sifones Invertidos y Ríos	Por definir	Por definir	Por definir	Por definir	Por definir
Descarga de Fondo	3	1	2	4	3
Vertedor de Excedencia	2	1	1	3	4
Cruces de camino	27	35	27	22	27
Estación de Bombeo	0	0	0	1	1
Alcantarillas (evacuación pluvial)	Por definir	Por definir	Por definir	Por definir	Por definir
Línea Presurizada	0	0	0	1	1
Rutas nacionales afectadas	21 y 912	920, 912, 21,	150 y 920	21, 912, 151	908, 909, 21
Longitud de canales					
(1) Primarios	(1) 21.120	(1) 24.092	(1) 15360	(1) 23.326	(1) 32432
(2) Secundarios	(2) 29.321	(2) 24.868	(2) 42326	(2) 12.458	(2) 22006
(3) Terciarios	(3) 8.386	(3) 9.065	(3) 5500	(3) 344	(3) 574

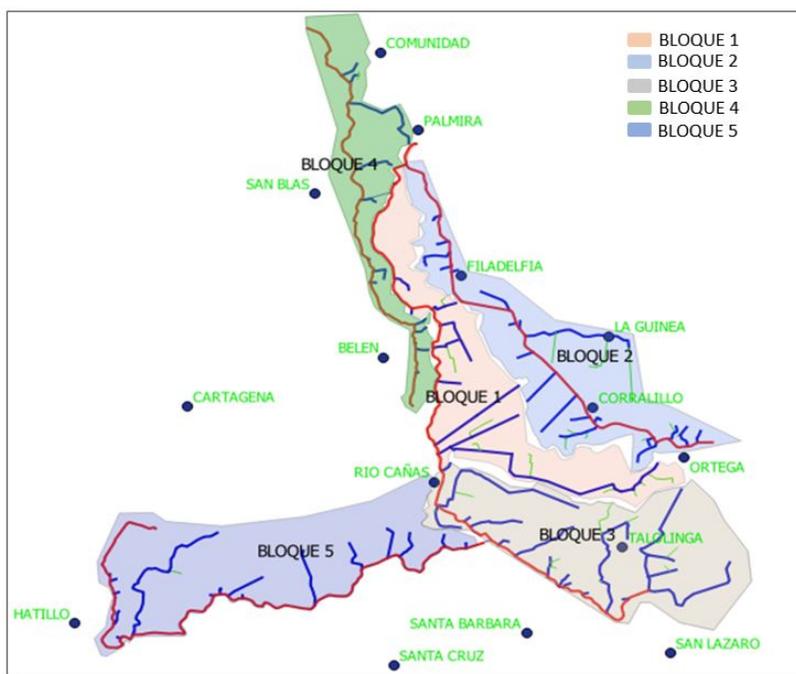


Figura 3. Ubicación de la distribución de canales secundarios. Información suministrada por el SENARA.

2.2. Descripción General de Canales Hidráulicos

Sotelo Ávila (2002) menciona que la sección de los canales artificiales se diseñan con secciones geométricas regulares, siendo las más comunes trapezoidal y rectangular. La selección de la forma de la sección transversal depende del tipo de canal que se va a construir. La sección trapezoidal es la más común en los canales revestidos y no revestidos, la rectangular se utiliza con materiales estables como concreto, mampostería y madera. Otras secciones como la triangular es utilizada en canales pequeños, como cunetas de carreteras y las secciones circulares en alcantarillas, colectores y túneles.

En la figura 4 se muestra la sección transversal de un canal trapezoidal, sus principales partes son: el área, medida normal a la dirección de flujo (A), perímetro de mojado (P) el cual representa la longitud de la línea de intersección entre el área del cuerpo de agua y la sección transversal del canal, el ancho de solera o base del canal (b), el espejo de agua (T), el tirante medio (y) que representa la relación A/T, se relaciona con la profundidad de la superficie de agua y el talud (z) que designa la inclinación de las paredes de la sección. Las principales ecuaciones para el cálculo de estas secciones se muestran en la figura 4.

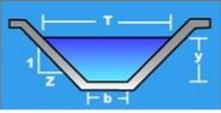
Seccion	Trapezoidal	Ecuacion
Geometria		
Area	A	$(b + Zy)y$
Perimetro Mojado	P	$b + 2\sqrt{1 + Z^2}$
Radio Hidraulico	Rh	$\frac{by + Zy^2}{b + 2y\sqrt{1 + Z^2}}$
Ancho de la superficie	T	$b + 2Zy$
Tirante medio	y	$\frac{(b + Zy)y}{b + 2Zy}$

Figura 4. Ecuaciones para la sección transversal de un canal trapezoidal. Elaborado a partir de la literatura de Sotelo Ávila (2002).

La pendiente longitudinal del fondo de un canal está dada por la topografía y por la altura de energía requerida para el flujo de agua. Los canales utilizados para propósitos de distribución de agua como los utilizados en riego por gravedad, abastecimientos de agua, minería hidráulica y proyectos hidroeléctricos requieren un alto nivel en el punto de entrega. Por tanto, se recomienda utilizar pendientes pequeñas que generen el mínimo posible de pérdidas en cambios de elevación (Ven te Chow, 1994).

Un punto importante en la hidráulica de canales es el tipo de régimen con el que se está trabajando. Este puede ser crítico, subcrítico o supercrítico dependiendo del número de Froude, el cual es la relación entre la velocidad del fluido y la velocidad de una onda en el agua (celeridad). En el régimen subcrítico se produce una perturbación y las ondas viajan tanto aguas arriba como

aguas abajo del punto de origen, y las condiciones hidráulicas en cualquier sección van a verse afectadas por lo que pase tanto aguas arriba como aguas abajo. En este flujo se tienen velocidades y pendientes bajas, pero las profundidades de la lámina del agua, por el contrario, son mayores que las que se presentan en el flujo supercrítico.

En régimen supercrítico la velocidad del fluido es mayor, por lo tanto lo que pase aguas abajo de la sección no afecta su comportamiento (Acuña Espinoza, 2016). Cuando existe un flujo supercrítico en un canal, un aumento en la cantidad de energía provoca una disminución de la profundidad de la lámina de agua. Este estado de flujo propicia la formación de resaltos hidráulicos, siempre y cuando pase a un flujo subcrítico. El flujo crítico es un estado intermedio y cambiante entre los dos tipos de flujo antes mencionados, por lo que es poco recomendable usarlo en el diseño de estructuras hidráulicas (Segura Serrano y Casasola Ramirez, 2011).

La mayor parte de los canales artificiales revestidos y construidos en concreto pueden resistir la erosión, por lo que se consideran no erosionables. En el diseño de estos, factores como la velocidad permisible máxima y la fuerza tractiva permisible no son considerados críticos. El diseñador calcula las dimensiones del canal artificial mediante ecuaciones de flujo uniforme y luego toma decisiones con base en la eficiencia hidráulica, aspectos prácticos constructivos y economía. El propósito del revestimiento de un canal artificial mayormente es prevenir la erosión, sin embargo también evita las pérdidas de agua por infiltración. Si en el canal existen velocidades muy altas sobre el revestimiento debe recordarse que existe una tendencia en el agua que se mueve muy rápidamente de mover los bloques del revestimiento y empujarlos por fuera de su posición. Por lo tanto, el revestimiento debe diseñarse contra estas posibilidades (Ven te Chow, 1994).

Los recubrimientos en un canal se construyen de varios tipos de material, a base de concreto: simple, reforzado, asfáltico, mampostería; piedra, ladrillo, bloques prefabricados, entre otros., materiales granulares: arcilla, tierra compactada, grava. Estos últimos ofrecen menor resistencia a la erosión, pero al ser puestos sobre una membrana impermeable, reducen considerablemente las pérdidas del agua por infiltración. Los recubrimientos de concreto son llamados revestimientos, cuando el canal es de operación continua se puede utilizar sin refuerzo de acero. Los refuerzos de acero se utilizan cuando el canal se construye en sitios cuyos cambios de temperatura son extremos y hay fluctuaciones frecuentes del gasto. El acero evita el agrietamiento del concreto como resultado de los cambios de temperatura y controla las grietas reduciendo filtraciones (Sotelo Ávila, 2002).

La red propuesta será construida en su mayoría, de canales trapezoidales revestidos con concreto reforzado de 7,5 centímetros de espesor y un talud de diseño de 1:1.5. Los canales serán diseñados con base en los perfiles longitudinales que da la pendiente del terreno, donde la velocidad va a variar entre secciones pero se procurará que esté en los rangos de no erosividad. Al ser canales revestidos en un rango de 0,4-1 m/s. Los taludes podrán estar en un rango de 1 a 1,5 dependiendo del caudal, carga disponible sobre el terreno, etc.

En cuanto a las recomendaciones técnicas dadas por el SENARA, la pendiente en el desarrollo del trazo es de 1:10000 para los canales primarios y 1:5000 para secundarios y terciarios a fin de dominar la mayor área posible de acuerdo con la topografía del terreno y asegurar que las velocidades del agua estarán dentro de valores óptimos, según lo indicado por el ingeniero Osvaldo Quirós Arias coordinador de la UGEP. No obstante la pendiente específica de los canales se definirá según la pendiente que presente el terreno y el caudal de cada tramo, por lo que cada canal genera un diseño específico.

El revestimiento en un canal tiene varios objetivos, Sotelo Ávila (2002) menciona los siguientes:

- Disminuir la sedimentación al permitir la conducción del agua a velocidades mayores en áreas de excavación profunda.
- Disminuir la filtración y fugas del agua a través del cuerpo del canal y con ello el costo elevado que producen, evitando inundaciones de los terrenos adyacentes y la necesidad de obras de drenaje costosas.
- Reducir y homogeneizar la rugosidad, con ello las dimensiones de la sección y los volúmenes de excavación.
- Asegurar la estabilidad de la sección y proteger los taludes del intemperismo o meteorización (proceso de degradación y descomposición que sufren las rocas y minerales debido a la corrosión atmosférica) y de la acción del agua de lluvia.
- Evitar el crecimiento de vegetación y reducir la destrucción de los bordos por distintos animales.
- Reducir los costos anuales de operación y mantenimiento.

En cuanto al ancho de los derechos de vía para los canales, drenajes y caminos, este varía dependiendo de su sección transversal y de las condiciones topográficas, sin embargo se tiene un esquema general de la sección trapezoidal (figura 5), el ancho del canal, un sobre ancho a un lado de 2 metros y de 6 metros del lado donde se construirá un camino de 4 metros y un borde de protección de 2 metros (SENARA, 2018).

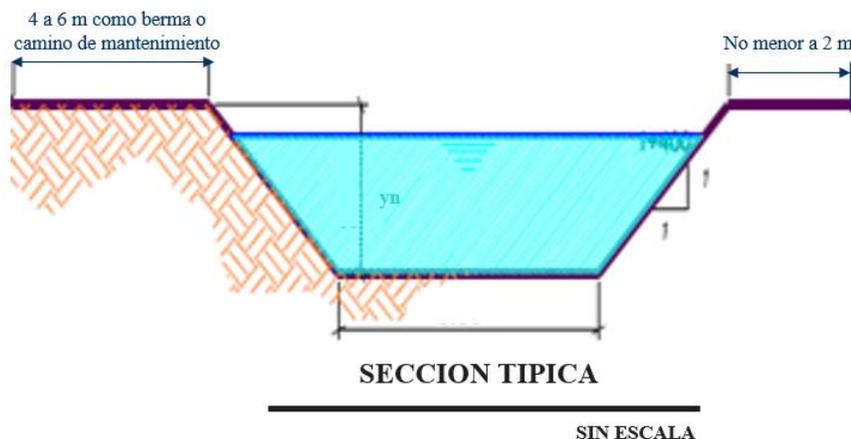


Figura 5. Esquema general de la sección trapezoidal.

Para la planificación de un sistema de riego razonable es necesario considerar los efectos del humedecimiento del suelo. Para los sistemas de riego por superficie y aspersión donde el intervalo entre aplicaciones es de varios días, se utiliza un coeficiente de cultivo (K_c) único promediado en el tiempo. El valor de coeficiente de cultivo es un valor adimensional que integra características propias del cultivo y los cambios que experimenta a lo largo de su ciclo. Durante el período de crecimiento del cultivo, la variación del coeficiente K_c , expresa los cambios en la vegetación y el grado de cobertura del suelo (SENARA, 2018).

El estudio de factibilidad de PAACUME, menciona que para efectos del dimensionamiento de los canales de conducción y distribución, se estima el Coeficiente Unitario de Riego (CUR) de diseño de infraestructura de conducción y distribución (CUR_{dis}). Para calcular estos coeficientes se tomaron los valores de coeficientes de cultivo (K_c) máximos por cultivo y el valor de la evapotranspiración potencial (ETP) del mes más crítico (Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y la Agricultura (FAO), 2006). Posteriormente se promedian los valores obtenidos, quedando el CUR_{dis} con un valor de 1,30 l/s/ha, como se muestra en la tabla 3.

Tabla 3. Cálculo del coeficiente unitario de riego (CUR) máximo (SENARA, 2018).

Cultivo	Kcmax	ETP (mm/día)	Eficiencia	UC (mm)	CUR (l/s/ha)
Arroz	1.20	7.76	0.40	23.28	2.69
Caña de azúcar	1.25	7.76	0.70	13.86	1.60
Forrajes	1.05	7.76	0.70	11.64	1.35
Frutales	0.55	7.76	0.80	5.34	0.62
Hortalizas	1.15	7.76	0.70	12.75	1.48
Mélon	0.85	7.76	0.90	7.33	0.85
Pacas	1.05	7.76	0.70	11.64	1.35
Raíces y tubérculos	1.10	7.76	0.70	12.19	1.41
Sandía	1.00	7.76	0.90	8.62	1.00
Promedio					1.37
Promedio 2					1.30

Los canales además cuentan con estructuras hidráulicas que distribuyen y regulan la utilización del recurso hídrico, como las mencionadas en la tabla 2. Acuña Espinoza (2016), menciona que en el DRAT las estructuras hidráulicas más utilizadas son las compuertas (laterales y frontales) y sifones. Las primeras tienen el objetivo de regular caudales que se vierten en canales secundarios y tomas de parcela, salidas para evacuación de excedentes y cierre temporal de algún tramo para labores de mantenimiento. Los sifones son utilizados para atravesar ríos, depresiones o vías de comunicación, generalmente están compuestos por tuberías cerradas por lo que las ecuaciones de hidráulica de canales no son factibles.

2.2.1. Pérdidas por infiltración, evaporación y eficiencia de conducción

Villón-Béjar (2005), menciona que calcular las pérdidas por infiltración en un canal es importante para la evaluación económica de los canales que se van a ejecutar o de los que ya están ejecutados, el cálculo se realiza con base en un examen de las propiedades hidráulicas del suelo donde intervienen muchas variables. Estas pérdidas reducen la eficiencia del sistema y elevan el nivel freático, lo que causa efectos perjudiciales a las plantas, ayuda a la salinización del suelo y se convierte en foco de enfermedades.

Dentro de los factores que afectan a las pérdidas por infiltración mencionados por Villón-Béjar (2005), se tienen:

- **Permeabilidad del lecho del canal**, depende de la permeabilidad del suelo.

- **Edad del canal**, máxima después de construidos y disminuye gradualmente con el tiempo.
- **Caudal**, proporcionalmente menores en los canales grandes que en los pequeños.
- **Longitud del canal**, directamente proporcionales a la longitud del canal de conducción.

Villón-Béjar (2005) menciona además que para determinar las pérdidas por infiltración se pueden utilizar dos métodos. El primero es a través de mediciones en campo, ya sea midiendo los caudales que entran y salen de un tramo del canal o aislando un tramo de un canal por medio de un relleno de tierra al principio y al final del tramo. La exactitud de estos métodos en campo depende de la exactitud del aforo para la primera opción, que tiene la ventaja de no interferir con el funcionamiento del sistema. Por su parte aislar el canal tiene la desventaja de ser muy costoso y se interrumpe el sistema durante la medición. El segundo método es por medio de fórmulas empíricas que únicamente dan aproximaciones y generalmente son utilizadas para calcular las pérdidas en canales no revestidos.

En cuanto a las pérdidas por evaporación, estas pueden darse mediante dos procesos, una parte se pierde a través de la evaporación en el canal y otra parte mediante la transpiración del cultivo. La evaporación del suelo cultivado es determinada principalmente por la fracción de radiación solar que llega a la superficie y disminuye a lo largo del ciclo de cultivo a medida que el dosel proyecta más sombra (SENARA, 2018).

La evapotranspiración potencial (ETP) es la evapotranspiración (ET) de un cultivo de referencia expresada en milímetros por unidad de tiempo (1 mm = 1/ m² de superficie) y se ve afectada por parámetros climáticos como la radiación, la temperatura del aire, la humedad atmosférica y la velocidad del viento. Algunos de los procedimientos para determinar la evaporación a partir de estos parámetros son el método de Penman Monteith, Hargreaves Samani, Blaney Criddle, entre otros (Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y la Agricultura (FAO), 2006). Igualmente se puede estimar mediante el uso de un tanque evaporímetro Clase A. En las tres estaciones utilizadas para este estudio se cuenta con datos de ETP de tanques evaporímetros. Como sus valores son similares, se decidió utilizar para toda el área el promedio de los datos, tal como se muestra en la figura 6 (SENARA, 2018).

Estación	Periodos	Elemento	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic
Santa Cruz	1972-1983	Evaporación (mm)	8,30	10,30	9,40	10,30	6,30	5,10	5,20	5,40	5,10	4,80	4,70	6,30
		ETP (mm)	7,06	8,76	7,99	8,76	5,36	4,34	4,42	4,59	4,34	4,08	4,00	5,36
Nicoya	1961-1984	Evaporación (mm)	6,60	6,10	8,30	7,60	5,00	3,90	4,40	4,30	3,60	3,40	3,90	5,10
		ETP (mm)	5,61	5,19	7,06	6,46	4,25	3,32	3,74	3,66	3,06	2,89	3,32	4,34
Liberia Aeropuerto	1976-1995	Evaporación (mm)	9,20	9,20	9,70	9,30	7,30	4,60	5,90	5,50	4,60	4,50	4,60	7,00
		ETP (mm)	7,82	7,82	8,25	7,91	6,21	3,91	5,02	4,68	3,91	3,83	3,91	5,95
ETP Promedio (mm)			6,83	7,25	7,76	7,71	5,27	3,85	4,39	4,31	3,77	3,60	3,74	5,21

Fuente: Base de datos del IMN a través de la Base de datos de Senara, 2016.

Figura 6. Cálculo de ET para el área del PAACUME (SENARA, 2018).

Esta es la medición directa del tanque multiplicada por el coeficiente del tanque (0,85) ver figura 7.

Coeficientes del tanque evaporímetro (K_p) para el tanque Clase A para diversas localizaciones y ambientes de los tanques y varios valores de velocidad media de viento y de humedad relativa (Serie FAO Riego y drenaje No. 24)

Tanque Clase A	Caso A: Tanque situado en una superficie cultivada				Caso B: Tanque situado en un suelo desnudo			
	HR media	baja < 40	media 40-70	alta > 70	baja < 40	media 40-70	alta > 70	
Velocidad del viento ($m\ s^{-1}$)	Distancia del cultivo a barlovento (m)				Distancia del barbecho a barlovento (m)			
Baja	1	,55	,65	,75	1	,7	,8	,85
< 2	10	,65	,75	,85	10	,6	,7	,8
	100	,7	,8	,85	100	,55	,65	,75
	1 000	,75	,85	,85	1 000	,5	,6	,7
Moderada	1	,5	,6	,65	1	,65	,75	,8
	10	,6	,7	,75	10	,55	,65	,7
	100	,65	,75	,8	100	,5	,6	,65
	1 000	,7	,8	,8	1 000	,45	,55	,6
Alta	1	,45	,5	,6	1	,6	,65	,7
	10	,55	,6	,65	10	,5	,55	,65
	100	,6	,65	,7	100	,45	,5	,6
	1 000	,65	,7	,75	1 000	,4	,45	,55
Muy alta	1	,4	,45	,5	1	,5	,6	,65
	10	,45	,55	,6	10	,45	,5	,55
	100	,5	,6	,65	100	,4	,45	,5
	1 000	,55	,6	,65	1 000	,35	,4	,45

Figura 7. Coeficientes del tanque evaporímetro (k_p) para el tanque Clase A para diversas localizaciones y ambientes de los tanques y varios valores de velocidad media de viento y de humedad relativa (Serie FAO Riego y drenaje No.24). Tomado de (Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y la Agricultura (FAO), 2006).

Dentro de los estudios de factibilidad u obras anteriores no se encontró análisis de porcentajes de evaporación de agua en los canales. No obstante, en obras de infraestructura hidráulica para riego en el estado de California (EEUU) se han realizado propuestas para hacer frente a las sequías que están enfrentando como consecuencia del calentamiento global. Una de estas propuestas consiste en cubrir la red de 6.350 km de canales públicos de distribución de agua del estado con paneles solares. Esta propuesta podría ser un medio económicamente viable para promover tanto la energía renovable como la conservación del agua.

Según menciona Palou (2022), en uno de los estudios en el 2021 (Mckuin et al., 2021), se logró demostrar que cubrir las 4000 millas de los canales de California con paneles solares ahorraría más de 65 mil millones de galones de agua al año al reducir la evaporación. Además, se obtendrían otros beneficios como la protección de la vida silvestre y el ecosistema, la producción de electricidad más limpia, la reducción de las malezas acuáticas y el ahorro de 80.000 acres de tierras de cultivo o hábitat natural que serían convertidas en granjas solares.

Para determinar la evaporación de la superficie del agua Mckuin et al. (2021), llevaron a cabo un estudio hidrológico regional utilizando tres técnicas alternativas: Penman-Monteith modificado, tanque evaporímetro y el Sistema de Información de Gestión de Riego de California (CIMIS por

sus siglas en inglés, California Irrigation Management Information System). Si bien el enfoque de Penman-Monteith modificado estima la evaporación de un cuerpo de agua directamente, las otras dos alternativas requirieron de conversiones de parámetros para convertir la evaporación del tanque y la evaporación de la superficie terrestre en evaporación de un cuerpo de agua abierto. El ahorro de agua estimado se basó en el rango de reducciones en la evaporación debido a la sombra, los métodos aplicados y un ancho de canal de 30 m para los 6350 km de canales de California.

Claramente la viabilidad de aplicar esta propuesta en PAACUME está sujeta a una necesidad no evidente de falta de fuentes de energía renovables, un análisis de los porcentajes de evaporación bajo las condiciones ambientales actuales y la afectación que puedan sufrir este tipo de instalaciones por actos de vandalismo. Sin embargo, parte del panorama que se tiene para las condiciones futuras es una disminución de la precipitación y aumento en el cambio de temperatura en la zona de desarrollo del proyecto y es importante considerar las afectaciones que tenga el sistema por estos aspectos generados por el cambio climático. En la figura 8 se puede observar la alternativa del uso de paneles solares para reducción de la evaporación del agua en canales de distribución de agua.



Figura 8. Uso de paneles solares para reducción de la evaporación del agua en canales de distribución de agua (Palou, 2022).

En cuanto a la eficiencia de conducción del sistema en general principalmente en el área de generación de energía hidroeléctrica donde se pretende aprovechar los picos de generación por parte del complejo Ardesa, automatizando todas las estructuras de represa a lo largo del mismo con el objetivo de operar de manera remota el sistema desde un centro de control.

Para la conducción, medición, regulación y manejo del agua es necesaria la construcción de una serie de estructuras que permitan una operación adecuada del sistema como derivaciones, tomas de parcela y cunetas. También estructuras como pasos de fauna que cedan el paso a los animales a lo largo del canal principal.

El trazo de los canales se realiza aprovechando la topografía del terreno utilizando el plano con curvas de nivel para aprovechar la carga hidráulica existente y tener un trazo que facilite la conducción de agua y que pueda cubrir la mayor cantidad de área posible con dominio de riego en función del caudal disponible para el proyecto (SENARA, 2018).

La Dirección General de Infraestructura Agraria y Riego (DGIAR) (2015), por su parte analiza la eficiencia del sistema de riego como la relación entre la cantidad de agua suministrada en la

fuelle, hasta que es utilizada a nivel de parcela para algún cultivo. Lo anterior incluye la cantidad de agua que es conducida a través del canal principal, derivada a un canal secundario y finalmente las obras realizadas por el productor en la finca, tal como se muestra en la figura 9. De este modo, la eficiencia de riego está compuesta por la eficiencia de conducción en el canal principal, la eficiencia de distribución en los canales secundarios y la eficiencia de aplicación a nivel de parcela. Para ello es muy importante evaluar cuanta agua de la transportada es utilizada para el riego y así determinar la demanda de agua que se requiere, siendo un factor importante en el cálculo de la demanda hídrica de todo proyecto de riego.

SENARA (2018), menciona que con el fin de conservar en condiciones óptimas de servicio las estructuras hidráulicas y canales que conforman el sistema de riego se requieren labores de mantenimiento como:

- **Limpieza de Canales:** Se realiza después de cada temporada de riego (extracción de sedimentos, raspado de paños, eliminación de malezas). El crecimiento de malezas indica que existen agrietamientos y que el sistema empieza a colapsar (hundimientos, roturas, socavamientos) si no se le da la importancia y acción correctiva de forma oportuna.
- **Reparación de grietas en las losas de concreto:** Se reparan empleando asfalto y aditivos, picando y limpiando previamente las superficies dañadas. Si se producen fracturas de consideración, es necesario reemplazar algunos paños de revestimiento y compactar el terreno donde se ubicaran. En las juntas de dilatación, previa labor de limpieza de la misma, se debe restituir el material original deteriorado con materiales flexibles (brea, asfalto, resinas, entre otros).
- **Derrumbes de las laderas:** Para evitar que estos afecten el canal, es necesario estabilizar el talud de la ladera contigua al canal manteniendo la cobertura vegetal para que este retenga la escorrentía, además es necesario limpiar las cunetas de evacuación que captan la escorrentía superficial.

2.2.2. *Trazado de Canales*

El trazo o alineación de un canal es un aspecto importante en el diseño de canales para riego, este muestra por donde va a pasar el canal. Para su diseño es importante contar con información topográfica y planimétrica del sitio de trabajo, estudios geológicos e información general del lugar, como fotografías aéreas de alta calidad.

La pendiente natural del terreno puede dificultar o facilitar el trazado y construcción de los canales, la alineación debería buscar la distancia más corta que respete los criterios de diseño establecidos, en el caso de canales para riego por gravedad como en el de este caso, tratando de abarcar la mayor cantidad de terrenos posibles. De no ser posible seguir la pendiente del terreno, deben buscarse alternativas como el uso de estructuras como saltos o rápidas, principalmente en zonas con cambios de pendiente fuerte.

Sotelo Ávila (2002) menciona que al presentarse laderas de pendiente suave el trazo del canal debe seguir en lo posible las curvas de nivel del terreno, por otro lado si la superficie que presenta el terreno es muy irregular para ser seguido por un canal de tamaño apreciable, la profundidad del corte debe variar. En este punto, entra en juego un factor económico donde se contemple la cantidad

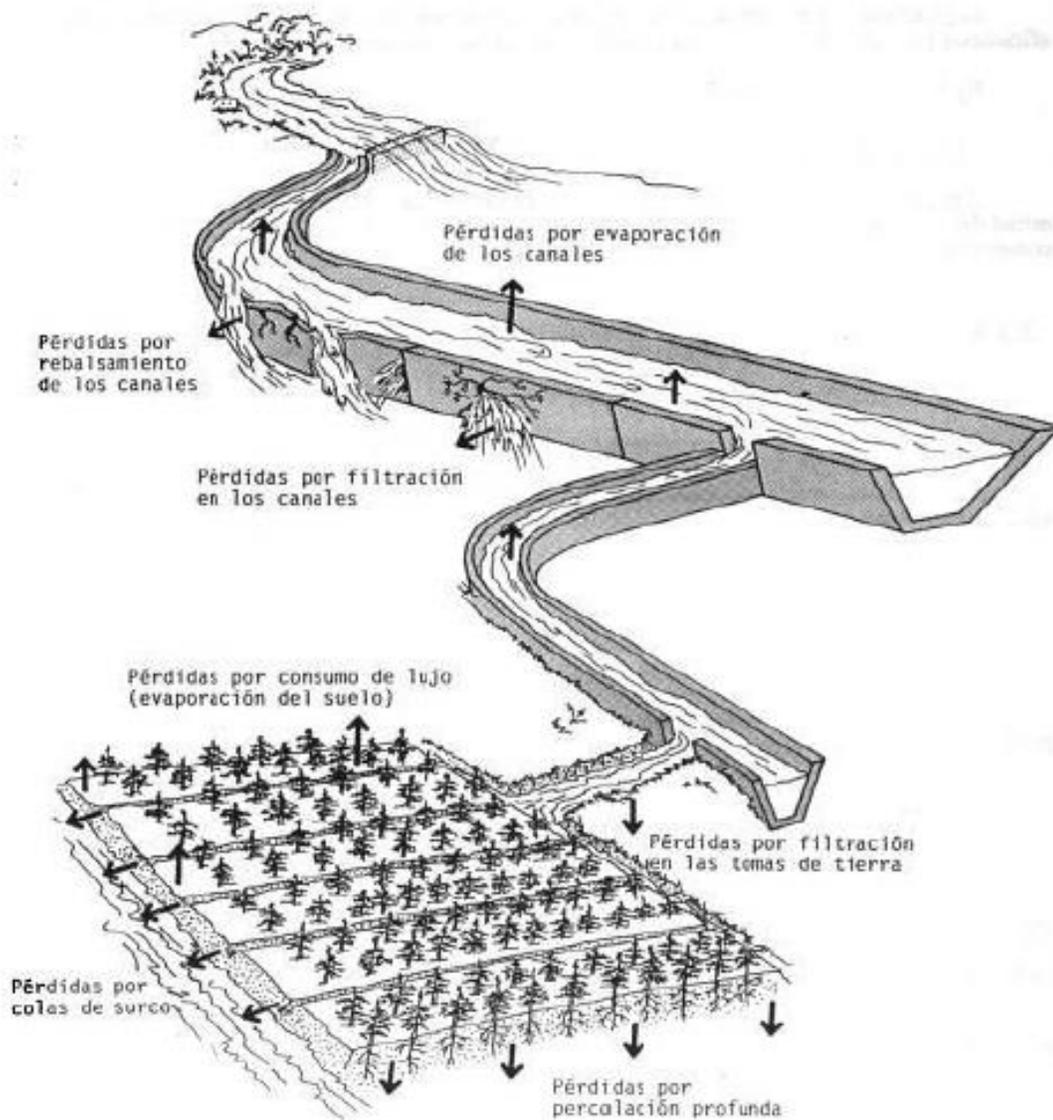


Figura 9. Eficiencia de un sistema de riego (Dirección General de Infraestructura Agraria y Riego (DGIAR), 2015).

de material de relleno y el acarreo. Menciona además que la solución correcta entre un trazo con una ubicación elegida y la adaptación a la topografía del terreno debe determinarse comparando los costos de las posibles soluciones. Para esto, es necesario tener en mente que las condiciones geológicas del terreno influyen en forma definitiva en la ubicación del canal.

Para establecer un buen diseño constructivo con una base de confianza y la determinación de sus secciones, se recomienda explorar ampliamente las formaciones geológicas, tipos de suelo, calidad de la roca (grado de fisuramiento, permeabilidad, resistencia, entre otros) en cortes y rellenos, considerando su profundidad o altura, la cimentación de los muros del canal y del relleno, así como la extensión y la calidad del revestimiento.

Si en el terreno se presentan caídas o el canal se tiene que reforzar por las condiciones topográficas, es más económico seguir un trazo recto sobre la depresión del terreno en lugar de una curva de nivel. Para estos casos se recomienda utilizar acueductos; canales artificiales de sección rectangular o semicircular, comúnmente construidos de concreto soportados por una estructura que salva el desnivel y permite dar la pendiente necesaria.

La velocidad en el flujo tiende a ser mayor en los acueductos que en los canales sobre la superficie del terreno, contrarestando la disminución en la sección transversal del flujo y la tolerancia suficiente en los desniveles para vencer las pérdidas y producir los cambios de velocidad en la entrada y salida del conducto (Sotelo Ávila, 2002).

La opción de un túnel es también recomendada en áreas urbanas muy congestionadas por calles u otros servicios que habría necesidad de interferir si se construyera un canal superficial. Las dimensiones de los acueductos deben ser suficientes para conducir el gasto de diseño con la pendiente disponible y adecuarse a los requerimientos constructivos. La sección circular según lo que menciona Sotelo Ávila (2002) es la mejor forma hidráulica y también la más estable cuando en el terreno no es seguro.

La sección circular conduce el mismo gasto que a tubo lleno cuando la relación de llenado es $y/D = 0,80$. Por esta razón la pendiente del túnel se calcula de modo que el tirante no rebase a $0,8 D$, donde D es el diámetro. Los acueductos, conductos cubiertos y túneles se protegen contra sobrepresiones causadas por ondas ocasionales en el canal de conducción, instalando desfuegos a base de sifón en su extremo inicial. La ubicación de los vertedores laterales es más conveniente en aquellos puntos donde el canal de conducción cruza algún río u otro canal (Sotelo Ávila, 2002).

Sotelo Ávila (2002) expresa que en la adaptación del trazo del canal a la conformación del terreno original, intervienen muchos factores como los siguientes:

- El área hidráulica es únicamente el área de paso del agua; el volumen total de excavación incluye el bordo libre, bernas, camino de inspección, cunetas, entre otros, por lo que el valor mínimo de dicha área no implica necesariamente la excavación total mínima. Las dimensiones de la sección pueden variar ampliamente sin que cambie mucho el valor requerido.
- El costo de la excavación no depende únicamente de la cantidad de material removido. Se debe considerar la facilidad de acceso al sitio y la remoción del material de desecho.
- En canales recubiertos el volumen de excavación y la superficie de recubrimiento son factores importantes en el costo, por lo que la optimización es importante. En general el área hidráulica queda supeditada a la pendiente disponible. Si esta pendiente aumenta se reduce el costo del canal, pero esto puede significar menor elevación en su extremo final y dominar menores áreas de cultivo.
- La elección del ancho o del tirante en canales pequeños carece de importancia, siempre que la eficiencia hidráulica se vea poco afectada dentro de un intervalo razonable de la proporción ancho/tirante.

2.2.3. Planos y especificaciones

Al diseñar canales se deben generar dos planos de mucha importancia, la vista en planta y en plano perfil. El plano de vista perfil donde se muestra la vista del corte, típicamente a lo largo del eje

central del canal. Muestra el alineamiento vertical del canal. Está conformado por elementos como el nivel del agua, el nivel de rasante, nivel de la superficie del terreno y el nivel de corona. Este plano facilita visualizar si la sección transversal va en corte o relleno y la colocación de estructuras como alcantarillas, sifones, caídas o evaluar el funcionamiento de tomas de parcela según el nivel del agua con respecto a la superficie en un estacionamiento en específico (ver figura 10).

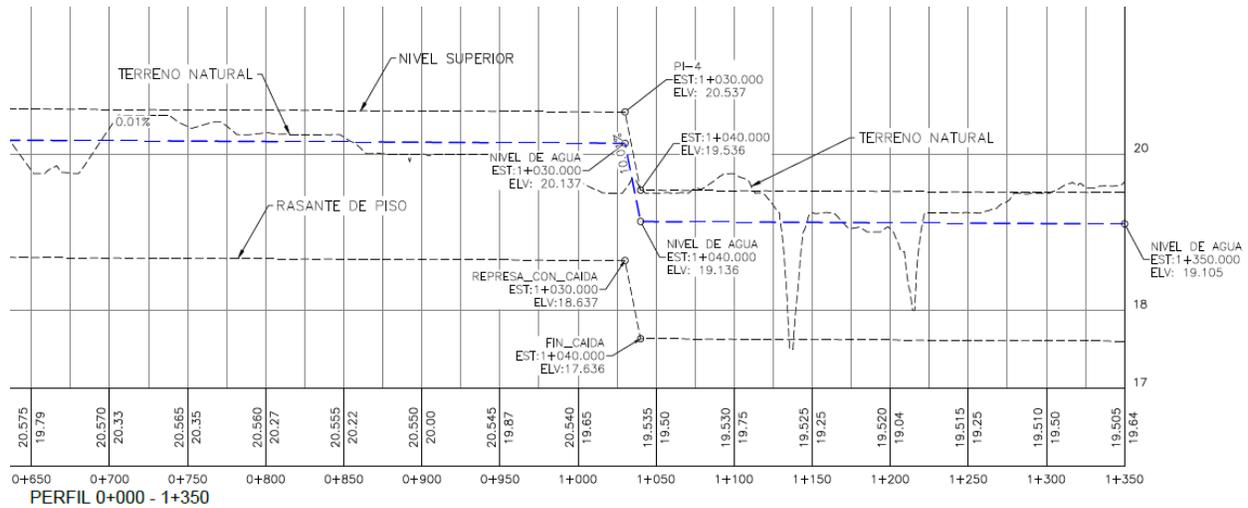


Figura 10. Ejemplo de vista de plano perfil en un canal hidráulico.

La vista en planta muestra el alineamiento horizontal del canal y se dibuja con respecto al flujo del canal, se incluye además la ubicación de las estaciones y las secciones transversales. Cuando se realiza el diseño de un canal, los cambios en la dirección de los trazos involucran la construcción de curvas que permiten que el canal se adapte mejor a la superficie natural de las curvas de nivel en el terreno. Como se puede observar en la figura 11, al lado izquierdo se tiene un trazo realizado por medio de rectas y a la derecha el mismo trazo con la implementación de curvas que simulan de una forma más real el diseño del canal y la elaboración de un plano en planta más detallado que facilitará la construcción del canal y la visualización de la sección transversal de este.



Figura 11. Ejemplo de vista en planta de un canal hidráulico.

Esta curva en el alineamiento está conformada por varios elementos que se muestran en la figura

12. La geometría base de la curva se define por su sentido de avance con respecto al flujo, la línea recta del trazo llamada tangente (línea azul en imagen izquierda) llega a un punto donde es necesario crear una curva denominada PC (Punto de Curva), esta curva se desarrolla hasta llegar a un punto donde esta termina denominado PT (Punto de Tangencia) las tangentes están unidas por un punto de intersección denominado PI (vértice entre las líneas azules), el segmento que une a los puntos se denomina subtangente (ST), a ambos lados miden lo mismo, según el sentido de entrada una tangente se denomina tangente de entrada y la otra tangente de salida, cada punto se puede calcular con base a una fórmula en específico relacionada con una circunferencia. De esta forma, se tiene un trazo más suave donde se puede transportar mejor el agua en el canal (Rojas, 2015).

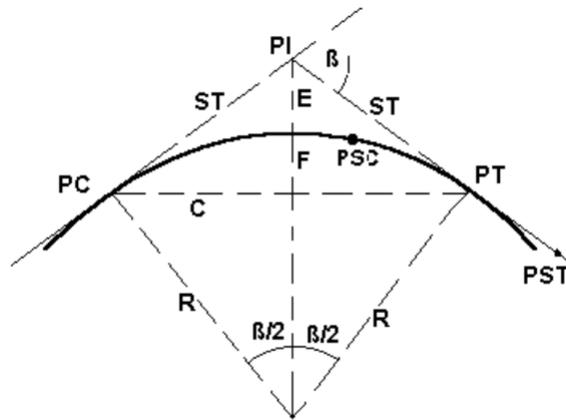


Figura 12. Elementos de una curva en un alineamiento en planta. Tomado de (Rojas, 2015).

2.3. Estructuras Hidráulicas Principales

Las estructuras hidráulicas principales tomadas en consideración se pueden clasificar según su funcionamiento en: estructuras de control y regulación, obras de cruce y obras de toma. Las estructuras de control y regulación permiten mantener una altura o caudal constante en el agua a través del canal sin afectar el paso del flujo. Un ejemplo de estas son compuertas, represas y vertedores de excedencia. Las obras de cruce permiten atravesar carreteras, zonas urbanas o ríos por medio de gravedad. Un ejemplo de estas son los sifones invertidos y las alcantarillas. Por último las obras de toma son aquellas estructuras por medio de las cuales se deriva el agua para su uso o distribución. Un ejemplo de estas son las tomas de parcela y derivación a canales secundarios.

2.3.1. Sifones invertidos

Son utilizados para transportar el agua del canal por medio de gravedad bajo carreteras, ríos, áreas urbanas, canales de drenaje o depresiones en el terreno. Un sifón es un conducto cerrado diseñado para funcionar lleno de agua y bajo presión. Debido a esto, sin regulación de paso o estructuras de precaución puede representar un peligro para la vida, especialmente en áreas de alta densidad de población. Para su construcción se suele utilizar tubería de presión de hormigón armado prefabricado, tubería de presión de cemento de asbesto o tubería de presión de mortero de plástico reforzado. Para alturas de hasta 150 pies, la tubería de presión de concreto reforzado prefabricado se usa con mayor frecuencia, pero cualquiera de los tipos anteriores se puede usar

según su disponibilidad y consideraciones económicas de un proyecto (United States Department of the Interior Bureau of Reclamation, 1978).

United States Department of the Interior Bureau of Reclamation (1978), menciona además los siguientes componentes de un sifón invertido:

- **Tubería:** capaz de soportar el peso del relleno y presión interna del agua, su pendiente no debe superar 2:1 ni ser menor que 0.005, puede presentar cambios de dirección según tipo de material.
- **Transiciones:** reducen las pérdidas de carga y la erosión al reducir la diferencia de velocidad entre el canal y la tubería del sifón.
- **Collares (pipe collars):** se colocan alrededor de la tubería para reducir el movimiento, evita socavación e inestabilidad de la estructura.
- **Estructuras de drenaje:** en sifones largos permiten vaciar el sifón para inspecciones y mantenimiento. Puede utilizarse válvulas en su parte baja como parte de la tubería para sacar el agua.
- **Borde libre y protección de erosión:** el borde libre del canal antes del sifón debe aumentarse 50 %, con un máximo de 30 cm. En canales no revestidos se debe evitar la acumulación de sedimentos y la erosión a la entrada y salida.
- **Estructuras de derivación:** se recomienda ubicar checks o vertedores aguas arriba de la estructura.
- **Medidas de seguridad:** se recomienda colocar rejas y barandas que eviten la caída de personas y animales.

En la figura 13 se puede ver la estructura de entrada para un sifón de 2 tuberías de concreto y a la derecha como se observan estas antes de pasar por debajo del cause del río. En la parte superior izquierda de la imagen izquierda se aprecia además una estructura de barandas como medida de seguridad.



Figura 13. Entrada y ductos de un sifón invertido de dos tuberías de concreto utilizado en el DRAT.

En relación al cálculo hidráulico de este tipo de estructura, Villón-Béjar (2005), menciona que con las curvas de nivel y el perfil del terreno del sitio de la obra, se traza el sifón y se procede a diseñar la forma y dimensiones de la sección del conducto que sea más económica y conveniente para cada caso, tomando en cuenta las pérdidas de carga que se presenten. Las dimensiones de la sección transversal del conducto van a depender del caudal que pase y de la velocidad que se tenga.

En sifones grandes se recomienda una velocidad en la tubería de 2 a 3 m/s que evita el depósito de sedimentos en el fondo del conducto y que no es tan grande como para producir erosión. Cuando por distintas condiciones no sea posible dar el desnivel deseado, se puede reducir las pérdidas disminuyendo prudentemente la velocidad del agua, considerando el riesgo de acumulación de sedimentos y la necesidad en algún momento de limpiar el interior de la estructura. El sifón funciona por diferencia de cargas, ésta diferencia de cargas debe absorber todas las pérdidas en el sifón. La diferencia de cargas (ΔZ) debe ser mayor o igual que las pérdidas totales.

2.3.2. *Transiciones de entrada y salida*

Las transiciones son estructuras que se usan para modificar en forma gradual la sección transversal de un canal, cuando se tiene que unir dos tramos con diferente sección transversal, pendiente o dirección. Evitando que el paso de una sección a la siguiente, de dimensiones y características diferentes, se realice de una forma brusca, reduciendo de esta manera, las pérdidas de carga en el canal (Villón-Béjar, 2005).

En la figura 14, se pueden observar dos ejemplos de las transiciones utilizadas en el DRAT. La imagen izquierda corresponde a un cambio de sección transversal al inicio de una caída y la imagen derecha al cambio entre secciones transversales de rectangular a trapezoidal en la salida de una rápida.



Figura 14. Transiciones utilizadas en el DRAT.

La transición permite evitar pérdidas de energía excesivas, eliminar ondas cruzadas, turbulencia y dar seguridad a la estructura y al curso del agua. Su forma puede variar desde muros de entrada

rectos perpendiculares al flujo de agua; para estructuras pequeñas o cuando la altura no es muy significativa, hasta estructuras alabeadas y en formas de línea de corriente muy elaboradas (Ven te Chow, 1994).

Ven te Chow (1994), menciona que los tipos comunes de transición incluyen transiciones de entrada y de salida entre canales y canaletas, entre canales y túneles, y entre canales y sifones invertidos. A menudo ocurren cambios en la profundidad de flujo en todos los tipos de transición, si el cambio en la profundidad o en el ancho es rápido, el flujo se convierte en rápidamente variado y pueden ocurrir ondas estacionarias. Con base en el comportamiento de estructuras existentes se han encontrado los siguientes aspectos importantes en el diseño:

A. Proporcionamiento

- El ángulo máximo óptimo entre el eje del canal y una línea que conecte los lados del canal entre las secciones de entrada y de salida es $12,5^\circ$.
- Ángulos agudos en la superficie del agua o en la estructura inducen ondas estacionarias extremas y turbulencia.

B. Pérdidas

- La pérdida de energía de una transición está compuesta por pérdidas de fricción y pérdidas de conversión.
- La pérdida de fricción tiene un efecto muy pequeño en el perfil de flujo de la transición y puede ignorarse en el diseño preliminar.
- La pérdida de conversión se expresa en términos del cambio en la altura de velocidad entre las secciones de entrada y de salida de la estructura.
- Para estructuras de entrada, la velocidad de entrada es menor que la velocidad de salida.
- Para estructuras de salida la velocidad se reduce con el fin de elevar la superficie de agua.

C. Borde libre

- Pueden utilizarse reglas aproximadas para la estimación del borde libre en canales revestidos y no revestidos. Para profundidades de flujo superiores a 12 pies, debe darse especial consideración al borde libre en la transición.

D. Eliminación de Salto hidráulico

- Si la transición viene desde un flujo supercrítico a un flujo subcrítico, el salto hidráulico puede eliminarse mediante proporcionamiento cuidadoso de las dimensiones de la transición.

En cuanto a las transiciones entre canales y sifones invertidos en la figura 15 se puede observar un diseño común de las transiciones de entrada y salida entre canales y sifones invertidos.

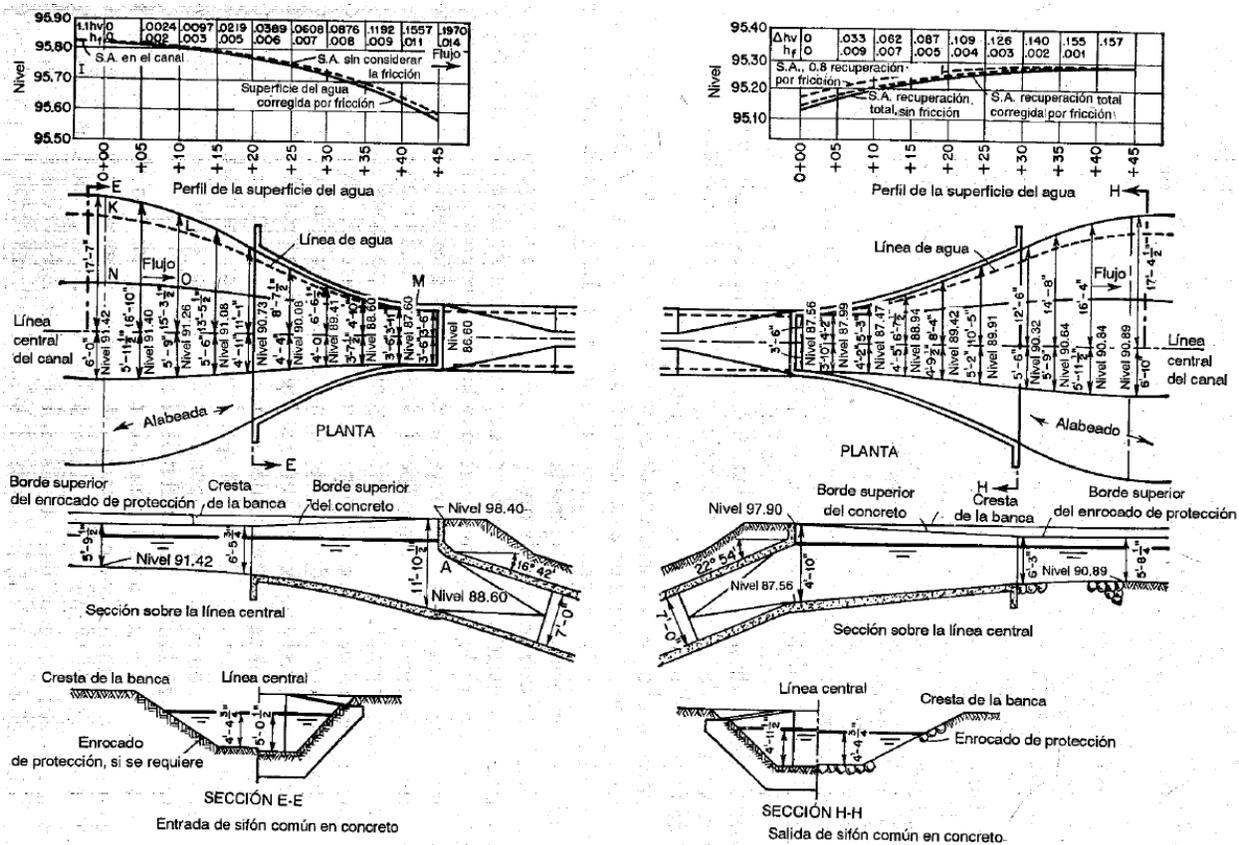


Figura 15. Diseño común de transiciones de entrada y de salida para sifones (Ven te Chow, 1994).

Con respecto al diseño de este tipo de transiciones el United States Department of the Interior Bureau of Reclamation (1978), recomienda lo siguiente:

- En el diseño de una transición de entrada, por lo general es conveniente tener la apertura del sifón colocada por debajo del nivel normal de la superficie de agua. La profundidad de sumergencia en la entrada del sifón se conoce como sello de agua. La cantidad adecuada del sello depende de la pendiente, del tamaño y del cuerpo del sifón. Si la entrada no está del todo sellada puede ocurrir un salto hidráulico en el cuerpo del sifón y una condición de operación desfavorable. En el diseño de la figura 15 se utiliza un sello de 18 pulg.
- Una vez que se ha determinado el sello para la estructura de entrada se calcula la velocidad en el muro de entrada, y la caída total en la superficie del agua se toma como $1,1 \Delta h$ sin considerar las pérdidas por fricción. Luego se supone un perfil de flujo suave, tangente a la superficie de agua en el canal, al inicio de la transición que pasa por el punto en el muro de entrada fijado en el punto anterior. En el diseño de la figura 15 se utiliza una parábola simple.
- En el diseño de la estructura de salida el aumento teórico en la superficie de agua desde el muro de salida hasta el final de la transición, sin considerar las pérdidas por recuperación, debe ser igual al cambio total en la altura de velocidad Δh . El perfil de flujo que se muestra en la figura 15 es una parábola simple.

- Para la estructura de salida no se necesita que la pendiente de fondo sea tangente a la pendiente del conducto cerrado en el muro de salida como si lo es en el caso de la entrada, a no ser que la velocidad en el sifón sea alta y la pendiente de la transición sea empinada.

2.3.3. Represas

Las represas son estructuras utilizadas para aumentar la eficiencia en la operación del canal, con ellas se puede mantener un nivel estable de operación principalmente en momentos en los que se conduce un caudal menor al de diseño del canal. En la figura 16 se ilustra una represa con regulación de compuerta ubicada en un canal secundario. Se puede apreciar levemente como el nivel de agua, aguas arriba es mayor que el nivel aguas abajo. Con esto las tomas de parcela en ese tramo tienen mucho mayor energía, y la conducción es más eficiente.

Vente Chow (1994), comenta que cuando se diseñan represas es necesario investigar sobre los daños probables causados por el efecto de remanso debido al obstáculo en la corriente que genera la estructura. Para estudiar este problema es muy útil la llamada curva envolvente de remanso. La cual, representa el lugar geométrico del punto final aguas arriba de la curva de remanso (perfil M1). Para fines prácticos este punto final puede determinarse como el lugar donde el aumento en la superficie de agua empieza a causar daño. Es decir, donde la profundidad de flujo es igual a cierta fracción de la profundidad normal, según la naturaleza del problema, por ejemplo, alrededor de 1% mayor que la profundidad normal ($1,01 y_n$).

Vente Chow (1994), menciona además que la curva de remanso empieza en el punto donde el nivel estático del embalse con cero caudal de entrada interseca el fondo del canal. A medida que el flujo de entrada al embalse se incrementa, el punto final de la curva puede moverse hacia aguas arriba o hacia aguas abajo, según factores como la condición del canal, la forma de la sección transversal, la presencia de planicies de inundación, el efecto de tributarios y el posible cambio en el nivel del embalse.

Cuando el nivel del embalse se mantiene constante y el canal es prismático y tiene una sección transversal simple, es más probable que el punto final se mueva en la dirección aguas abajo a medida que se incrementa el caudal. Un aumento en la rugosidad del canal por lo general da como resultado un movimiento hacia aguas abajo del punto final, debido a que su efecto es reducir la longitud del perfil de flujo (Vente Chow, 1994).

Para el cálculo de la curva de remanso en los canales de riego, en el SENARA usualmente se utiliza el método directo por tramos por medio del software H-Canales, para establecer la longitud de esta y determinar la ubicación de las represas. Villón Béjar (2007) menciona que este método es aplicable para canales prismáticos (diseñado con una forma geométrica regular). El método se basa principalmente en la energía del flujo en el canal, de aguas abajo hacia aguas arriba. Se utiliza para calcular el tirante y_2 , que se presenta en una sección 2 previamente definida de un tramo de longitud Δx , a partir del tirante conocido y_1 en la sección 1, y los demás datos. Más adelante se explicará el procedimiento de cálculo utilizado.

2.3.4. Checks

Son estructuras de regulación colocadas de forma transversal al flujo del canal para regular el nivel del agua aguas arriba de la estructura. Permiten mantener el nivel deseado en estructuras como tomas de parcela cuando no se tiene el nivel de diseño en el canal. Además evitan que el canal



Figura 16. Ejemplo de presa con compuerta utilizada en el DRAT.

entero se seque en caso de un accidente o rotura y que parte de este funcione en caso de necesitar algún arreglo o mantenimiento en un tramo del canal, sin afectar su funcionamiento aguas arriba.

Las checks permiten el paso del agua a través de compuertas, algunas de estas estructuras tienen muros de desbordamiento a los lados similares a los vertedores de excedencia que hacen que el nivel de agua suba y no se desborde el canal. Suelen combinarse con estructuras como sifones invertidos y tomas de derivación que necesitan regular el nivel del agua o caudal para su correcto funcionamiento (United States Department of the Interior Bureau of Reclamation, 1978).

2.3.5. Tomas de parcela y derivación a canales secundarios

Las obras de toma permiten desviar una parte del agua del canal principal hacia otro canal secundario o parcela. La estructura consiste usualmente en una entrada, un conducto por donde se va a transportar el agua a partir del canal principal y una transición de salida. Pueden ser diseñadas para conducir el agua y medir el caudal a la vez. Estas estructuras necesitan que el canal presente un nivel de agua constante para su correcto funcionamiento. Una forma de lograr esto es la colocación de una represa aguas abajo de la toma de agua para mantener el nivel de diseño.

El diseño de las tomas de parcela se basa principalmente en calcular pérdidas asociadas a la entrada, conducción y salida de la estructura, garantizando las elevaciones necesarias para asegurar el funcionamiento adecuado. En cuanto a consideraciones de diseño, se encuentran los niveles de agua ya mencionados y la velocidad del flujo de salida, principalmente en canales no revestidos, la cual debe ser de un máximo de 3,5 ft/s. Es importante que las entradas de las tomas no interfieran con la forma del canal principal, su material y diseño dependerán del uso de área sobre la conducción, por lo que puede que la tubería esté enterrada bajo una carretera o cruce de camino para llegar al punto de entrega y se debe de considerar la carga que soportará (United States Department

of the Interior Bureau of Reclamation, 1978).

Villón-Béjar (2005), comenta que la finalidad de las obras de toma para canales es derivar y regular el agua procedente del canal principal, a los laterales o de éstos a los sublaterales y de éstos últimos a los ramales. Para obtener una medición exacta del caudal a derivar, las tomas se diseñan dobles, es decir, se utilizan dos baterías de compuerta; la primera se denomina compuerta de orificio y la segunda compuerta de toma y entre ellas se deja un espacio que actúa como cámara de regulación (ver figura 17). Para caudales pequeños por un aspecto económico, se utilizan tomas con una sola compuerta con la cual la medición del caudal no será muy exacta pero si bastante aproximada, en la figura 18 se muestra un ejemplo de este tipo de tomas.

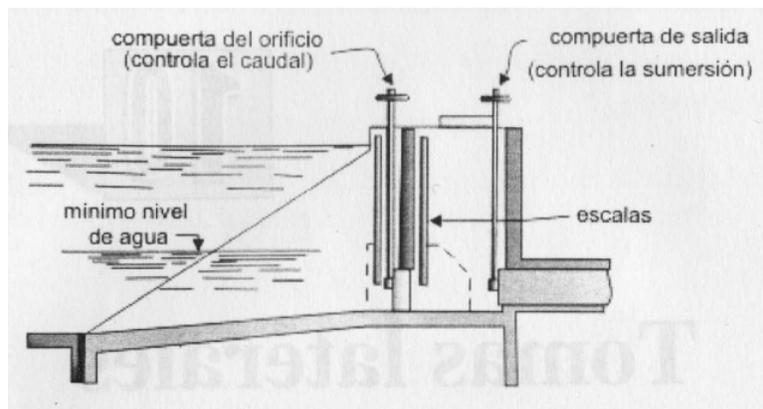


Figura 17. Ejemplo de toma con doble compuerta (Villón-Béjar, 2005).



Figura 18. Ejemplo de toma con una sola compuerta ubicada en el DRAT, Canal Sur tramo II.

En la figura 19 se muestra un ejemplo de derivación del Canal del Oeste ubicado en el DRAT a uno de los canales secundarios. En este caso la estructura esta regulada por medio de 3 compuertas manuales que son operadas según las necesidades y caudales de operación del sistema.



Figura 19. Derivación de canal principal a secundario utilizada en el DRAT, Canal Oeste.

2.3.6. *Vertedores laterales de excedencia*

Representan una estructura de protección para el canal y propiedades aledañas a este, frente una tormenta incontrolada o exceso de escorrentía pluvial que ingrese al canal. Son utilizados para desviar el caudal hacia un río, quebrada o canal de una capacidad menor o para desviar el caudal excedente proveniente de una avenida, o cierre de compuertas, protegiendo estructuras aguas abajo del canal. Suelen utilizarse también para regular caudales a la entrada de sifones y permitir que estos operen con el caudal que fueron diseñados, evitando daños que se puedan dar por un exceso en el nivel aguas arriba de la estructura (United States Department of the Interior Bureau of Reclamation, 1978).

Tal como se muestra en la figura 22 el vertedero lateral permite evacuar los excedentes de caudal, cuando el nivel de agua en el canal pasa de un cierto límite. En la figura 21 se muestra un ejemplo de una estructura real de un vertedor de excedencias, en este caso el caudal de diseño del canal es muy bajo, pero conforme el agua alcance el nivel de vertido, el exceso será vertido al cauce por gravedad. En este caso la estructura presenta una especie de rampa que facilita el ingreso del agua al cauce, sin embargo en situaciones donde el canal no esta tan cerca de un río es necesario utilizar tubería para transportar el agua hasta el sitio deseado, como se puede ver en la figura 20.



Figura 20. Ejemplo de vertedor de excedencias utilizado en el DRAT en tramo alejado del cauce.



Figura 21. Ejemplo de vertedor de excedencias utilizado en el DRAT en tramo paralelo a cauce de un río.

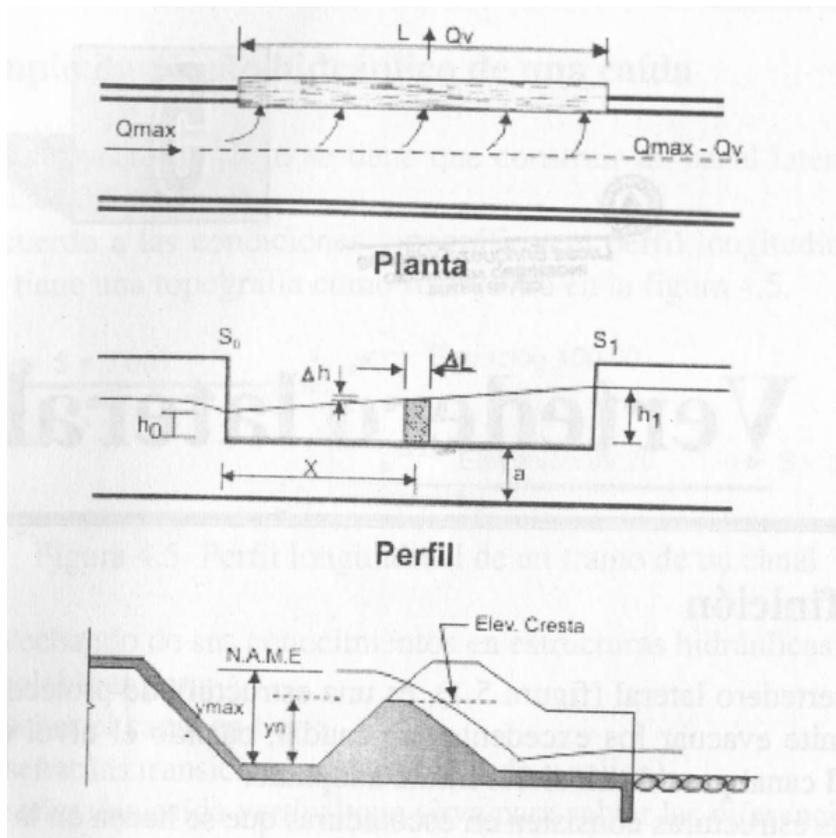


Figura 22. Vista en planta, perfil y sección transversal vertedero lateral (Villón-Béjar, 2005).

2.4. Herramientas de diseño

2.4.1. LIDAR

La herramienta LIDAR (Light Detection and Ranging) permite la medición de datos topográficos con una alta precisión para la creación de mapas y modelos de elevación. Ruíz et al. (2014) mencionan que el escáner emite alrededor de 150.000 pulsos de rayos láser hacia la superficie que se quiere estudiar, y un sensor mide el tiempo que le toma a cada pulso en regresar a la fuente emisora. Al viajar la luz de una forma constante y conocida, se puede medir la distancia entre el escáner y la superficie con muy buena precisión. Al terminar el levantamiento de los datos, se almacenan en una nube de puntos con la totalidad de las coordenadas x,y,z; así como las posiciones relativas de cada objetivo. Este tipo de herramientas tiene gran utilidad ya que permite caracterizar la superficie del terreno (acueductos, ríos, carreteras, tipos de vegetación, etc.) y poder analizar mejor las zonas donde será ubicada la red de canales.

Ruíz et al. (2014) mencionan también, que sin importar la resolución utilizada para un proyecto, los datos LIDAR siempre deberían estar acompañados de ortofotos de muy alta resolución (entre 10 y 15 cm). Además deberían estar sin presencia de nubosidad en casi un 99 % de área de estudio, para interpretar con mayor facilidad la realidad de la zona.

Un ejemplo de la aplicación de este tipo de tecnologías en Costa Rica para generar perfiles topográficos y mapas topográficos con curvas de nivel a 1 m de diferencia, es la Ruta Nacional N° 32, carretera Braulio Carrillo (Ruíz et al., 2014), tal como se observa en la figura 23.

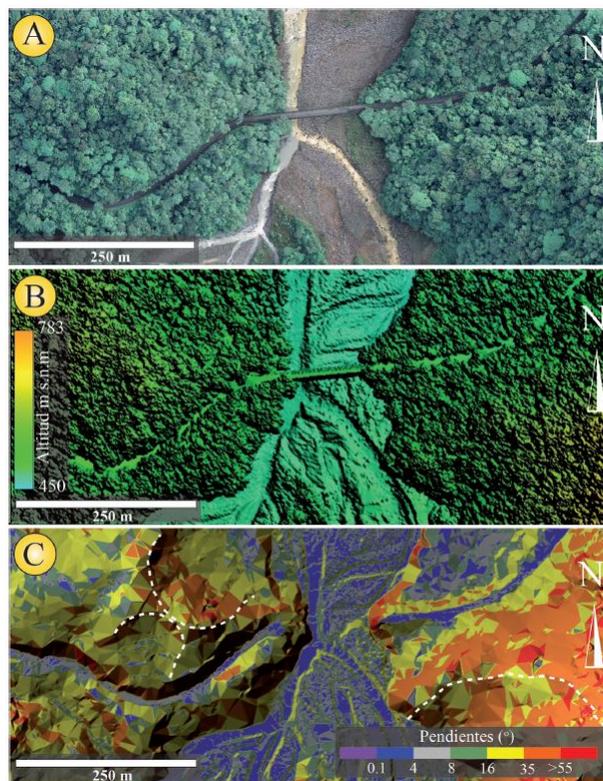


Figura 23. A) Fotografía ortorretificada de la zona del río Sucio sobre Ruta N°32. B) MED con vegetación generado con una resolución de 4 puntos/ m^2 , C) MED sin vegetación ni estructuras (Ruíz et al., 2014).

Para este proyecto se hizo un levantamiento de cuatro bloques, para el diseño del Canal Alto ubicado en el bloque 4 (figura 3) fue necesario utilizar los levantamientos de los bloques LIDAR 1 y 2, en la figura 24 se muestra un ejemplo del bloque 1.

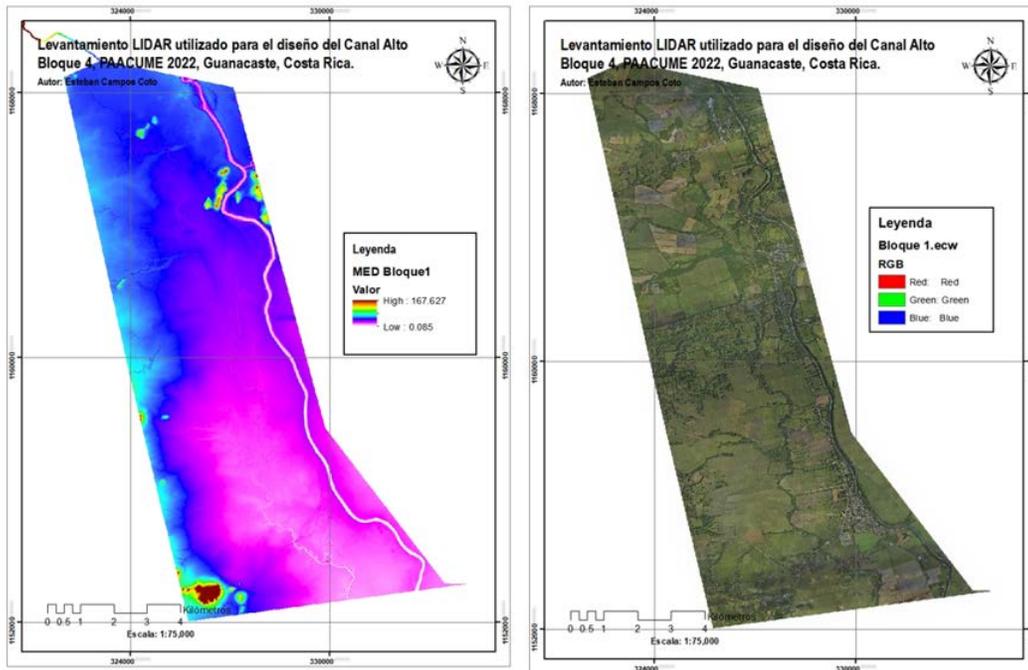


Figura 24. Ejemplo de levantamiento LIDAR utilizado en el proyecto. A la izquierda MED generado para el bloque 1 de LIDAR y a la derecha fotografía ortorretificada del bloque 1 de LIDAR.

2.4.2. *H-Canales*

Consiste en un software desarrollado por Máximo Villón Béjar para el diseño de canales y estructuras hidráulicas (Villón Béjar, 1999). El programa permite realizar simulaciones, variando cualquier parámetro hidráulico como: diferentes condiciones de rugosidad, pendiente, forma y dimensiones del canal. El programa será utilizado según sea necesario, para resolver problemas en el diseño de las secciones transversales que se presentan en el diseño de canales y estructuras hidráulicas, las cuales son: cálculo del tirante normal, tirante crítico, resalto hidráulico, curva de remanso, caudales y cálculos variados, como pendiente, ancho de solera, coeficiente de rugosidad, diámetros de tuberías.

2.4.3. *HEC-RAS*

Es un software desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica, (HEC por sus siglas en inglés, Hydrologic Engineering Center) del cuerpo de ingenieros del ejército de los Estados Unidos para el análisis de cuerpos de agua RAS (River Analysis System). El programa es comúnmente utilizado para la modelación hidráulica de canales naturales y artificiales bajo condiciones de flujo permanente y no permanente, y regímenes de flujo subcrítico, supercrítico y mixto. Este programa permite aproximar la altura de la lámina de agua en el canal, facilitando visualizar gráficamente los resultados (US Army Corps of Engineers, s.f.).

Segura Serrano y Casasola Ramirez (2011) mencionan que el software permite realizar el cálculo de perfiles de flujo solucionando las ecuaciones de continuidad y de momentum iterativamente utilizando la técnica de Newton-Raphson. El principal parámetro de este software es el coeficiente de rugosidad n de Manning, que es ingresado manualmente según la textura de la superficie del canal. Otros parámetros a considerar son los coeficientes de pérdidas por expansiones y contracciones.

HEC-RAS contiene tres componentes principales de análisis hidráulicos: flujo permanente para el cálculo del perfil de la superficie, simulación de flujo no permanente y cálculo del transporte de sedimentos. Para la utilización de este software es necesario conocer las secciones transversales, la distancia entre las secciones transversales, el coeficiente de Manning en las secciones transversales, los caudales de diseño y las condiciones de frontera. Si el flujo es subcrítico, la condición de borde a usar es aguas abajo, si el flujo es supercrítico, la condición de borde a usar es aguas arriba (Torres, 2017).

Torres (2017), menciona que para realizar el modelamiento en HEC-RAS, se requieren dos tipos de datos: datos geométricos y de flujo permanente. Los datos geométricos son las dimensiones de las secciones transversales existentes en toda la longitud del canal, se introducen al programa mediante la cota de diversos puntos, de tal forma que introduciendo las cotas de dos secciones continuas a una distancia conocida, el modelo calcula la pendiente del tramo. Para los datos de flujo permanente se considera que el caudal en el cauce puede ser constante o variable en el tiempo, adicionalmente se tiene que conocer el tipo de flujo y las condiciones de borde.

Para régimen subcrítico, el modelo restringe como resultados correctos valores mayores a la altura crítica. En casos donde el régimen de flujo cambia de subcrítico a supercrítico, o viceversa, el usuario debe ejecutar el programa en modo de régimen de flujo mixto.

2.4.4. *Civil 3D*

Civil 3D de Autodesk es un software de documentación y diseño de ingeniería civil, compatible con Modelado de Información para la Construcción (BIM por sus siglas en inglés, Building Information Modeling) que permite el modelado de superficies y corredores, el análisis de aguas pluviales y sanitarias, diseño de puentes, drenajes, canales, carreteras, redes de presión, entre otros, además de la producción y la documentación de planos. El software permite conexiones con información LIDAR, drones y programas GIS como ArcGIS facilitando el manejo de datos. Representa una herramienta útil en el diseño de canales facilitando resultados como, diseño en planta, en perfil y secciones transversales. En el análisis de redes por gravedad, ajusta tamaños de tuberías, cálculo de rasantes, líneas de energía y líneas piezométricas conforme a la norma HEC-22 2009 (AUTODESK, 2021).

2.5. *Influencia de eventos climáticos sobre la red de canales*

La provincia de Guanacaste ha presentado afectaciones debido a inundaciones y eventos climáticos en los últimos años, porque se deben a diversos factores principalmente de orden hidrometeorológico. Un ejemplo de esto es el impacto en el año 2017 ocasionado por la tormenta Nate, donde se generaron importantes pérdidas materiales, gran cantidad de hogares afectados por inundaciones e impacto económico en la población por pérdida de animales para producción (UCR, 2017).

Debido a lo anterior, es importante contemplar aspectos que puedan llegar a tener influencia

sobre la red de drenajes que se desea realizar en esta propuesta y las medidas a tomar en cuenta para evitar riesgos ante estos eventos climáticos. Para contemplar esto, Espinoza Rivera (2018) elaboró una modelación hidrodinámica, para determinar áreas de afectación en eventos extremos. Al considerarse la tormenta Nate una de las más importantes en los últimos años, se tomó como referencia por el autor para la elaboración de las manchas de inundación de los ríos Tempisque y las Palmas que ocurrieron durante la influencia de la tormenta.

Espinoza Rivera (2018) menciona que al analizar los datos de los niveles máximos alcanzados por las manchas de inundación de los ríos como una capa raster, fue posible identificar secciones de la red de canales del proyecto PAACUME que pudieran ser afectadas en caso de ocurrir un evento similar a Nate (ver figura 25). De estos resultados se puede observar que la sección de canales (MD 1) paralela a la ruta 21 y en dirección al ingenio El Viejo, posiblemente sería afectada por un evento similar a la tormenta Nate. Tal como se mencionó en la tabla 2, esta información está sujeta a cambios por encontrarse actualmente en una etapa de diseño y al contar con mejores datos de topografía se podrán determinar posibles obras de protección o cambios en el trazo de la red de canales.

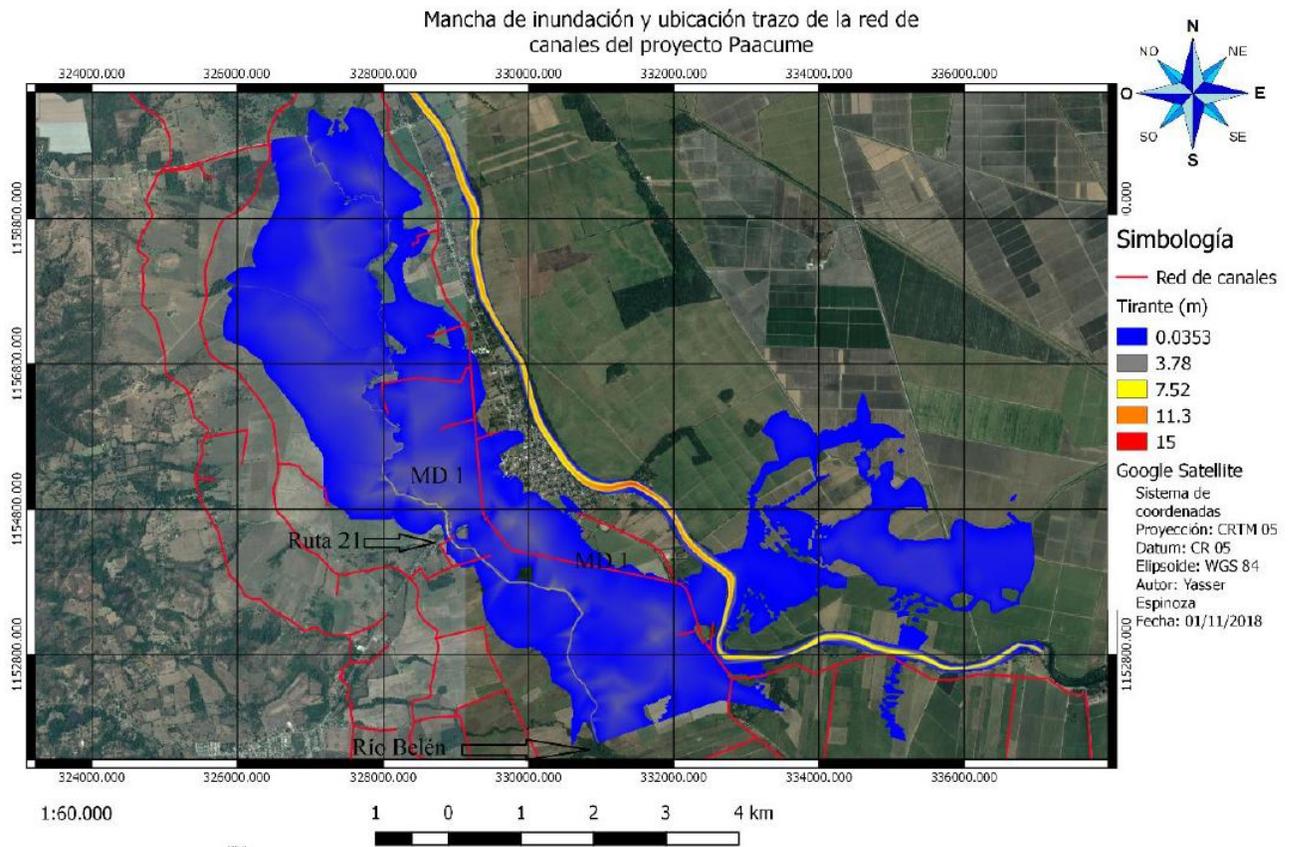


Figura 25. Sección de la red de canales del proyecto PAACUME y manchas de inundación durante la tormenta Nate (Espinoza Rivera, 2018).

2.6. ASPECTOS LEGALES

El desarrollo de este proyecto y en general de PAACUME conlleva un análisis muy completo que toma en consideración los trámites legales y administrativos al desarrollar proyectos de tal magnitud. Por lo tanto, se hace una breve mención de los aspectos más importantes a tomar en cuenta en el tema legal que involucra la construcción, diseño de canales y desarrollo del proyecto como tal:

2.6.1. *Ley Forestal*

La ley Forestal se promulgó el 13 de febrero de 1996, mediante la Ley N°7575. Su objetivo se basa en la conservación, protección y administración de los bosques naturales con el principio de uso adecuado y sostenible de los recursos naturales renovables. Prohibiendo el cambio de uso de los suelos excepto en aquellos proyectos estatales o privados que el Poder Ejecutivo declare de conveniencia nacional, debido a que sus beneficios sociales sean mayores a los costos socio ambientales. En el caso del PAACUME se encuentra amparado bajo el Decreto N°38665-MP-Mideplan-Minae-MAG. Por lo tanto, SENARA cuenta con la autorización implícita de la ley de poder eliminar los arboles necesarios, en el tanto sea declarado de conveniencia nacional y permita el desarrollo económico y social a nivel regional y nacional (Procuraduría General de la República, [s.f.](#)).

2.6.2. *Ley de Aguas*

El 27 de agosto de 1942 se promulgo la Ley de Aguas N°276 donde se amplio el dominio público de las aguas, de modo que gran parte de las aguas subterráneas y superficiales se consideran de dominio público y de propiedad nacional. Bajo los lineamientos de esta ley SENARA afianza el desarrollo de sus proyectos de canalización de agua, y luego de la construcción de estos queda facultada para cobrar los cánones requeridos para el mantenimiento y operación de las obras (Procuraduría General de la República, [s.f.](#)).

2.6.3. *Ley de Expropiaciones*

En la Ley N°7495 se encuentra el recurso legal para la realización de estudios previos a la construcción de proyectos que involucren procesos de expropiación necesarios para el desarrollo de la infraestructura para riego y menciona textualmente en su artículo 3 lo siguiente:

Estudios previos. Ningún propietario o poseedor, por cualquier título, podrá oponerse a que se practiquen, sobre sus bienes inmuebles, los estudios necesarios para construir, conservar o mejorar una obra pública. También, están obligados a mostrar los bienes muebles, para su examen, cuando en ellos exista un interés público previamente declarado. En caso de negativa del propietario, por vía incidental, se le deberá solicitar autorización al juez competente en la materia y esos actos se realizarán ante una autoridad jurisdiccional.

Si tales estudios provocan algún daño, este se indemnizará siguiendo los trámites previstos en esta ley para la ocupación temporal.

Antes de realizar los estudios, el funcionario comisionado comunicará por escrito, al interesado, la fecha, la hora, el tipo de estudio y los motivos que lo originan.

(Procuraduría General de la República, 2014)

2.6.4. *Ley de Biodiversidad*

Tal como se mostró en la figura 2, uno de los componentes importantes para el desarrollo de PAACUME, es la construcción del Embalse sobre el Río Piedras. Esta construcción afecta 113 hectáreas dentro de la Reserva Biológica Lomas Barbudal, la cual cuenta con categoría de máxima protección dentro de la Legislación Nacional.

La Organización para Estudios Tropicales (OET) desarrolló el Estudio de Línea de Biodiversidad para definir la línea de biodiversidad que permita determinar la integridad ecológica, relevancia y fragilidad de los ecosistemas presentes, así como la biodiversidad existente en el área de la reserva que va a ser impactada por la construcción de dicho embalse. A la vez, se efectuó un análisis comparativo entre el área afectada y terrenos aledaños previamente seleccionados con un área de 189,3 hectáreas para conocer las condiciones de similitud, factibilidad de utilizarse como zona de reemplazo y equivalencia ecológica (SENARA, 2018).

Si bien la modificación de los límites de la Reserva Biológica Lomas Barbudal no es una competencia propia del SENARA, la institución tiene la posibilidad de realizar estas acciones en base con los artículos 45 y 47 de la Ley de Biodiversidad, para proponer una modificación del área territorial que ocupa la Reserva Biológica. Al proponer estas acciones debe cumplir con una serie de requisitos legales, los cuales se encuentran descritos en los artículos 71 y 72, del Reglamento a la Ley de Biodiversidad.

Es importante mencionar que SENARA ha cumplido con todos los requisitos establecidos para la modificación de los límites de la reserva, entre los cuales están la realización del informe técnico, presentación de los recursos financieros suficientes para la adquisición de terrenos, la consulta obligatoria a las comunidades locales que puedan ser afectadas, la elaboración del Estudio de Impacto Ambiental (ESIA) presentado mediante D1-21601-17 en la Secretaría Técnica Nacional Ambiental (Setena), procesos de comunicación social en las comunidades impactadas por el proyecto, la percepción local del mismo, la revisión por parte del Consejo Regional de Áreas de Conservación (Corac) y Consejo Nacional de Áreas de Conservación (Conac) y la presentación del proyecto de ley N°20.465 **Ley para la modificación de límites de la Reserva Biológica Lomas Barbudal, para el desarrollo del Proyecto de Abastecimiento de Agua para la Cuenca Media del Río Tempisque y Comunidades Costeras** (SENARA, 2018).

Con este proyecto de ley se establece la Ley N°9610, Modificación de límites de la Reserva Bio-

lógica Lomas Barbudal para el desarrollo del proyecto de abastecimiento de agua para la cuenca media del río Tempisque y comunidades costeras (Sistema Costarricense de Información Jurídica (SCIJ), 2018).

2.6.5. *Ley financiamiento del PAACUME*

El presidente de la República Carlos Alvarado en el periodo de su gestión aprobó el crédito para que el proyecto fuera financiado mediante la Ley N°10239 de contrato de préstamo por \$425 millones con el Banco Centroamericano de Integración Económica (BCIE) que garantiza el financiamiento para el Proyecto de Abastecimiento de Agua para la Cuenca Media del río Tempisque y Comunidades Costeras (PAACUME). De los \$457 millones necesarios para la ejecución del proyecto, \$425 millones provendrán del préstamo con el BCIE y el resto será aportado como contrapartida por el Estado (Presidencia de la República de Costa Rica, 2022).

El financiamiento fue aprobado por el BCIE en julio de 2018 y firmado el 4 de abril de 2022 quedando establecido el contrato de préstamo N° 2220 que financiará el "Proyecto de abastecimiento de agua para cuenca media del Río Tempisque y comunidades costeras (PAACUME) suscrito con el Banco Centroamericano de Integración Económica (BCIE) ((SCIJ), 2022).

3. OBJETIVOS

3.1. *Objetivo General*

- Realizar el diseño hidráulico de canales primarios y secundarios para riego en el bloque 4 de la margen derecha del río Tempisque del Proyecto Sistemas de Abastecimiento de Agua para la Cuenca Media del Río Tempisque y Comunidades Costeras del Servicio Nacional de Aguas Subterráneas, Riego y Avenamiento.

3.2. *Objetivos Específicos*

- Realizar el trazado preliminar de la red de canales del bloque 4, con base en la distribución de canales existente.
- Generar una propuesta de diseño hidráulico de la red de canales principales y secundarios del bloque 4 con base en el modelo de elevación digital y los requerimientos hidráulicos del proyecto.
- Desarrollar el diseño hidráulico de las principales estructuras hidráulicas del proyecto para el adecuado funcionamiento de la red de canales del bloque 4.

4. METODOLOGÍA

Para desarrollar con éxito la practica dirigida se propone la siguiente metodología según los objetivos planteados anteriormente.

4.1. Objetivo 1: Planeamiento físico de la red de canales

Para llevar a cabo el primer objetivo se realizó el trazado de los canales primarios iniciando a una altura de la cota 30 msnm, de forma que permita conducir el agua por gravedad tanto para el Canal Alto 1 (CA1), como para el Canal Alto 2 (CA2). Al ser ambos canales de riego, el trazo se realizó asumiendo el nivel del agua con una elevación de 25 cm sobre la superficie del suelo en la mayoría de los casos donde la topografía lo permitió. Esto según experiencias en proyectos similares como el DRAT es suficiente para realizar el paso del agua del canal al área de riego además de que permite contrarrestar las pérdidas de carga en las diferentes estructuras hidráulicas.

El caudal de estos canales primarios fue determinado mediante un estudio de la cobertura del suelo, clasificado en cinco clases: agua (ríos o lagos), bosque, área urbana (construcciones, casas, caminos) y el área regable. Esta última clase es el área potencialmente para riego en cada una de las propiedades beneficiadas por el proyecto. Se tomaron en cuenta únicamente propiedades con una área mayor a 2 hectáreas. Posteriormente, basado en la metodología aplicada en el SENARA e incluida en el estudio de factibilidad, se determinó un coeficiente de disminución con la ecuación 1.

$$AER = 0,9495 \cdot AF^{-0,044} \quad (1)$$

Donde:

AER: Coeficiente de disminución de área efectiva de riego, (adimensional).

AF: Área de Finca regable, (ha).

Posteriormente se multiplica el coeficiente de disminución de área efectiva de riego por el área de finca regable, dando como resultado el área efectiva de riego, tal como se muestra en la ecuación 2.

$$\text{Área efectiva de riego} = AER \cdot AF \cdot CUR_{dis} \cdot 10 \% \quad (2)$$

Donde:

CUR_{dis} : Coeficiente unitario de riego para diseño de infraestructura de conducción y distribución, (l/s/ha).

Finalmente el área efectiva de riego se multiplica por el CUR_{dis} promediado en 1,3 l/s/ha y se determina el caudal correspondiente a la toma de parcela para cada propiedad. Es importante mencionar también que para cada uno de los caudales se contempla un sobre dimensionamiento de un 10 % que permita aplicar riego ante un posible cambio en el uso de suelo de las coberturas boscosas dentro de las propiedades estudiadas, o la implementación de sistemas de riego presurizado en las zonas donde no fue posible regar por gravedad, generando una mayor área de riego.

El dimensionamiento de la sección trapezoidal y pendiente de estos canales se determinó utilizando el software H canales, donde ingresando el caudal calculado para cada canal, y una rugosidad de 0,014 se procuró tener una velocidad mayor a 0,4 m/s y menor a 1 m/s.

Para el trazo de los canales secundarios se tomó en consideración poder abarcar la mayor cantidad que fuese posible de propiedades, permitiendo el aprovechamiento de las fincas por medio de riego por gravedad. El perfil longitudinal se analizó por medio del software Civil 3D 2021, y su diseño fue igualmente por medio del aprovechamiento de la gravedad.

La ubicación de aproximadamente 83 tomas en el CA fueron determinadas bajo el criterio de una toma por finca. Las tomas serán reguladas según consumo, sin embargo las fincas que tengan menor área podrán tener un consumo mayor, para beneficiar a los pequeños productores y crear un balance con quienes tengan propiedades más grandes.

En la figura 26, se muestra un análisis de las propiedades con potencial riego clasificadas por tamaño de área en todo el PAACUME. Se puede apreciar en la imagen que el tamaño predominante de las propiedades es mediano y grande, con lo que se confirma la importancia que tiene el proyecto en la zona y la gran cantidad de área que va a ser beneficiada con un potencial riego.

Es importante mencionar también que algunas propiedades son afectadas por el paso de los canales principales debido a criterios de diseño empleados en el trazo de los mismos. Por esta razón, en el diseño del bloque 4 aquellas que presentan un uso de suelo agrícola van a ser tomadas en cuenta como posibles áreas de bombeo, ya que es muy probable que en un futuro soliciten los permisos de concesión de agua a la institución y es importante que el canal pueda abastecer esta demanda.

Posteriormente en la figura 27, se muestran las áreas de riego potencial incluidas en el diseño hidráulico de cada uno de los bloques y aquellos terrenos que fueron excluidos por diferentes razones como tamaño o imposibilidad de riego por gravedad. Se puede observar como las áreas están ubicadas al lado del canal que favorece la pendiente.

Si se recuerda la ubicación del bloque 4 mostrada anteriormente en la figura 3, se puede ver como el CA1 en dirección norte riega por su dirección hacia la derecha y el CA2 con dirección hacia el sur lo hace hacia su izquierda. Esto de igual forma se detallará más adelante en el documento.

Es importante mencionar que para el trazo de los canales principales se deben de considerar líneas rectas lo más largas posibles, intentando que estas se mantengan en una misma curva o elevación, con un porcentaje balanceado entre valores de elevación mayores y menores al deseado. Posteriormente entre estos trazos rectos se establecerán curvas que formen un alineamiento más ajustado a las superficie presente en el terreno. Si el canal pasa entre dos propiedades se debe ajustar al lindero de la propiedad según el plano de catastro que más convenga y así expropiar a un solo propietario la línea de construcción y mantenimiento del canal.

Una vez determinadas las elevaciones de los perfiles longitudinales y secciones transversales, y con base en la estimación de caudales se procedió a definir la ubicación de las demás estructuras de regulación y control, que permitieron definir el caudal total del bloque.

En este punto también se evaluó la realización del diseño de línea de presión conectada al bloque 1, o la integración de las características de esta al planeamiento realizado y la realización de los cambios que esto conlleve. Al finalizar esta sección se tiene una visión más completa y manejable del área de trabajo, lo que facilitó el diseño hidráulico de la red de canales.

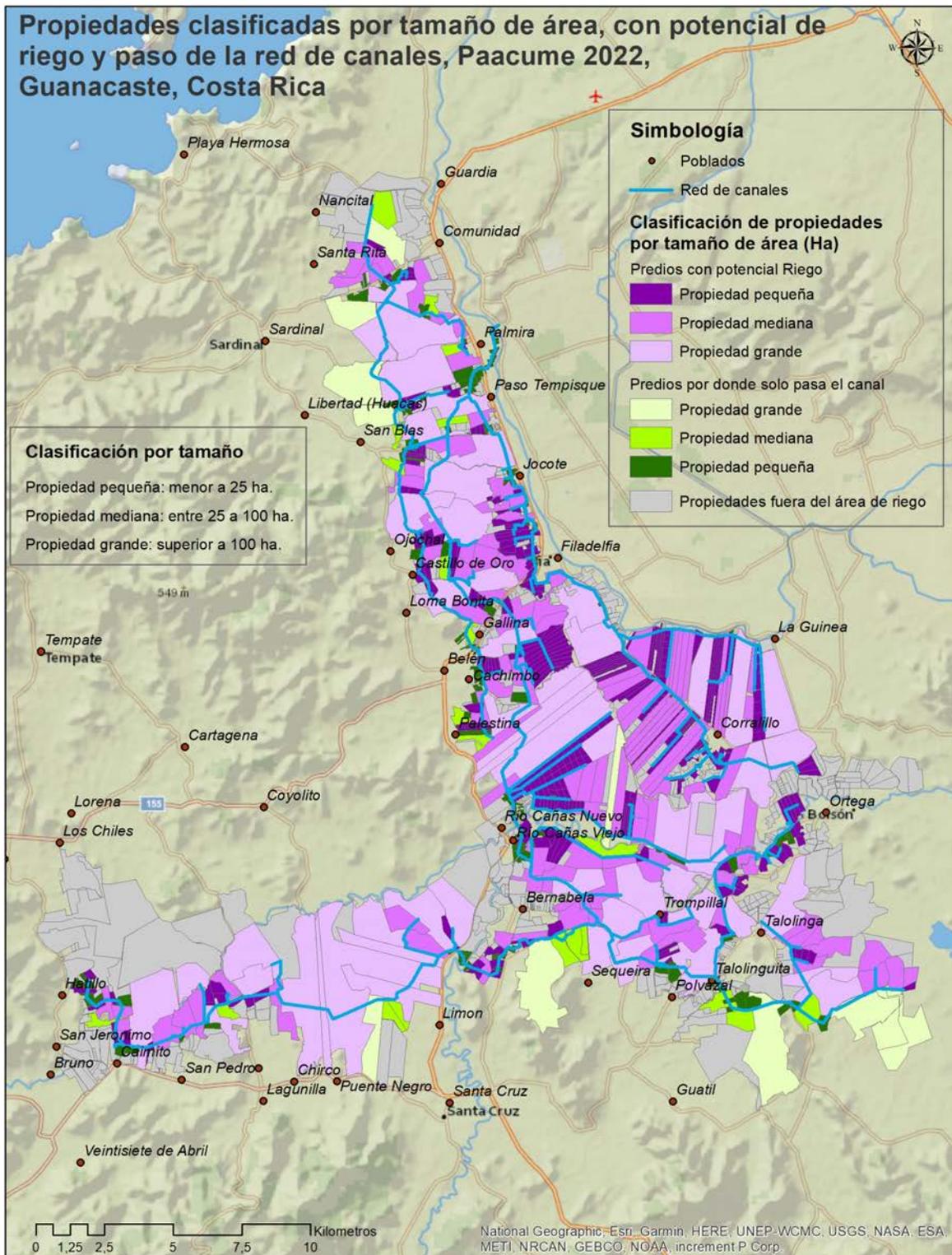


Figura 26. Propiedades clasificadas por tamaño de área, con potencial de riego y paso de la red de canales PAACUME 2022. Elaborado por: Vladimir Jiménez Salazar.

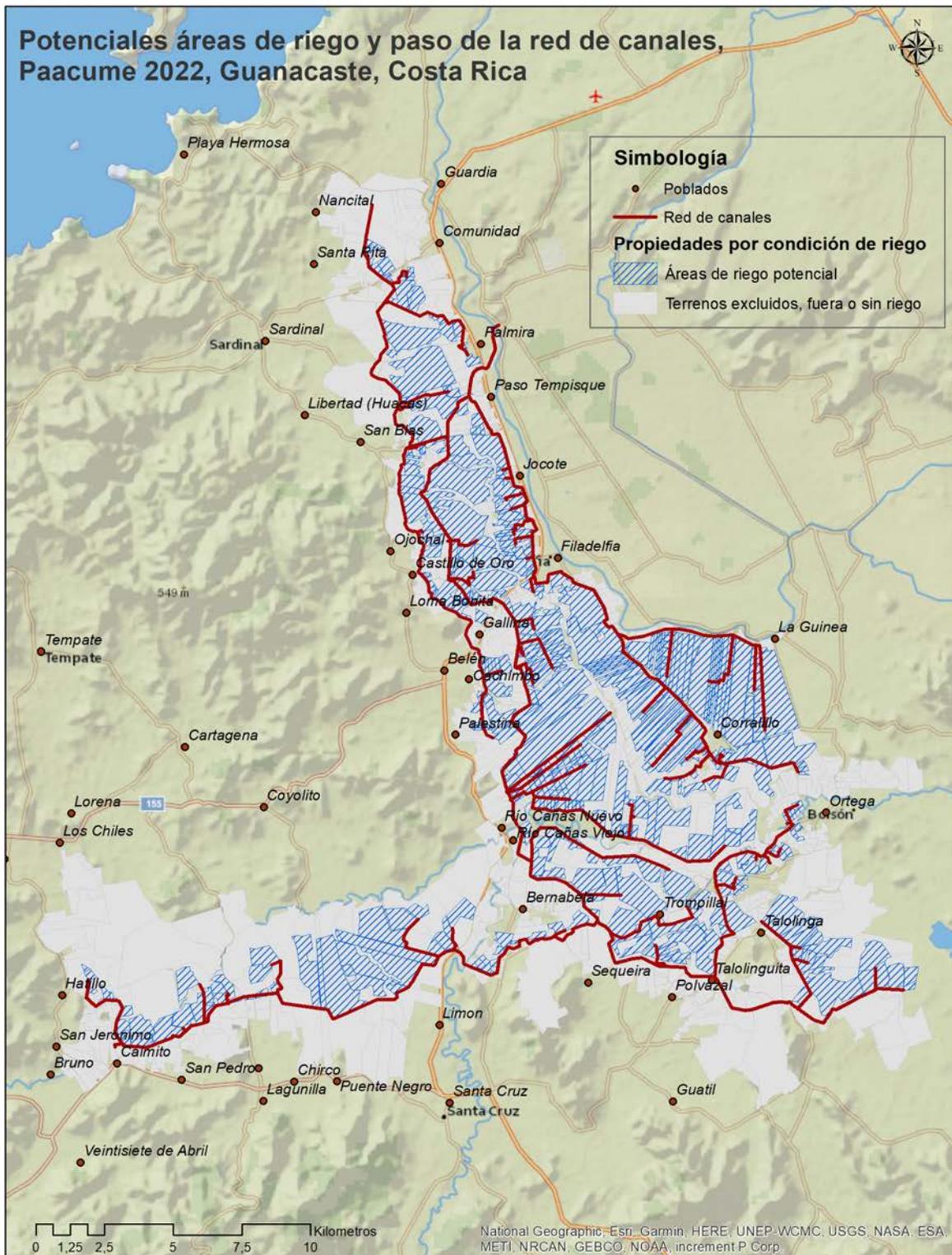


Figura 27. Propiedades incluidas con condición de riego y paso de la red de canales PAACUME 2022. Elaborado por: Vladimir Jiménez Salazar.

4.2. Objetivo 2: Diseño Hidráulico de Canales

Para realizar el diseño hidráulico de los canales primarios y secundarios, se debe realizar el dimensionamiento y la forma geométrica del canal, en función al caudal que transporta la sección del canal de acuerdo a la demanda de agua estimada en el objetivo 1. Para esto se asignó una n de Manning a cada parte del canal, que va a ser en su mayoría revestido con concreto.

De aguas arriba a aguas abajo se determinó los perfiles longitudinales y la distancia entre las secciones transversales de análisis, para poder estudiar la circulación del agua a través de la estructura y los puntos de interés, para fines de construcción hidráulica, como lo son: la conexión con la línea de presión, sifones, represas y demás estructuras contempladas en el objetivo 1.

La evaluación de estas estructuras de análisis se realizó con la utilización del software H-Canales, en conjunto con Civil 3D y excel. Con H-Canales se dio una aproximación inicial es decir, se definió las condiciones iniciales de diseño y conforme se realizaron ajustes en el trazo y estructuras, se definió el diseño definitivo.

Cada uno de los datos antes mencionados fue analizado en una hoja de cálculo mediante un cuadro hidráulico, que contempla y vincula los caudales en cada tramo del canal, con las secciones transversales en cada uno de los tramos, determinadas por el análisis de las áreas regables y el análisis preliminar de las estructuras contempladas.

Para analizar el comportamiento de la sección transversal en el canal se utilizó el software H-Canales, introduciendo las variables de caudal, ancho de solera, talud, una rugosidad de 0,014 por ser revestido en concreto y la pendiente necesaria para que la velocidad del agua se encuentre entre los valores de los 0,4 a 1 m/s.

Los resultados obtenidos se programaron por medio de una memoria de cálculo en un análisis de caudales por tramo que toma en cuenta el estacionamiento, la elevación en el nivel del agua, la elevación de la rasante, elevación del bordo libre y tirante del canal. Con el nivel de agua que se obtuvo se realizaron las modificaciones iterativamente en el trazo del canal (ver anexos 6 y 7).

A este punto se tienen los parámetros de caudal, tipo de flujo, pendientes, velocidad máxima, altura del nivel del agua, taludes de las secciones de análisis, superficie libre y radio hidráulico. Si el canal no satisface las especificaciones técnicas, se debe proponer un nuevo diseño o el ajuste de las secciones que lo requieran.

Para analizar mejor el comportamiento hidráulico de la red de canales, se recomienda analizar el canal que va hacia el norte CA2 y el canal que va hacia el sur CA1, por separado. Al finalizar este objetivo se tienen todos los parámetros necesarios para la caracterización de la geometría del canal, de forma que facilitaron el diseño hidráulico de las estructuras.

4.2.1. Tuberías de baja presión

Tanto para el CA1 como para el CA2 se tenían canales secundarios con sección transversal muy pequeña por lo que se sustituyeron por tuberías laterales entubadas que reducirán el costo de construcción y permitirán llevar agua a las parcelas que se encuentran alejadas del canal principal. Para ello se realizó un diseño de tuberías de baja presión utilizando la ecuación 3 de Hazen-Williams.

$$Hf = \frac{10,674 \cdot Q^{1,852} \cdot L}{C^{1,852} \cdot D^{4,871}} \quad (3)$$

Donde:

H_f = pérdida de carga o de energía, (m).

Q = caudal, (m^3/s).

C = coeficiente de rugosidad, (adimensional).

D = diámetro interno de la tubería, (m).

L = longitud de la tubería, (m).

El procedimiento de cálculo para cada una de estas tuberías consistió en tomar el nivel de agua en el punto de toma del canal principal y calcular la pérdida de carga según el diámetro de cada tubería, de forma que esta pérdida no fuese mayor a la diferencia de altura entre este punto de inicio y el nivel de toma de la última propiedad.

Cada una de las tomas se ubicó 20 cm por encima de la superficie del terreno, en el punto más alto de la propiedad. Por lo tanto, considerando el nivel de operación según las pérdidas hidráulicas de cada tubería, se calculó la carga de operación en cada una de las tomas, es decir, la carga de operación por encima de los 20 cm en los que se ubicó la toma, por lo que el propietario puede aprovechar esto para establecer un riego por gravedad más eficiente, en cuanto a distribución del agua o implementar sistemas a baja presión si la carga en dicha toma lo permite.

No se desarrolló el diseño hidráulico de las estructuras de las tomas de parcela ya que estas van a estar a cargo de la empresa Rubicon Water, quienes van a utilizar un sistema de medición de caudales para establecer las tarifas por consumo a cada propietario. Sin embargo, el diseño fue pensado con base en tomas utilizadas por el DRAT como la mostrada en la figura 18. En la figura 28 se muestra un ejemplo del plano de una toma de parcela para tubería de baja presión. Para cada toma se determina un caudal, ubicación en la estación específica, se recomienda un diámetro interno y se calcula la carga hidráulica que tendrá cada una de las propiedades.

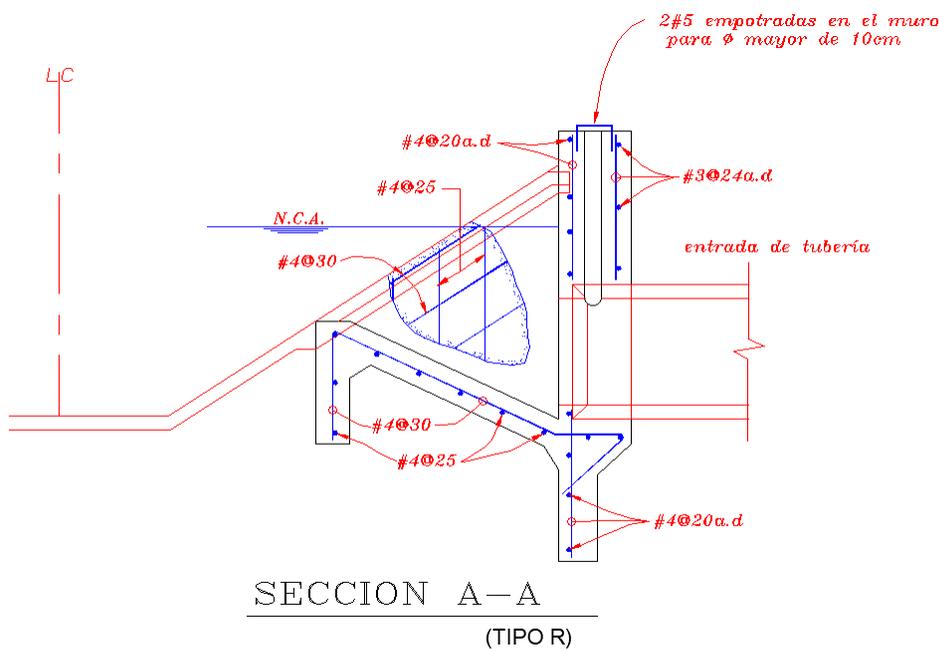


Figura 28. Ejemplo de toma para tuberías de baja presión (Clase 1 tipo R).

Finalmente en cada propiedad para hacer uso de la tubería de baja presión se recomienda colocar una válvula mariposa de palanca HF tipo Lug como la que se muestra en la figura 29. Para estas tuberías se hace una recomendación de diámetros mínimos y es importante que la empresa que licite el proyecto se adapte a las características hidráulicas de la tubería utilizada y con esto se seleccione el tamaño definitivo para cada válvula.

El cuerpo de la válvula termina en extremos bridados formando un solo elemento. El disco con eje excéntrico se aloja en el cuerpo de la válvula y cierra herméticamente mediante elastómero tipo anillo en la lenteja, renovable in situ. El reductor de engranajes encerrados en caja metálica, será de accionamiento manual y estará equipado con un indicador de posición angular de la mariposa.

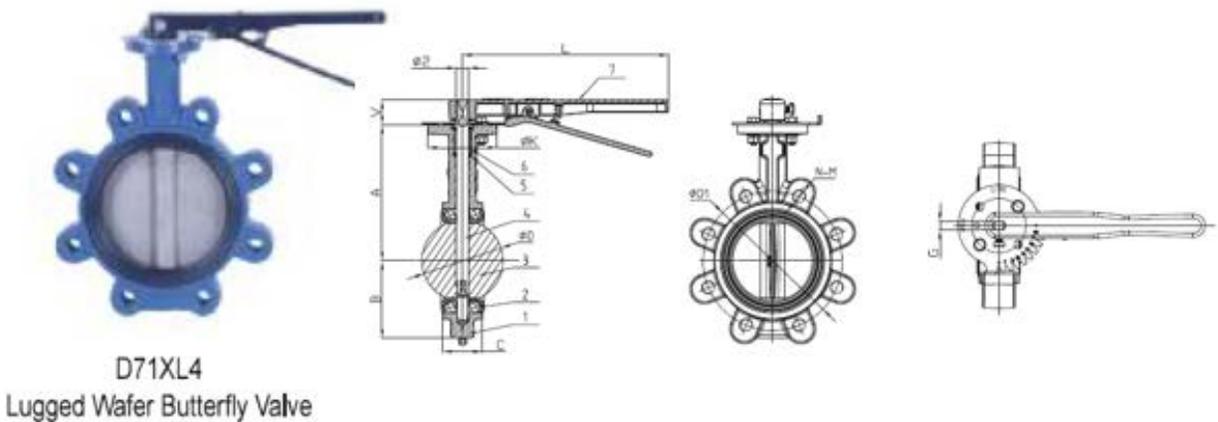


Figura 29. Válvula mariposa de palanca HF tipo Lug.

Debido a que estos diámetros pueden variar la selección de las válvulas no se desarrollo en este proyecto sin embargo en la figura 30 se pueden ver las diferentes dimensiones de diámetros disponibles para estas válvulas.

DN		10°	20°	30°	40°	50°	60°	70°	80°	90°
Inch	mm									
2"	50	0,05	3	6	13	23	38	61	91	99
2.5"	65	0,09	5	10	22	39	65	103	154	170
3"	80	0,17	8	16	34	61	100	158	238	261
4"	100	0,26	15	31	67	120	199	315	472	519
5"	125	0,43	25	53	115	205	339	536	804	884
6"	150	0,69	29	82	132	222	365	611	998	1366
8"	200	2	48	133	217	365	599	1002	1637	1873
10"	250	3	75	206	333	566	928	1552	2535	2901
12"	300	3	132	361	589	990	1625	2718	4439	5041
14"	350	5	158	433	706	1187	1948	3257	5320	6087
16"	400	7	234	640	1045	1757	2883	4821	7875	9010
18"	450	10	275	750	1226	2061	3381	5653	9235	10567
20"	500	12	359	980	1601	2692	4418	7386	12066	13805
24"	600	19	468	1282	2094	3520	5777	9658	15779	18053
28"	700	31	1568	3148	5740	8651	16824	19696	30189	42820
30"	750	32	1799	3811	7557	11927	17831	27158	41624	33088

Figura 30. Dimensiones de válvula mariposa de palanca HF tipo Lug.

4.3. Objetivo 3: Diseño Hidráulico de Estructuras

En este objetivo se digitalizaron las secciones transversales y ubicaron las estructuras necesarias, de aguas arriba hacia aguas abajo a lo largo de toda la red de canales tomando cada sección perpendicular al flujo del agua.

La importancia de este objetivo es ajustar todo el trazo del canal de una forma definitiva, considerando las pérdidas hidráulicas de las principales estructuras hidráulicas que se diseñaron, tales como: línea de presión, sifones invertidos, represas, vertedores de excedencia, y predecir lo que ocurrirá antes de llevar a cabo la construcción del bloque 4. Es importante mencionar que para el trazo de ambos canales no se identificaron caídas ni se realizó el diseño de alcantarillas para el cruce de caminos, si no que se asumió la colocación de puentes.

Con el software H-Canales se determinaron las condiciones de frontera para las secciones transversales, mediante un proceso iterativo de los resultados obtenidos en el diseño hidráulico de los canales primarios y secundarios estos ya tabulados se usaron para determinar la información geométrica del canal y el tipo de flujo en la sección longitudinal.

En el caso de las obras de toma, para las tomas de parcela se ubicaron señalando el estacionamiento en el canal principal o secundario y el caudal designado, contemplando el punto más alto de entrega en la propiedad. En algunas ocasiones este punto no fue directamente donde la propiedad pueda empezar a regar por gravedad, y la construcción del canal terciario para la conducción de esta agua quedará a cargo del propietario.

Para las tomas de derivación de los canales secundarios se designó el estacionamiento en el canal principal, caudal, tipo; concreto o tubería, longitud del canal, área regable, cantidad de propiedades beneficiadas, secciones transversales y cuadro hidráulico, al igual que en el canal principal.

4.3.1. Sifones invertidos

Para el diseño de los sifones, se crearon perfiles longitudinales con base a la superficie del terreno y la tecnología LIDAR. Se aplicó la metodología empleada para el diseño de sifones propuesta por el United States Department of the Interior Bureau of Reclamation (1978), que permite obtener los valores de perímetro de mojado, radio hidráulico, velocidad en conducto, pendiente hidráulica y las pérdidas de cada uno de los sifones invertidos. El procedimiento implica los siguientes pasos:

a) Primero se definen las estructuras que se colocan a la entrada y salida del sifón y el tamaño aproximado de la tubería según el caudal de diseño. Generalmente consisten en transiciones para el cambio de sección transversal, diques de protección principalmente en las obras de cruce para ríos y taludes en el caso de las carreteras, tal como se observa en la figura 31.

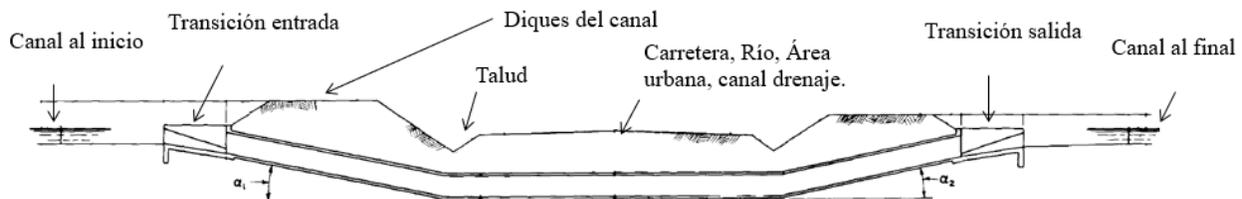


Figura 31. Perfil idealizado de las estructuras requeridas para el diseño de un sifón.

b) Posteriormente como se muestra en la figura 32, se realiza un plano preliminar del sifón, tanto en perfil como en planta, considerando el perfil del terreno natural, las características del canal, las condiciones de la tubería, profundidad de excavación, geología de los ríos, pendiente, cambios de dirección, sumergencia en la entrada y salida, entre otros.

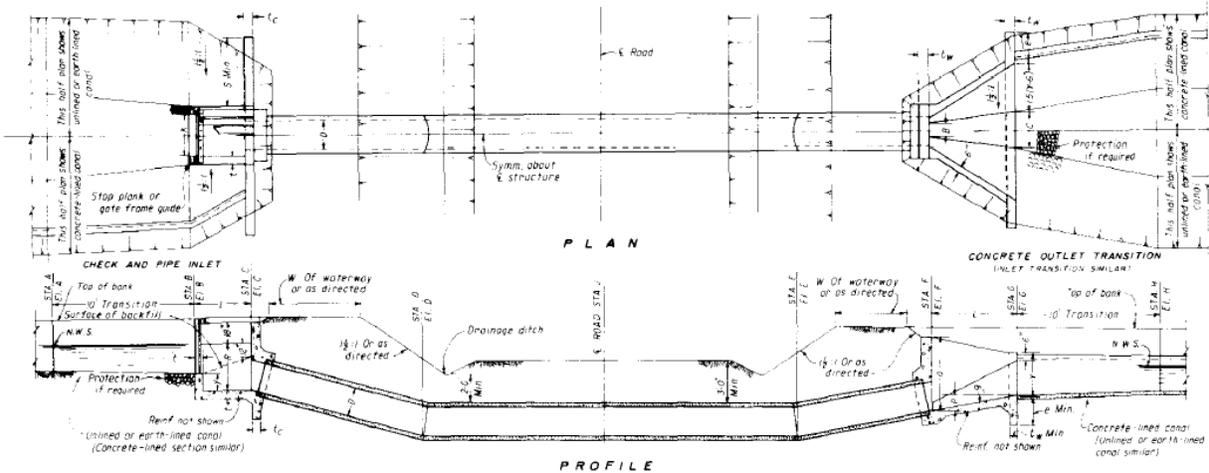


Figura 32. Características estructurales de un sifón invertido, plano planta y perfil (United States Department of the Interior Bureau of Reclamation, 1978).

c) Luego se calculan las pérdidas de carga en diseño preliminar del sifón. Si las pérdidas de carga calculadas no están de acuerdo con la carga disponible, puede ser necesario hacer algunos ajustes, como el tamaño de la tubería o incluso el perfil del canal. Se consideran las pérdidas disponibles según la diferencia entre el nivel aguas arriba y aguas abajo del sifón (h_f), y se comparan a las pérdidas que va a tener el sifón según su diseño (h_s). Si $h_s > h_f$, el caudal no va a pasar adecuadamente y genera un remanso aguas arriba del sifón. Para solucionar se tiene que aumentar el diámetro del tubo o cambiar alguna característica del canal para reducir pérdidas. Si $h_s < h_f$, hay que reducir el diámetro del tubo o cambiar el canal para bajar un poco la energía al inicio.

d) En sifones invertidos largos es posible que la sumergencia aguas arriba se pierda, por lo que es importante colocar un check o compuerta aguas arriba, siendo necesario diseñarla según sus características de diseño.

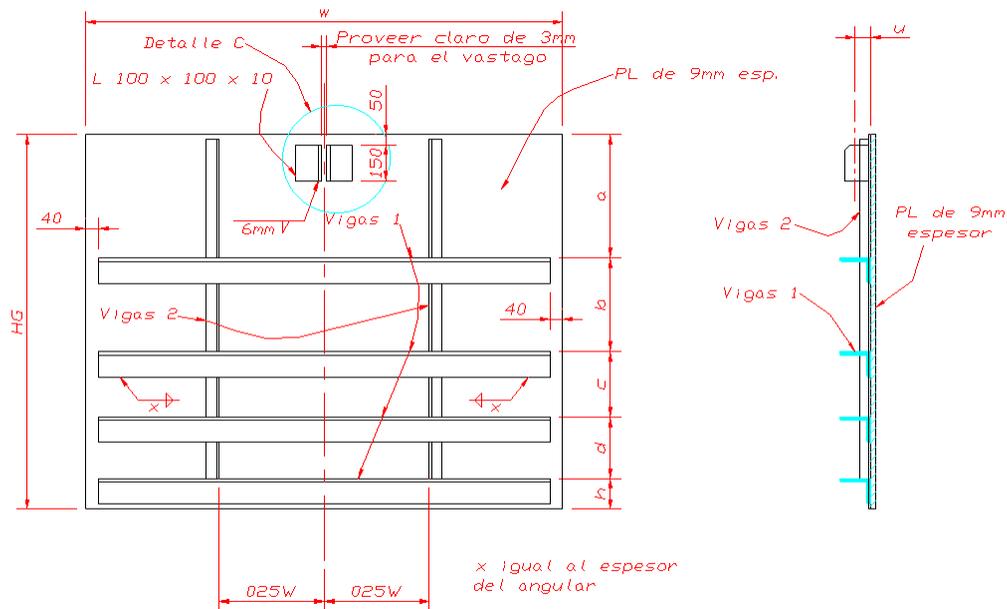
e) Finalmente se definen las características de la tubería, según la energía del flujo (presión y velocidad) y la carga viva y muerta fuera del tubo.

4.3.2. Represas

Las represas y vertedores de excedencia, se diseñaron de manera que se permita elevar los niveles de agua, aguas arriba de las tomas de parcela y derivación, y dar seguridad al canal en los cruces de cauces, manteniendo a los sifones sumergidos y desviando el exceso de agua ante un eventual evento extraordinario al cauce de los ríos. El diseño de estas estructuras fue desarrollado de forma conjunta con el personal del SENARA y el principal aspecto hidráulico a analizar fue la curva de remanso que provocan en la sección transversal de los canales.

La ubicación de las represas está determinada por un análisis de curva de remanso utilizando el software H canales. El procedimiento de cálculo empleado consiste en seleccionar el tramo del canal donde se quiere ubicar la represa, con el objetivo de asegurar un nivel de agua adecuado para el correcto funcionamiento de una toma de parcela o derivación a línea de baja presión. Posteriormente con base a la información de la sección transversal del tramo donde se ubiquen, se ingresan al programa los datos de caudal, base, talud, pendiente, rugosidad, tirante inicial, tirante final y el número de tramos en los que se quiera dividir la longitud de curva de remanso. En este punto es importante considerar para el caudal una cuarta parte del caudal de diseño de dicho tramo. Es decir, al llenar el canal el 25 % del caudal va a pasar de forma libre mientras el resto eleva el nivel del agua, aguas arriba de la represa. Por lo tanto, para el tirante inicial (y_1) se ingresa el tirante normal esperado para ese tramo y el tirante final (y_2) a una altura de 15 cm por debajo de y_1 . Con esto el programa interpreta una diferencia de niveles y calcula la distancia Δx entre cada uno de ellos. Esta distancia corresponde a la distancia máxima recomendada a la cual se debe tener una toma o derivación para que el nivel de agua no sea menor a 15 cm, con respecto al punto de ubicación de la represa.

Una vez ubicadas las represas se seleccionó la compuerta deslizante rectangular tipo A que mejor cumpliera con las características deseadas. En la figura 33 se muestra un plano perfil de este tipo de represa, donde se puede apreciar detalles constructivos como el alto de la compuerta (HG), el ancho (w), espesor (u), entre otros asociados a la apertura de cada una según su tipo. El diseño va a ser basado en los datos de apertura a lo ancho (BG) y apertura a lo alto (C). En la figura 34 se muestran las dimensiones correspondientes de la hoja de la compuerta con la que se determinaron las pérdidas de energía en cada una de ellas.



TABLERO DE COMPUERTA TIPO A

Figura 33. Plano de vista perfil de un tablero de compuerta tipo A.

Apertura BGxC	HOJA DE LA COMPUERTA													
	Tipo	HG	w	a	b	c	d	e	f	g	h	u	Viga 1	Viga 2
600x500	A	650	660	430							220	50	L40x40x5	
600x600	A	750	660	500							250	50	L40x40x5	
800x600	A	750	860	500							250	50	L40x40x5	
1000x600	A	750	1060	500							250	50	L40x40x5	
800x800	A	1000	860	680							320	50	L40x40x5	
1000x800	A	1000	1060	380	320	210					90	50	L45x45x6	
1250x800	A	1000	1310	380	320	210					90	50	L45x45x6	
1000x1000	A	1200	1060	460	380	250					110	50	L45x45x6	
1250x1000	A	1200	1310	460	380	250					110	50	L50x50x8	
1500x1000	A	1200	1560	460	380	250					110	51	L60x60x9	
1250x1250	A	1450	1310	480	400	260	210				100	51	L60x60x7	L40x40x5
1500x1250	A	1450	1560	480	400	260	210				100	51	L60x60x9	L40x40x5
1750x1250	A	1450	1810	480	400	260	210				100	51	L90x90x13	L40x40x5
1500x1500	B	1750	1560	200	400	350	290	220	200		90	51	R 75x9	R 75x9
1750x1500	B	1750	1810	200	400	350	290	220	200		90	50	R 85x12	R 85x9
2000x1500	B	1750	2060	200	400	350	290	220	200		90	50	R 100x9	R 100x9
2000x1750	B	2000	2060	200	450	350	290	240	200	180	90	50	R 100x9	R 100x9

Figura 34. Dimensiones en mm para una hoja de compuerta deslizante rectangular para represa.

Una vez seleccionada la compuerta usando la ecuación 4 se determinó el área efectiva de la apertura.

$$A = (BG \cdot C \cdot 0,8) \cdot Cc \quad (4)$$

Donde:

A = área efectiva del orificio, (m²).

BG = apertura a lo ancho de compuerta, (m).

C = apertura a lo alto de compuerta, (m).

Cc = coeficiente de contracción, (adimensional).

Con el área efectiva calculada se procede a calcular la velocidad del agua en el orificio utilizando la ecuación 5.

$$V = \frac{Q}{A} \quad (5)$$

Donde:

V = velocidad en el orificio, (m/s).

Q = caudal del canal aguas arriba, (m³/s).

n = número de compuertas, (adimensional).

A = área efectiva del orificio, (m²).

Posteriormente se calcula el gradiente de velocidad en el orificio y en la velocidad del canal, utilizando las ecuaciones 6 y 7 correspondientemente.

$$h_{vo} = \frac{v_o^2}{2g} \quad (6)$$

Donde:

h_{vo} = carga de velocidad en orificio, (m).

v_o = velocidad en el orificio, (m/s).

g = fuerza de gravedad, (m/s²).

$$h_{vc} = \frac{v_c^2}{2g} \quad (7)$$

Donde:

h_{vc} = carga de velocidad en el canal, (m).

v_c = velocidad en el canal, (m/s).

g = fuerza de gravedad, (m/s²).

Finalmente se calcula la pérdida de energía en la represa utilizando la ecuación 9.

$$H_e = 0,5 \cdot (\Delta h_v) \quad (8)$$

Donde:

H_e = pérdida de energía neta en represa, (m).

h_v = carga de velocidad, (m).

4.3.3. *Vertedores de excedencia*

Los vertedores de excedencia se colocaron en secciones al final de ambos canales que estuvieran cerca de los ríos, con descarga de fondo de manera que permitan secar el canal para labores de mantenimiento o evacuar el agua ante un evento extraordinario de inundación. Esto principalmente porque el Canal Alto es alimentado por una línea de presión y en un escenario ideal no tiene sentido ingresar al canal un caudal que no va a ser aprovechado. Su diseño se basó en seleccionar un estructura según los modelos que se han diseñado previamente por la institución.

En la figura 36 se muestra la vista en planta de un aliviadero lateral similar al mostrado en la figura 20 del cual se va a basar el diseño y en las figuras 37 y 38 la vista perfil del aliviadero si este es con caída o sin caída, correspondientemente.

Para el diseño hidráulico se utilizó la ecuación de Forchheiner.

$$Q = 1,8 \cdot L \cdot h^{1,5} \quad (9)$$

Donde:

Q = caudal de vertedor, (m³/s).

h = carga hidráulica, (m).

L = longitud del vertedor, (m).

En la figura 35 se muestran las dimensiones de los vertedores laterales de excedencia con las que se realizaron los cálculos y selección de estructuras. Cabe aclarar que éstas deben de ser ajustadas a los planos finales pues por cuestiones de tiempo no se pudo realizar en este proyecto.

ESTRUCT. TIPO	CONDUCTO EVACUADOR						VERTEDERO LATERAL						SALIDA				VOL. CONCRETO (m³)	
	Q m³/s	D	BG	C	P	HH1	Q m³/s	Ls	Bs	Hs2	Hs1	K	HH2	LT2	L2 (a)	L2 (b)	TRANS ENTRADA	TRANS SALIDA
1	0.25	0.50	0.60	0.50	0.30	1.30	0.15	1.50	0.60	0.50	0.40	0.90	1.10	1.65	1.50	2.00	1.6	0.8
2	0.25	0.60	0.60	0.50	0.30	1.30	0.15	1.50	0.60	0.50	0.40	0.90	1.20	1.80	1.50	2.00	1.7	0.9
3	0.35	0.50	0.60	0.60	0.30	1.40	0.20	2.00	0.60	0.55	0.40	0.95	1.10	1.65	1.50	2.00	1.9	0.8
4	0.35	0.60	0.60	0.60	0.30	1.40	0.20	2.00	0.60	0.55	0.40	0.95	1.20	1.80	1.50	2.00	2.4	0.9
5	0.45	0.60	0.80	0.60	0.40	1.50	0.20	2.50	0.70	0.55	0.40	0.95	1.20	1.80	2.00	2.00	2.5	0.9
6	0.45	0.80	0.80	0.60	0.40	1.50	0.25	2.50	0.70	0.55	0.40	0.95	1.40	2.10	2.00	2.00	2.4	1.2
7	0.55	0.80	1.00	0.60	0.50	1.60	0.30	3.00	0.80	0.60	0.45	0.95	1.40	2.10	2.00	3.00	2.9	1.2
8	0.55	1.00	1.00	0.60	0.60	1.70	0.30	3.00	0.80	0.60	0.45	0.95	1.70	2.55	2.00	3.00	2.7	1.6
9	0.70	0.80	0.80	0.80	0.35	1.65	0.35	3.80	0.80	0.70	0.50	1.10	1.40	2.10	2.50	3.00	3.1	1.2
10	0.70	1.00	0.80	0.80	0.45	1.75	0.35	3.80	0.80	0.70	0.50	1.10	1.70	2.55	2.50	3.00	3.1	1.6
11	0.85	0.80	1.00	0.80	0.50	1.80	0.48	4.80	0.80	0.80	0.55	1.05	1.40	2.10	2.50	3.00	3.7	1.2
12	0.85	1.00	1.00	0.80	0.50	1.80	0.48	4.80	0.80	0.80	0.55	1.05	1.70	2.85	2.50	3.00	3.9	1.7
13	1.00	1.00	1.25	0.80	0.50	1.80	0.56	5.60	0.90	0.90	0.60	1.00	1.70	2.55	3.00	3.50	4.0	1.6
14	1.36	1.20	1.25	1.00	0.50	2.00	0.77	7.70	0.90	0.95	0.75	1.20	1.80	2.75	3.00	3.50	4.2	1.8
15	1.61	1.20	1.50	1.00	0.55	2.00	0.91	8.00	0.95	1.05	0.75	1.10	1.80	2.75	3.00	3.50	4.3	1.8
16	2.16	1.37	1.50	1.25	0.50	2.25	1.22	9.00	0.95	1.10	0.80	1.35	2.00	3.00	3.00	3.50	4.5	2.1
17	2.57	1.52	1.75	1.25	0.60	2.35	1.45	9.50	0.95	1.15	0.90	1.45	2.10	3.20	3.00	3.50	4.7	2.3

L2 (a) PARA ALIVIADERO LATERAL SIN CAIDA
L2 (b) PARA ALIVIADERO LATERAL CON CAIDA

Figura 35. Dimensiones en mm para aliviadero lateral.

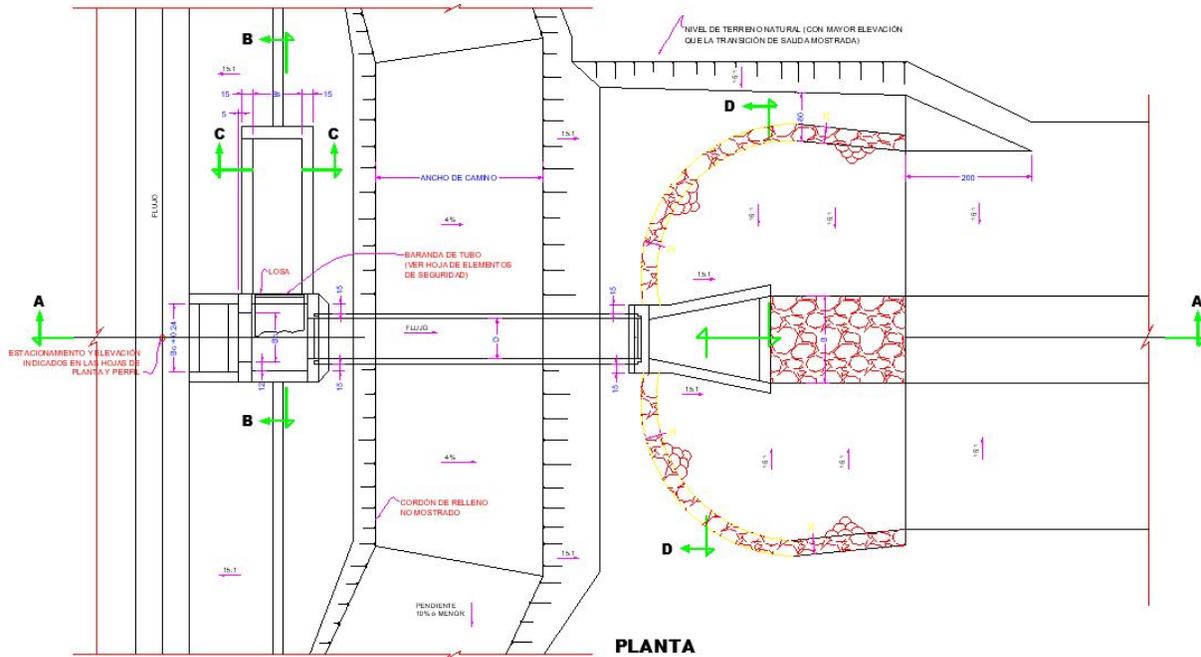


Figura 36. Plano de vista en planta de aliviadero lateral.

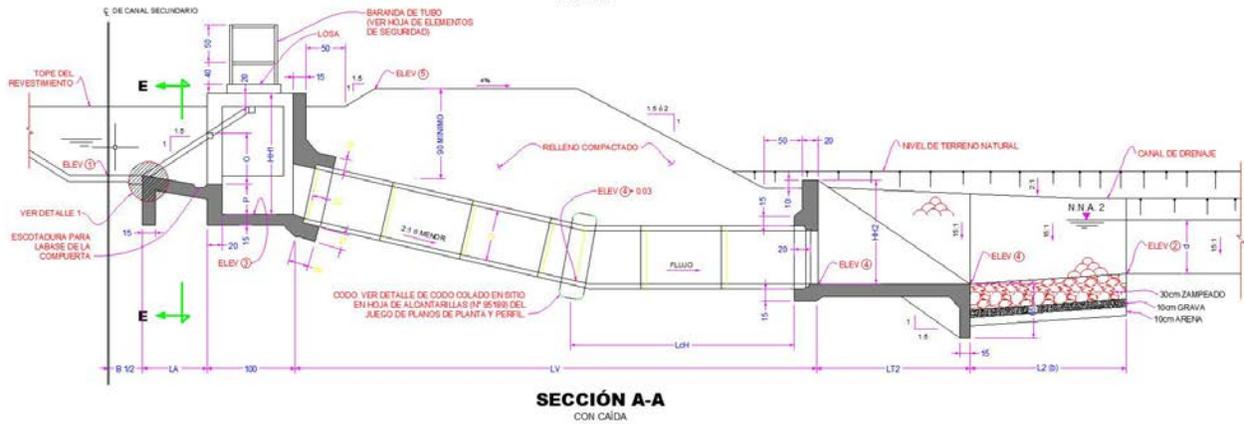


Figura 37. Plano de vista en perfil de aliviadero lateral con caída.

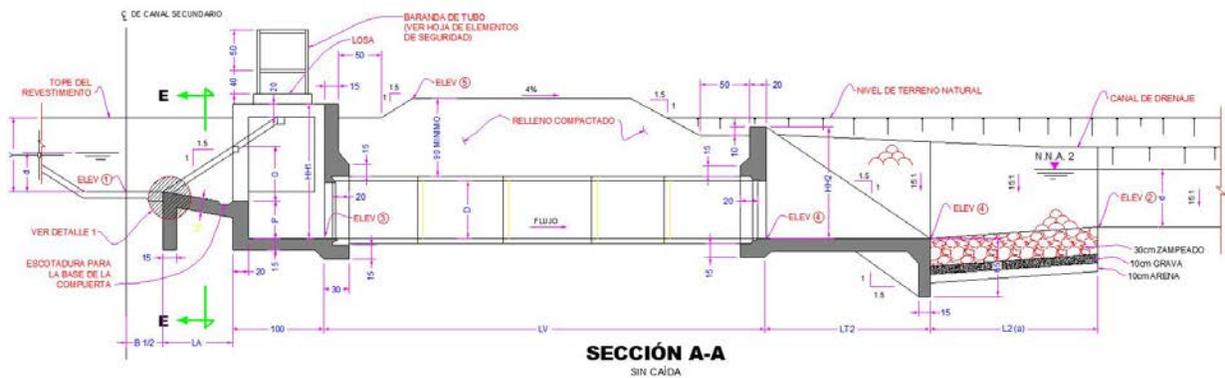


Figura 38. Plano de vista en perfil de aliviadero lateral sin caída.

4.3.4. Línea de Presión

Finalmente para el diseño de la línea de presión conectada al canal MD de donde se deriva el caudal que alimentará al CA se realizó una propuesta de diseño con base en catálogos de productos de venta en Costa Rica, principalmente enfocada en la selección de equipo de bombeo, tuberías y válvulas.

5. RESULTADOS

En esta sección se presentan los resultados obtenidos y se describen de acuerdo al orden de los objetivos planteados.

5.1. Objetivo 1: Planeamiento físico de la red de canales

De acuerdo al planeamiento físico del bloque 4, esta parte del canal MD a una altura de 21,07 msnm por medio de una estación de bombeo que eleva el agua a la cota 30,25 msnm, a través de una línea de presión que tiene una longitud de 1337,75 m y un caudal de 4,67 m³/s. A partir de

este punto se desarrolla un canal principal que comunica a una bifurcación de la cual salen dos canales principales por gravedad, uno con dirección sur que por su sentido de flujo riega hacia la izquierda, denominado CA1 y otro con dirección norte que por su sentido de flujo riega hacia la derecha, denominado CA2.

El trazo se definió preliminarmente utilizando la propuesta realizada en el estudio de factibilidad y poco a poco se fue ajustando utilizando las curvas de nivel de la nueva topografía LIDAR desarrollada para la zona suministradas por el equipo del PAACUME. En la figura 39 se muestra una relación del diseño del bloque 4 con respecto al total de la red de distribución del proyecto y en la figura 40 un comparativo del CA del estudio de factibilidad con la propuesta del nuevo planteamiento para el CA realizada en este trabajo.

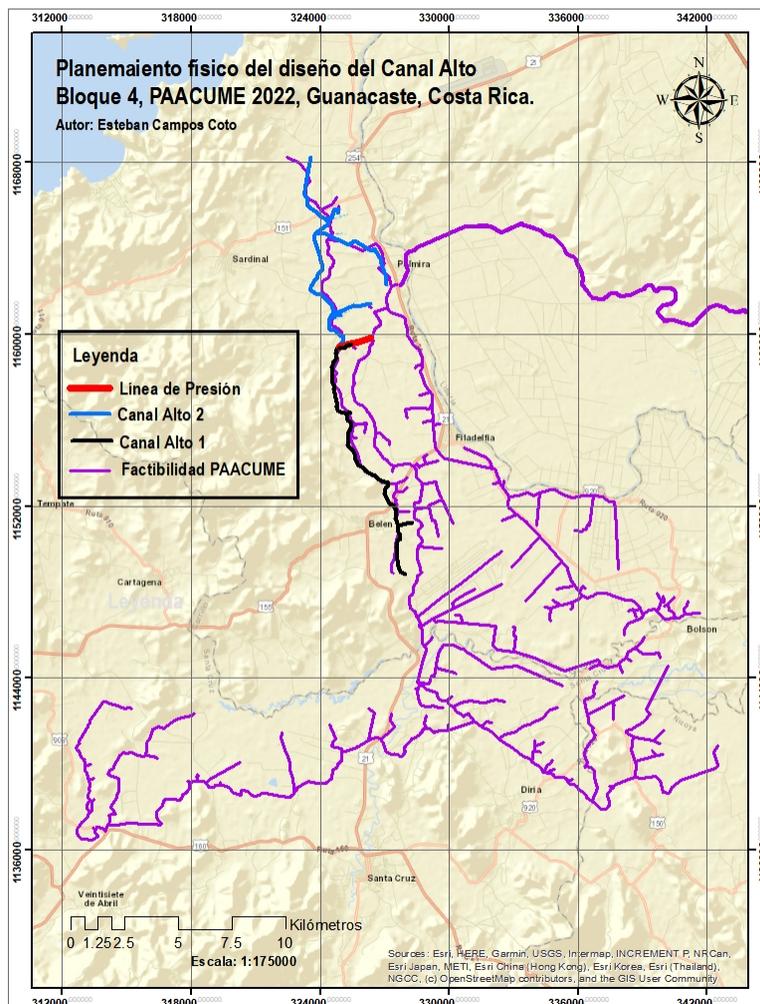


Figura 39. Comparación del trazo del CA con el total de la red de canales PAACUME 2022 del estudio de factibilidad.

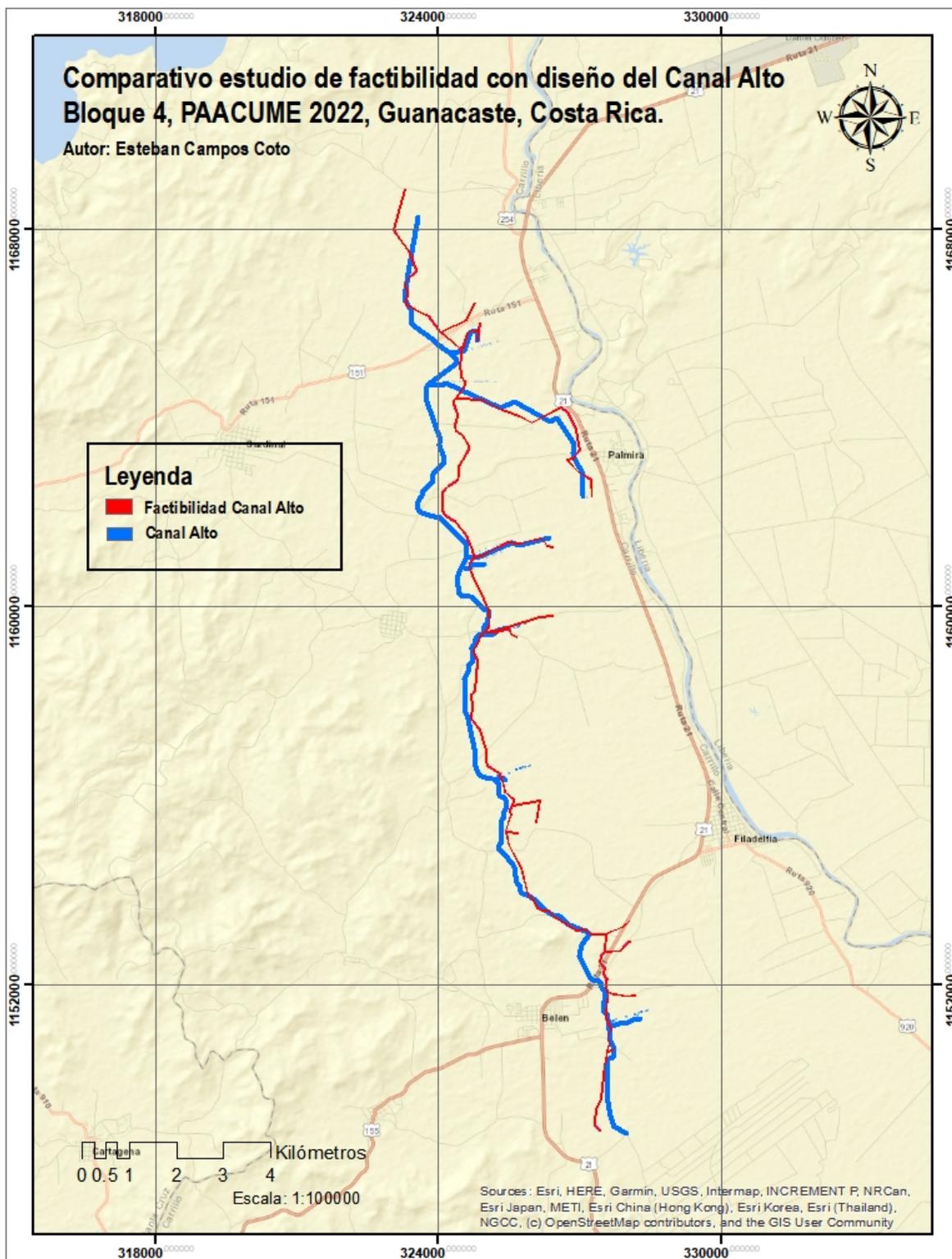


Figura 40. Comparación del trazado de canales propuesto para el CA en relación con el trazado realizado en estudio de factibilidad

La topografía del proyecto fue desarrollada con el uso de datos generados por un levantamiento topográfico con una resolución de 10cm utilizando tecnología LIDAR aérea ejecutado por la empresa Stereocarto (Stereocarto, s.f.) utilizando el sistema de coordenada SIRGAS-CON; sistema oficial según Decreto 40962 MJP (Registro Nacional, 2021) y complementado con puntos de control GPS en giras de campo.

Adicionalmente a estos levantamientos y tomando en consideración que la tecnología LIDAR no puede obtener información de los fondos de agua, se procedió a realizar levantamientos topográficos batimétricos para obtener detalles de niveles en el fondo de cauces de agua. Estos levantamientos fueron realizados por la misma empresa Stereocarto e incluidos en las curvas de nivel que se utilizaron.

Para el análisis de la topografía se utilizó el software Civil 3D 2021 con el cual se creó una superficie utilizando curvas de nivel cada 20 cm, esto permitió crear un mapa de elevaciones que facilitara el trazo de los canales principales a partir de la cota 30. Como se puede observar en la figura 41, la superficie cuenta con un rango de elevaciones de 9,8 a 167.2 m. Sin embargo el rango importante para este proyecto son las elevaciones en el rango de 30 a 25 m, ya que, en este se va a mantener el trazo de los canales CA1 y CA2, principalmente para facilitar el aprovechamiento de la pendiente y poder aplicar riego por gravedad.

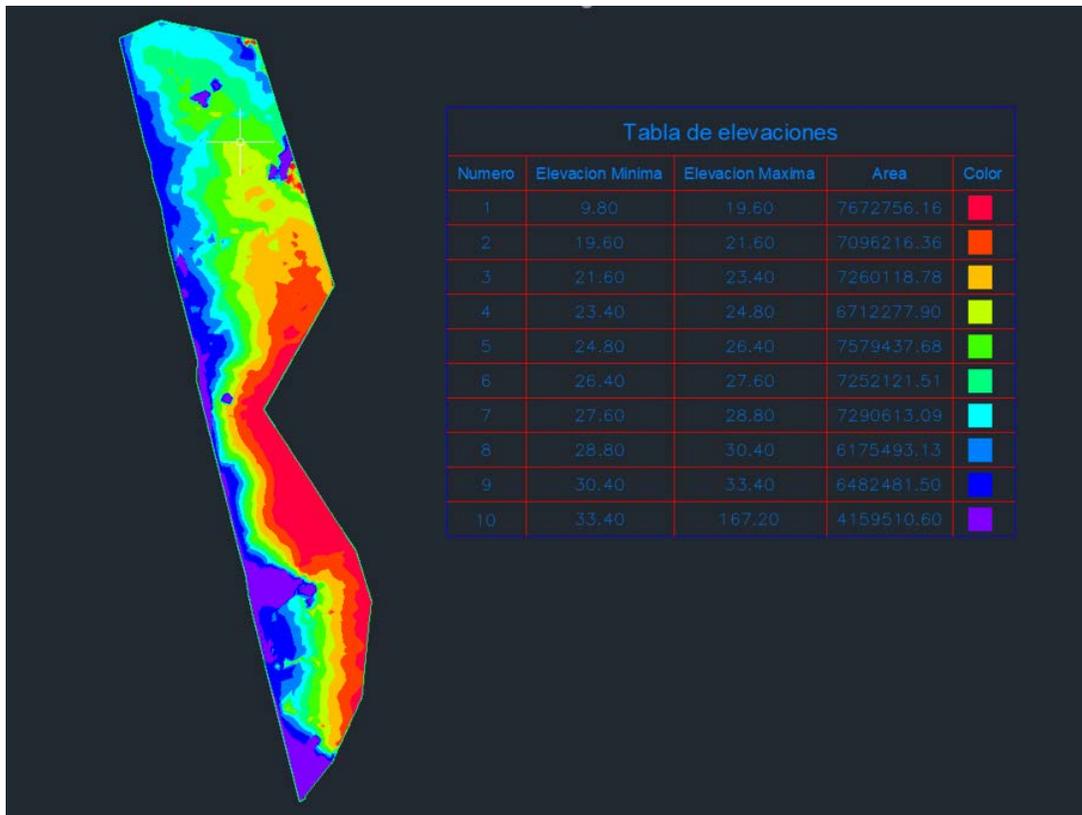


Figura 41. Análisis de las elevaciones del área de estudio para el trazo de canales primarios del bloque 4.

A continuación se presenta el planteamiento físico de cada uno de estos.

5.1.1. Propuesta de diseño Canal Alto 1

El CA1 corresponde al tramo del canal que conducirá el agua por las cercanías de los distritos de San Blas y Belén. Este tramo principal será construido con una sección transversal en concreto, tiene una longitud de aproximadamente 12,81 Km y con una capacidad de conducción de aproximadamente 1,71 m³/s. Además cuenta con el desarrollo de 1,58 km de tuberías a baja presión con capacidad de cubrir un área regable de 635,75 ha aproximadamente.

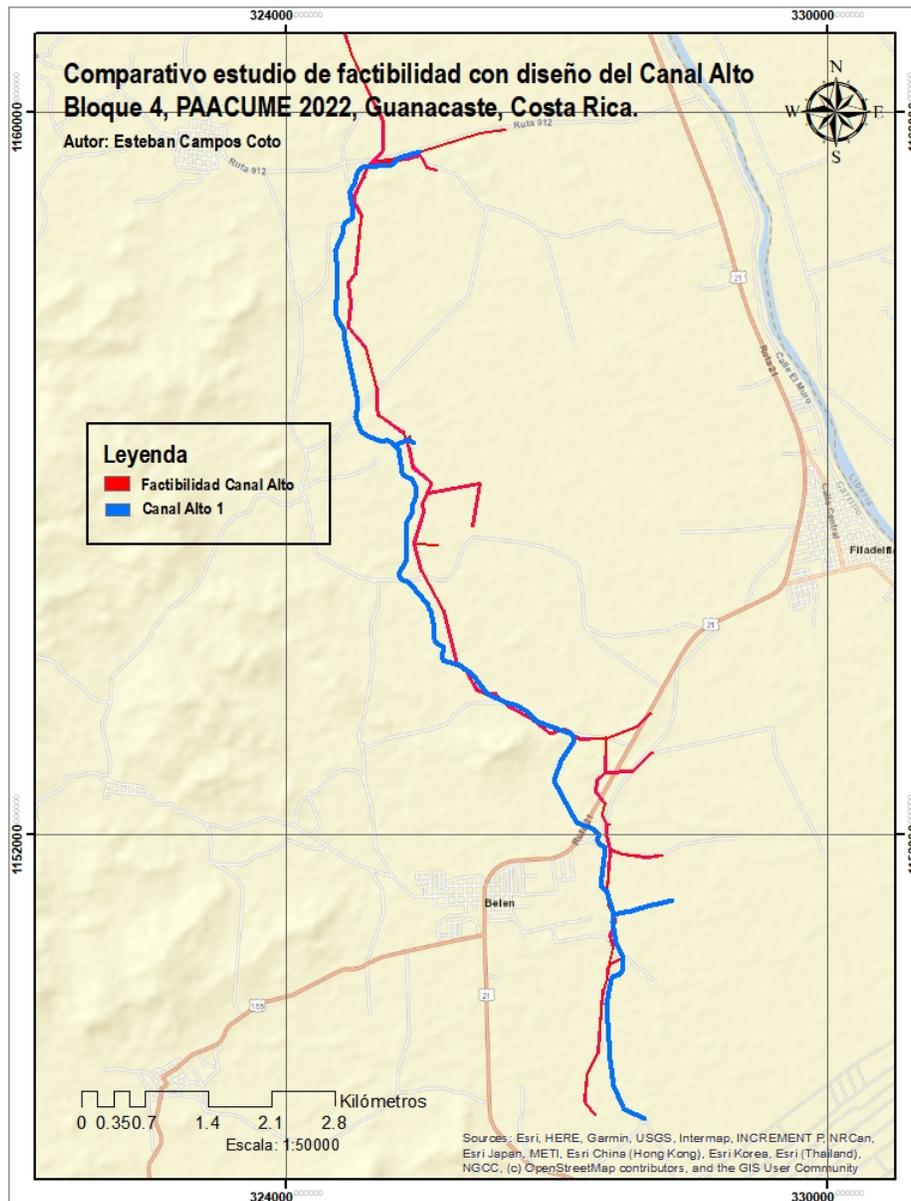


Figura 42. Planeamiento físico para propuesta de diseño CA1.

Esquema Hidráulico de Canal Alto 1

En la figura 45 se muestra el trazo del canal principal y las derivaciones de los 3 canales secundarios propuestos mediante tuberías a baja presión.

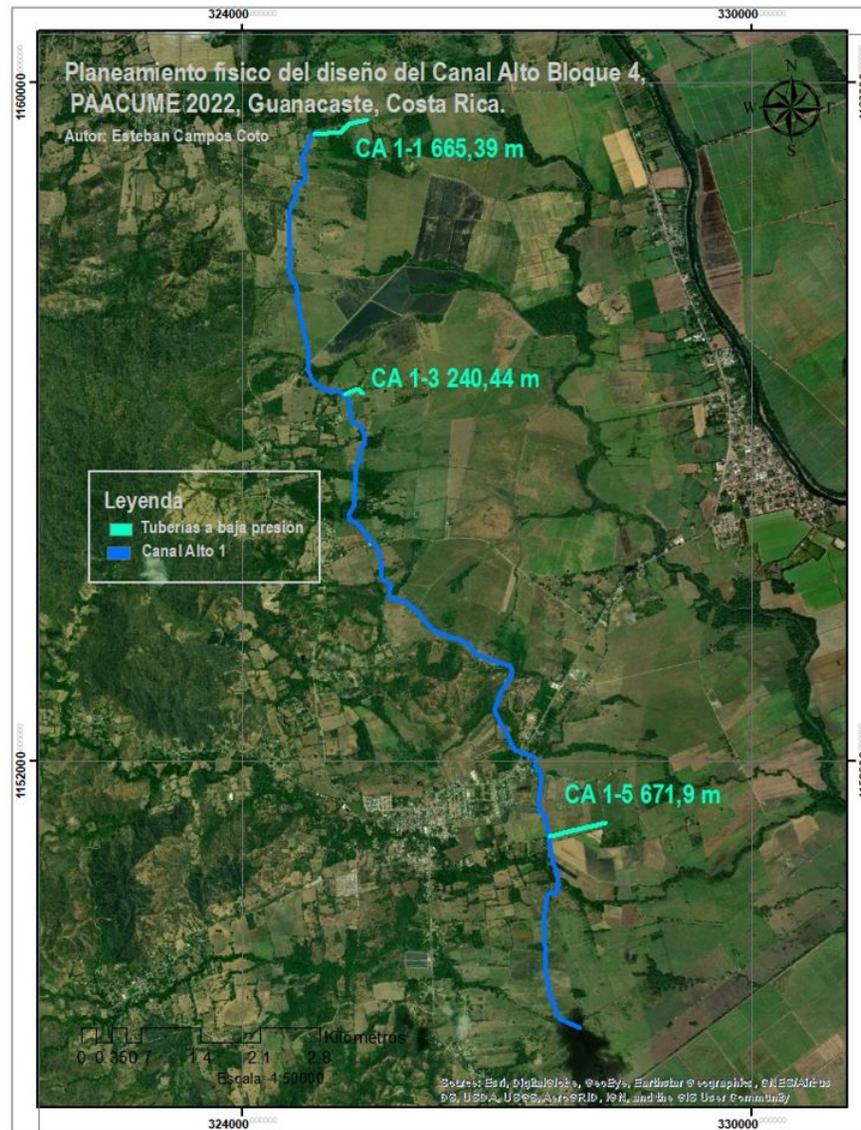


Figura 43. Esquema Hidráulico para el canal CA1 del bloque 4.

Áreas regables Canal Alto 1

A continuación se muestran las propiedades definidas de acuerdo al área total de las fincas y el área aprovechable por gravedad según los criterios del estudio de factibilidad mencionados en la metodología. En la figura 44 se muestra el mapa de las áreas de riego contempladas para la determinación de los caudales. En el anexo 1 se muestra el análisis de estas propiedades y en la tabla 4 un resumen del estudio realizado.

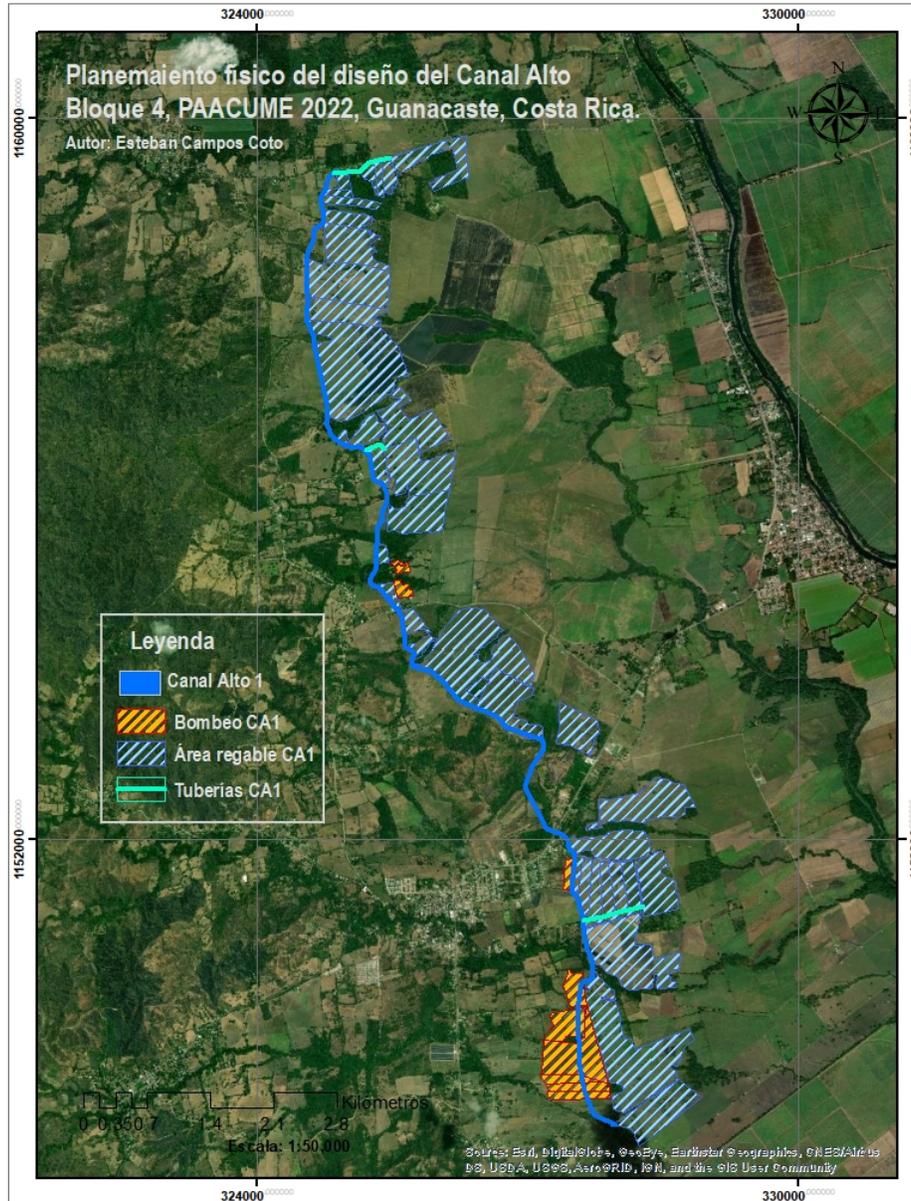


Figura 44. Áreas de riego para el Canal Alto 1 del bloque 4.

Tabla 4. Resumen de la determinación del caudal necesario para abastecer la demanda hidráulica del Canal Alto 1

Caudal propiedades	909.12	l/s
	0.91	m ³ /s
Caudal potable AyA Belén	0.80	m ³ /s
Área efectiva de riego	635.75	ha
Caudal CA 1	1.71	m³/s

5.1.2. Propuesta de diseño Canal Alto 2

El CA2 corresponde al tramo del canal que conducirá el agua por las cercanías de los distritos de San Blas, Palmira y Comunidad, llegando hasta la entrega de agua potable para el AyA y el sector de Papagayo, continuo a la carretera principal a playa Panamá. Este tramo estará construido con una sección transversal en concreto, tiene una longitud de aproximadamente 10,96 Km y con una capacidad de conducción de aproximadamente 2,96 m³/s con capacidad de cubrir un área regable de 1.214,2 ha aproximadamente. Al final de este canal se desarrollará una estación de bombeo que lleve el agua hasta un punto alto en el sector del Coco, desde el que se llevará el agua por gravedad a los poblados que se ubican en los alrededores de Papagayo Sur, Playa Panamá, Playa Hermosa, Playas del Coco y Playa Ocotal, esta parte no se incluye en el desarrollo de este proyecto.

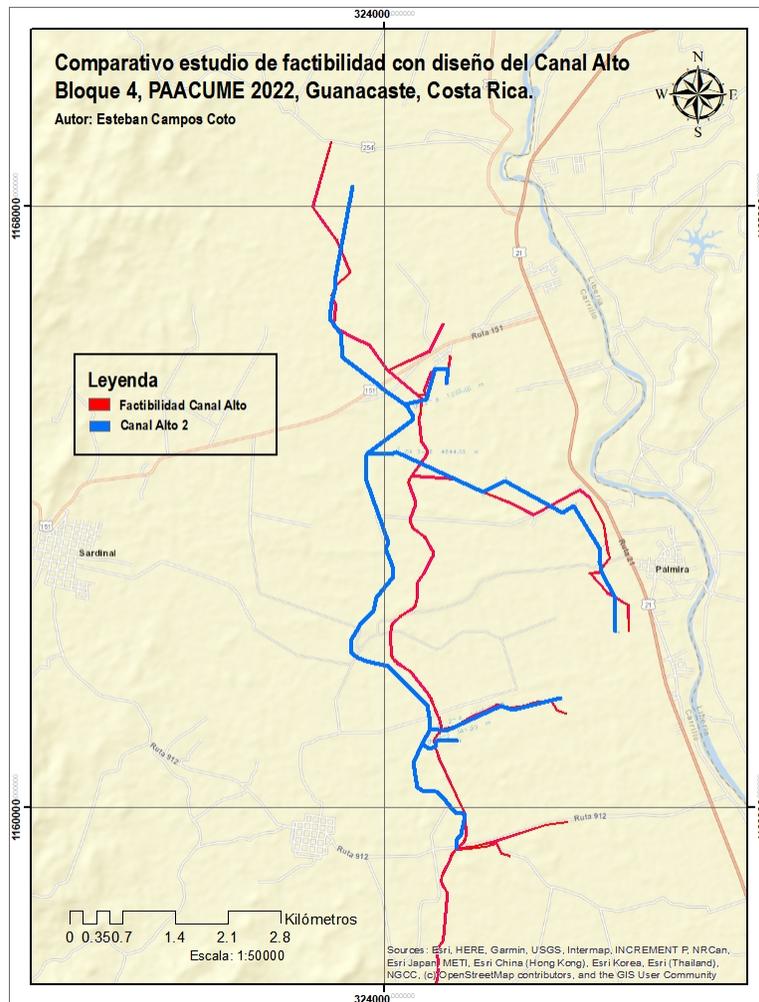


Figura 45. Planeamiento físico para propuesta de diseño CA1.

Esquema Hidráulico de Canal Alto 2

En la figura 46 se muestra el trazo del canal principal y las derivaciones de los 4 canales secundarios propuestos mediante tuberías a baja presión.

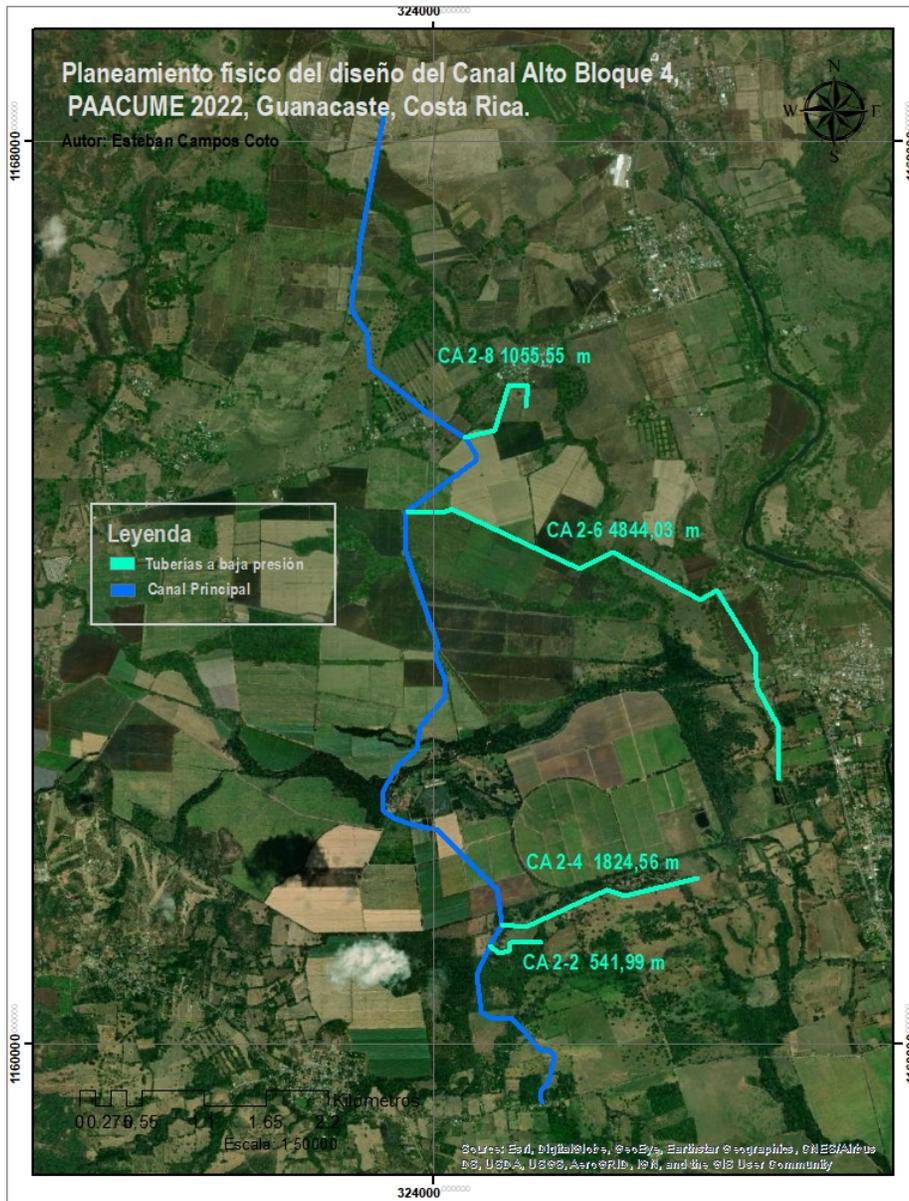


Figura 46. Esquema Hidráulico para el canal CA2 del bloque 4.

Áreas regables Canal Alto 2

A continuación se enlistan las propiedades definidas de acuerdo al área total de las fincas y el área aprovechable por gravedad según los criterios del estudio de factibilidad mencionados en la metodología. Es importante aclarar que por lo expresado en visitas a campo y reuniones con la

institución de experiencias basadas en otros proyectos, se tomó en cuenta también algunas propiedades que pueden verse beneficiadas por medio de riego presurizado debido a su cercanía con el canal y la detección de una actividad productiva en su cobertura vegetal.

En la figura 47 se muestra el mapa de las áreas de riego contempladas para la determinación de los caudales. En el anexo 1 se muestra el análisis de estas propiedades y en la tabla 5 un resumen del estudio realizado.

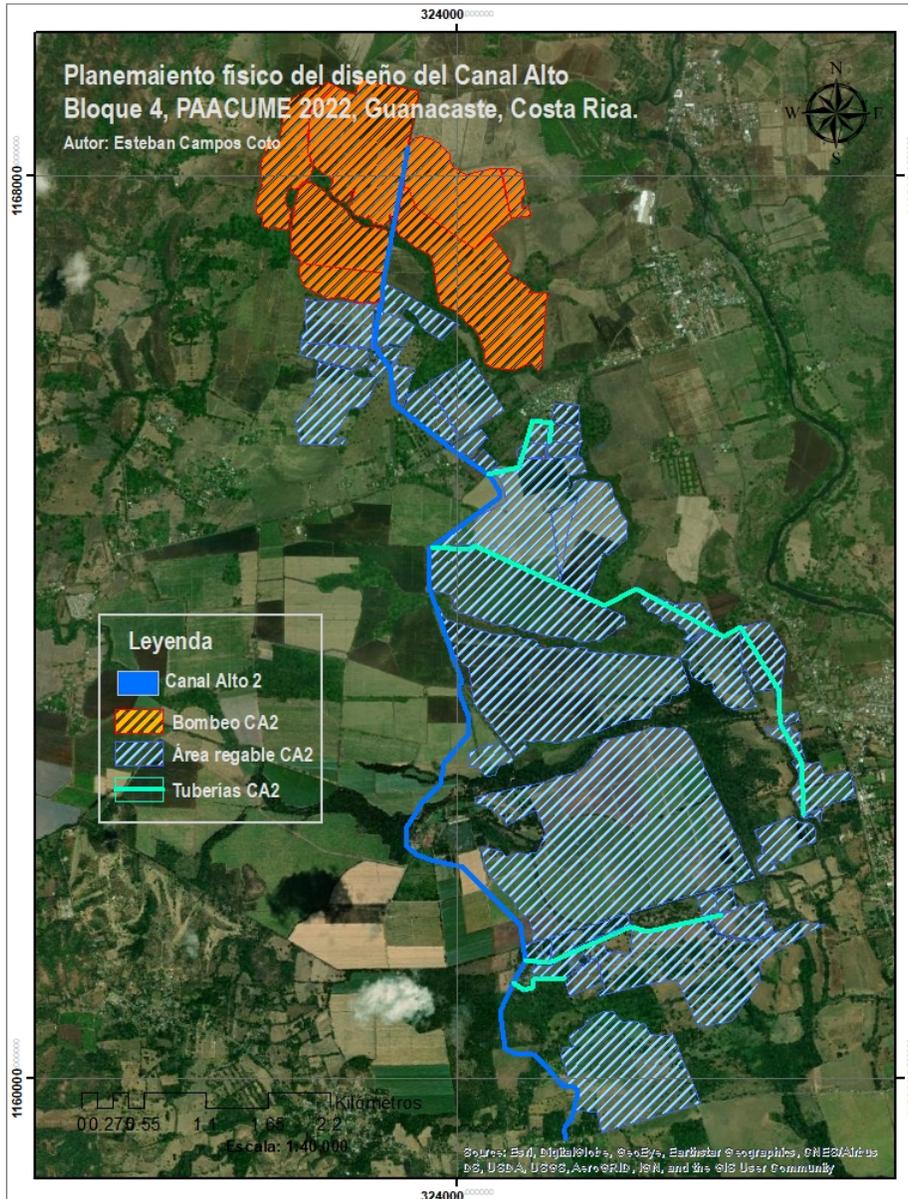


Figura 47. Áreas de riego para el canal CA2 del bloque 4.

Tabla 5. Resumen de la determinación del caudal necesario para abastecer la demanda hidráulica del Canal Alto 2.

Caudal propiedades	1757.48	l/s
	1.76	m ³ /s
Caudal Papagayo	0.60	m ³ /s
Caudal La Urraca	0.10	m ³ /s
Caudal potable AyA	0.50	m ³ /s
Área efectiva de riego	1336.66	ha
Caudal CA 2	2.96	m³/s

5.2. Objetivo 2: Diseño Hidráulico de canales primarios y secundarios

5.2.1. Diseño de Canal Alto 1

El CA1 presenta una altura máxima de nivel de agua de 30,25 m y una mínima de 25,55 m. Este canal presenta seis tramos con una capacidad inicial de hasta 1,71 m³/s y va a ir variando hasta llegar con 0,21 m³/s en su último tramo. El caudal inicial mencionado es calculado tomando en cuenta un caudal de 0,91 m³/s para riego y 0,8 m³/s de agua potable que se entregan al AyA en Belén (Ver anexo 8).

En la tabla 6 se detallan las características hidráulicas de cada una de las secciones para el canal principal y en el anexo 2 se presenta el detalle de los cálculos para cada una de las secciones. Los caudales de diseño para los diferentes tramos de los canales primarios varían desde la obra de toma hasta la entrega a la última parcela o estructura.

Tabla 6. Secciones transversales canal principal CA1.

TRAMO	CAUDAL (m ³ /s)	Base [b]	Tirante [y]	Altura [H]	Velocidad (m/s)	Talud [z]	Rugosidad [n]	Pendiente [S]	
0+000.00	1+850.00	1.71	1.25	1.06	1.25	0.70	1	0.014	0.0002
1+850.00	4+248.00	1.45	1.25	0.97	1.15	0.67	1	0.014	0.0002
4+248.00	7+090.00	1.35	1.25	0.94	1.15	0.66	1	0.014	0.0002
7+090.00	9+027.00	1.20	1	0.96	1.15	0.64	1	0.014	0.0002
9+027.00	10+720.00	0.42	0.75	0.51	0.70	0.63	1	0.014	0.0004
10+720.00	12+811.00	0.21	0.3	0.57	0.75	0.57	0.5	0.014	0.0005

En la tabla 7 se muestra los datos obtenidos en el análisis hidráulico para las tuberías de baja presión del CA1 y en el anexo 3 se presentan los cálculos realizados utilizando la ecuación 3 para cada uno de estos.

Tabla 7. Datos de nivel de agua inicial, longitud de tuberías, caudales y área regable para tuberías a baja presión del CA1.

Estación	Derivación	Nivel inicial agua	Longitud Tubería (m)	Caudal (l/s)	Caudal (m ³ /s)	Area Regable por derivación	Propiedades	Tipo
0+040.00	CA 1-1	30.24	665.39	46.00	0.05	34.9	AS 0, AS 44, AS 45, AS 46, AS 47	Tubería
3+550.00	CA 1-3	29.15	240.44	68.74	0.07	48.1	AS 11, AS 13	Tubería
10+300.00	CA 1-5	26.36	671.9	64.28	0.06	52.82	AS 27, AS 28, AS 29, AS 30, AS 31	Tubería
Total			1,577.75	179.02	0.18	135.82		

La primera derivación CA1-1 se encuentra casi al inicio del canal principal en el estacionamiento 0+040. Su trazo está pensado en regar las propiedades aledañas a la carretera paralela a la línea de presión, permitiendo aprovechar la carga contrastada por el bombeo por medio de la gravedad. Se puede apreciar como para el desarrollo de la derivación CA1-1 se tiene una carga de operación máxima de 1,4 mca para la propiedad AS 44 y mínima de 50 cm para la AS 0, con lo que se garantiza que las tomas van a trabajar eficientemente y cumplen con su objetivo en los sistemas previstos para riego por gravedad.

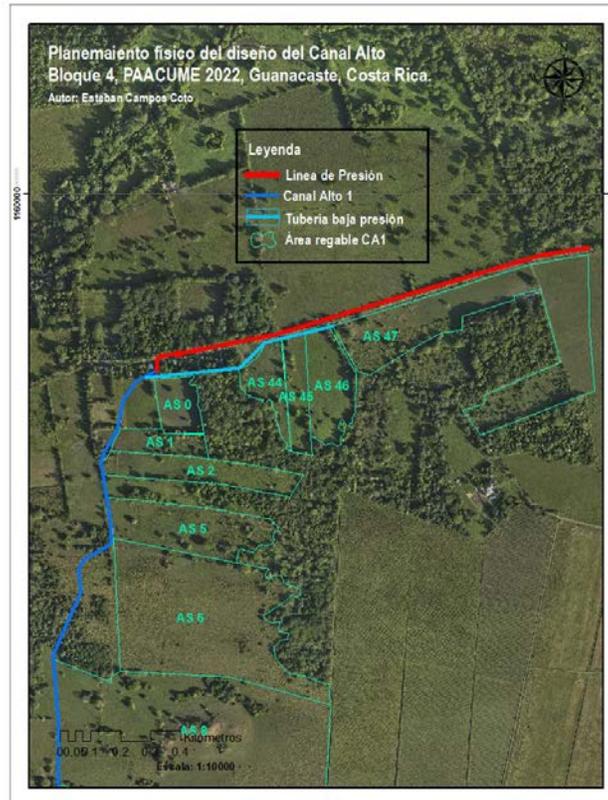


Figura 48. Detalle de ubicación y propiedades beneficiadas por medio de CA1-1.

Tabla 8. Propiedades, caudales y carga de operación propuestos para CA 1-1.

Canal Alto 1-1				
Propiedad	Caudal (L/s)	Caudal (m ³ /h)	Nivel de toma (mca)	Carga de operación (mca)
AS 0	3.30	11.89	29.54	0.5
AS 44	10.24	36.88	28	1.4
AS 45	3.71	13.37	28	0.8
AS 46	6.27	22.56	27.8	0.8
AS 47	22.47	80.90	27.4	0.9

Para el diseño de la tubería con una longitud de 665,39 m se propone el uso de tres diámetros diferentes tal como se muestra en la tabla 9.

Tabla 9. Diámetros seleccionados para el diseño de la tubería a baja presión del CA 1-1.

Tubería seleccionada CA1-1			
Diámetro interno (mm)	Diámetro nominal (mm)	Distancia (m)	
1	258.60	280	311
2	207.80	225	263
3	184.60	200	92

En el caso de la tubería CA1-3 esta transporta el agua desde el canal a un mismo punto donde se ubican las tomas de las propiedades AS 11 y AS 13, debido a que la elevación de la superficie en ambas propiedades es prácticamente igual, la carga de operación es la misma y para su diseño se utiliza un único diámetro (tabla 11) con una longitud de 240 m.

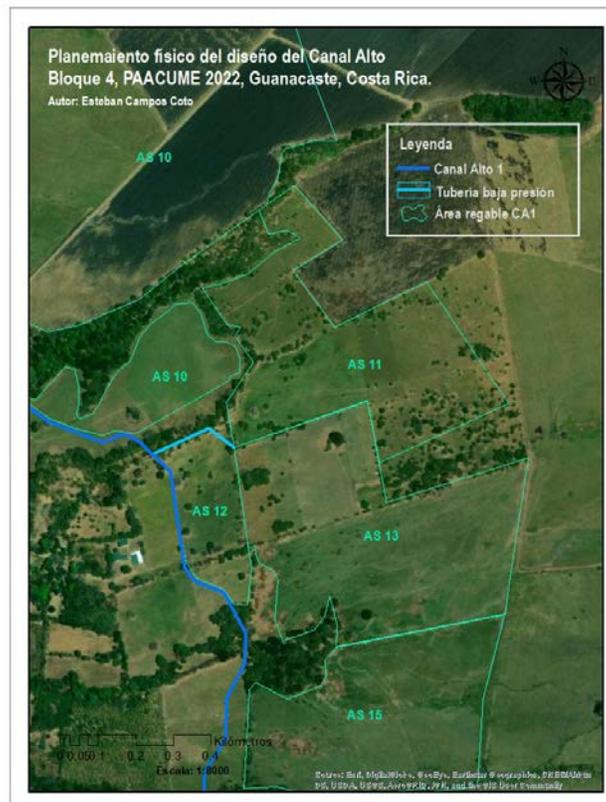


Figura 49. Detalle de ubicación y propiedades beneficiadas por medio de CA1-3.

Tabla 10. Propiedades, caudales y carga de operación propuestos para CA 1-3.

Canal Alto 1-3				
Propiedad	Caudal (L/s)	Caudal (m ³ /h)	Nivel de toma (mca)	Carga de operación (mca)
AS 11	30.99	111.58	26.28	0.7
AS 13	37.75	135.89	26.25	0.7

Tabla 11. Diámetros seleccionados para el diseño de la tubería a baja presión del CA 1-3.

Tubería seleccionada CA1-3			
	Diámetro interno (mm)	Diámetro nominal (mm)	Distancia (m)
1	230.80	250	240

Finalmente en la estación 10+300 se coloca la última y tercer derivación CA1-5, que riega una área de 52,82 ha, distribuidas en cinco propiedades, de las cuales la AS 31 presenta una carga de operación máxima de 1,5 mca y la AS 27 una mínima de 0,4 mca, como se muestra en la tabla 12.



Figura 50. Detalle de ubicación y propiedades beneficiadas por medio de CA1-5.

Tabla 12. Propiedades, caudales y carga de operación propuestos para CA 1-5.

Canal Alto 1-5				
Propiedad	Caudal (L/s)	Caudal (m³/h)	Nivel de toma (mca)	Carga de operación (mca)
AS 27	9.32	33.55	25.4	0.4
AS 28	9.11	32.81	24.64	0.7
AS 29	9.46	34.06	24.19	0.5
AS 30	9.52	34.29	23.13	1.0
AS 31	26.87	96.72	21.92	1.5

En el caso de esta tubería CA1-5, nuevamente se tiene un diseño telescópico de cuatro diámetros distintos representados en la tabla 13.

Tabla 13. Diámetros seleccionados para el diseño de la tubería a baja presión del CA 1-5.

Tubería seleccionada CA1-5			
	Diámetro interno (mm)	Diámetro nominal (mm)	Distancia (m)
1	258.60	280	214
2	230.80	250	159
3	207.80	225	140
4	184.60	200	159

5.2.2. Diseño de Canal Alto 2

El CA2 presenta una altura máxima de nivel de agua de 30,25 m y una mínima de 26,93 m. Este canal presenta siete tramos con una capacidad inicial de hasta 2,96 m³/s y va a ir variando hasta llegar con 1,42 m³/s en su último tramo. El caudal inicial mencionado es calculado tomando en cuenta un caudal de 1,76 m³/s para riego y 1,2 m³/s de agua potable que corresponde a 0,6 m³/s para turismo en Papagayo, 0,1 m³/s para el asentamiento del INDER llamado la Urraca ubicado en el sector de Sardinal de Carrillo y 0,5 m³/s de agua potable para el AyA que se entregarán al final del canal a 500 m de la carretera con dirección a playa Panamá (Ver anexo 9).

En la tabla 14 se detallan las características hidráulicas de cada una de las secciones para el canal principal y en el anexo 4 se presentará el detalle de los cálculos para cada una de las secciones.

Tabla 14. Secciones transversales canal principal CA2.

TRAMO	CAUDAL (m3/s)	Base [b]	Tirante [y]	Altura [H]	Velocidad (m/s)	Talud [z]	Rugosidad [n]	Pendiente [S]
0+000.00 0+785.00	2.96	1.5	1.26	1.45	0.69	1.5	0.014	0.00015
0+785.00 2+125.00	2.86	1.5	1.24	1.45	0.69	1.5	0.014	0.00015
2+125.00 3+825.00	2.71	1.5	1.21	1.40	0.68	1.5	0.014	0.00015
3+825.00 5+400.00	2.40	1.5	1.14	1.35	0.66	1.5	0.014	0.00015
5+400.00 7+620.00	2.12	1.5	1.07	1.25	0.64	1.5	0.014	0.00015
7+620.00 9+875.00	1.80	1.25	1.17	1.35	0.64	1	0.014	0.00015
9+875.00 10+958.00	1.42	1.25	1.1	1.30	0.62	1	0.014	0.00015

Al igual que en el CA1 para la derivaciones del canal principal CA2 en lugar de desarrollar canales secundarios, se propone un sistema de tuberías a baja presión que permite facilitar su construcción y evitar problemas de mantenimiento o derechos de paso a cobrar principalmente por ser caudales muy pequeños. El sistema propuesto consiste en un total de cuatro derivaciones que riegan en total un área aproximada de 291,46 ha. En la tabla 15 se muestran las características hidráulicas de cada una de las tuberías del CA2 y en el anexo 5 se presenta el detalle de los cálculos para cada una de ellas, igualmente utilizando la ecuación 3 de Hazen-Williams.

Tabla 15. Datos de nivel de agua inicial, longitud de tuberías, caudales y área regable para tuberías a baja presión del CA2.

Estación	Derivación	Nivel inicial agua	Longitud Tubería (m)	Caudal (l/s)	Caudal (m3/s)	Área Regable por derivación (ha)	Propiedades regadas	Tipo
1+857.00	CA 2-2	29.80	541.99	15.35	0.02	12.2	AN 3 - AN 45	TUBERÍA
2+084.08	CA 2-4	29.76	1824.56	140.25	0.14	125.9	AN 5- AN 7- AN 6- AN 9- AN 10- AN 11	TUBERÍA
6+587.00	CA 2-6	28.42	4844.03	188.85	0.19	132.82	AN 19- AN 19*-AN 15- AN 14*- AN 16- AN 17- AN 18 - AN 49	TUBERÍA
7+577.86	CA 2-8	28.27	1055.55	23.05	0.02	20.51	AN 24 - AN 25 - AN 46 - AN 27- AN 26	TUBERÍA
	Total		8,266.13	367.50	0.37	291.46		

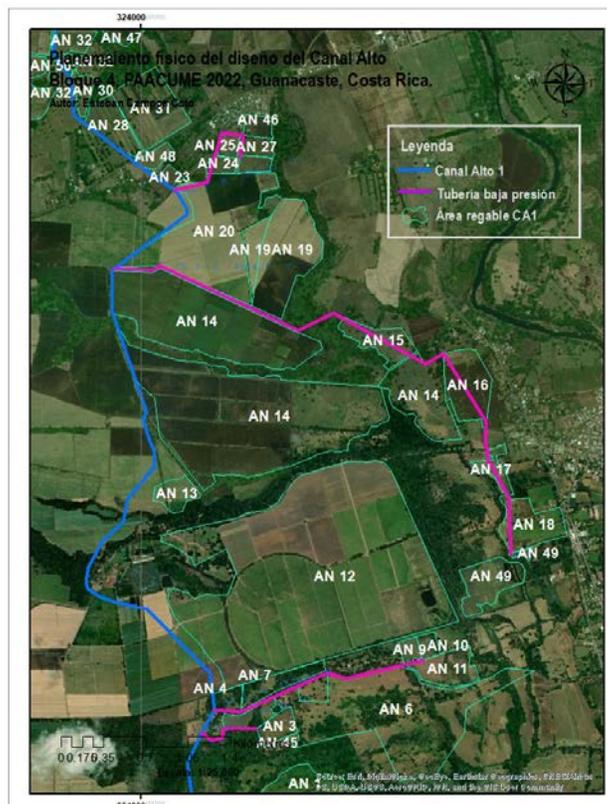


Figura 51. Detalle de ubicación y propiedades beneficiadas por medio de CA2-2, CA2-4, CA2-6 y CA2-8.

La primera derivación se encuentra en el estacionamiento 1+857, tiene una longitud de 542 m y transporta alrededor de 15,35 l/s que riegan las propiedades AN 3 y AN 45 con un área correspondiente a 12,2 ha. Como se puede ver en la tabla 16 ambas tiene una carga de operación

superior a un metro de columna de agua por lo que se puede desarrollar un diseño de distribución de agua bastante bueno. Debido a su extensión su tubería se puede realizar utilizando 2 diámetros de tubería, tal como se observa en la tabla 17.

Tabla 16. Propiedades, caudales y carga de operación propuestos para CA 2-2.

Canal Alto 2-2				
Propiedad	Caudal (L/s)	Caudal (m³/h)	Nivel de toma (mca)	Carga de operación (mca)
AN 3	7.66	27.56	27.46	1.5
AN 45	7.69	27.69	27.01	0.8

Tabla 17. Diámetros seleccionados para el diseño de la tubería a baja presión del CA 2-2.

Tubería seleccionada CA2-2			
	Diámetro interno (mm)	Diámetro nominal (mm)	Distancia (m)
1	166.20	180	267
2	115.40	125	275

La derivación CA2-4 corresponde al segundo sistema de tuberías más largo de los canales secundarios del CA con una longitud de aproximadamente 1,8 km. Su trazo permite bordear propiedades con una alta presencia de cobertura boscosa, al ser este desarrollado con tubería evita que se de un mantenimiento constante principalmente por labores de limpieza y evita que puedan caer algunos animales. Su diseño permite suministrar riego a seis propiedades, de las cuales las propiedad AN 9 y AN 11 presentan la menor carga de operación con 1,4 mca y la propiedad AN 5 la mayor carga de operación de todo el sistema de tomas para parcelas propuesto con una presión de 2,1 mca. El detalle de las tomas abastecidas con esta tubería se muestra en la tabla 18.

Tabla 18. Propiedades, caudales y carga de operación propuestos para CA 2-4.

Canal Alto 2-4				
Propiedad	Caudal (L/s)	Caudal (m³/h)	Nivel de toma (mca)	Carga de operación (mca)
AN 5	4.56	16.41	25.00	2.1
AN 7	11.94	42.97	26.86	1.7
AN 6	101.43	365.13	26.00	1.6
AN 9	3.60	12.94	22.81	1.4
AN 11	14.70	52.93	22.80	1.4
AN 10	4.03	14.50	21.81	1.6

Para la construcción de la tubería CA2-4 se seleccionan 4 diámetros diferentes (tabla 19). Los cálculos aplicados para esta y las demás tuberías diseñadas para el CA2 se muestran en el anexo 5.

Tabla 19. Diámetros seleccionados para el diseño de la tubería a baja presión del CA 2-4.

Tubería seleccionada CA2-4			
Diámetro interno (mm)	Diámetro nominal (mm)	Distancia (m)	
1	369.40	400	539
2	207.80	225	211
3	184.60	200	1688
4	83.00	90	136

La derivación CA2-6 corresponde al diseño de tuberías más largo de todos los canales secundarios del CA con una longitud de aproximadamente 4,8 km y un caudal de 189 l/s, capaz de abastecer un total de siete propiedades con un área de 133 ha. La menor carga de operación suministrada por el sistema se ubica en la propiedad AN 49 y corresponde a 0.3 mca, por otro lado la propiedad AN 15 presenta la mayor presión con 2 mca, como se presenta en la tabla 20. Es importante mencionar que en el caso de esta tubería se presenta el cruce del río Palmas, con la información que se tiene actualmente se determina que no presenta ningún riesgo y simplemente se entierra la tubería a la profundidad adecuada, tal como se va a explicar más adelante en la sección de sifones. Sin embargo, si con el estudio hidrológico o detalles constructivos fuese necesario colocar una estructura tipo sifón, las pérdidas hidráulicas deben ser contempladas en el sistemas y la carga de operación en las tomas puede variar unos centímetros, sin perjudicar el desempeño del sistema de manera significativa.

Tabla 20. Propiedades, caudales y carga de operación propuestos para CA 2-6.

Canal Alto 2-6				
Propiedad	Caudal (L/s)	Caudal (m³/h)	Nivel de toma	Carga de operación (mca)
AN 19	72.44	260.78	25.40	1.7
AN 15	14.54	52.36	24.01	2.0
AN 14*	32.54	117.15	23.57	1.7
AN 16	23.10	83.18	24.40	0.7
AN 17	6.44	23.19	23.07	0.9
AN 18	20.18	72.63	21.80	1.4
AN 49	19.60	70.57	21.80	0.3

Al ser una tubería tan larga se procuró que esta tuviese la menor pérdida posible, así todas las tomas satisfacen de forma adecuada los requerimientos hídricos de la propiedad y desarrollarán una distribución adecuada del agua. Para esto se propone utilizar seis tipos de tuberías, tal como se ilustra en la tabla 21.

Tabla 21. Diámetros seleccionados para el diseño de la tubería a baja presión del CA 2-6.

Tubería seleccionada CA2-6			
Diámetro interno (mm)	Diámetro nominal (mm)	Distancia (m)	
1	581.80	630	1231
2	415.60	450	1625
3	369.40	400	170
4	290.80	315	917
5	258.60	280	433
6	184.60	200	469

Finalmente en el estacionamiento 7+578 se ubica la última derivación CA2-8, con una longitud de 1.056 m y un área regable de 20,51 ha. Sus propiedades están ubicadas dentro de una zona bastante plana, por lo que se espera que la carga de operación de cada toma sea suficiente para garantizar una adecuada distribución. Las propiedades con menor carga son AN 25, AN 46 y AN 27 con 0,2 mca y la de mayor carga es la AN 24 con 0,6 mca, tal como se aprecia en la tabla 22. Los detalles de la tubería seleccionada para este diseño se muestran en la tabla 23.

Tabla 22. Propiedades, caudales y carga de operación propuestos para CA 2-8.

Canal Alto 2-8				
Propiedad	Caudal (L/s)	Caudal (m³/h)	Nivel de toma (mca)	Carga de operación (mca)
AN 24	4.04	14.56	26.60	0.6
AN 25	3.96	14.27	26.40	0.2
AN 46	5.19	18.70	26.00	0.2
AN 27	5.38	19.35	25.88	0.2
AN 26	4.47	16.10	25.24	0.5

Tabla 23. Diámetros seleccionados para el diseño de la tubería a baja presión del CA 2-8.

Tubería seleccionada CA2-8			
Diámetro interno (mm)	Diámetro nominal (mm)	Distancia (m)	
1	207.80	225	703
2	184.60	200	174
3	166.20	180	178

En la tabla 24 se muestra un resumen hidráulico del análisis que se tiene actualmente para el diseño del Canal Alto, la ubicación de las estructuras se muestra en los anexos 6 y 7. Si se compara este con el presentado en el estudio de factibilidad (tablas 1 y 2) se puede tener un panorama de los cambios que se dieron en esta etapa de diseño y la definición de algunas estructuras que no habían sido definidas en el estudio. Lo anterior refleja la metodología que se da en la institución para el

desarrollo de proyectos tan grandes como PAACUME que implican una serie de etapas en pro de optimizar su diseño previó a la etapa constructiva.

Tabla 24. Resumen Hidráulico del bloque 4.

Bloque 4		
	Canal Alto 1 Sur (CA1)	Canal Alto 2 Norte (CA2)
Elevaciones máximas y mínimas	30.25 a 24.89	30.25 a 27.37
Estacionamiento de canal principal	0+000 a 12+811	0+000 a 10+958
Distritos que abarca	San Blas, Belén	Comunidad, Palmira, San Blas
Canales que lo conforman	CA1-1, CA1-3, CA1-5	CA 2-2, CA 2-4, CA 2-6, CA 2-8
Caudal máximo (m³/s)	1.71	2.96
Cantidad de hectareas regadas	635.75	1336.66
Derivaciones (Toma de Canal)	3	4
Tomas de Parcela	41	42
Cruces de cauces	3	4
Represas	10	8
Sifones Invertidos y Ríos	6	5
Vertedor de Excedencia	1	1
Longitud de canal (m)	12,811.00	10,958.00
(2) Secundarios	1,577.75	8,266.13
Caudal Canal Alto	4.67	m³/s
Total de hectáreas regadas	1972.41	ha
Canales Primarios	23,769.00	m
Canales Secundarios	9,843.88	m

5.3. Objetivo 3: Diseño Hidráulico de estructuras principales

5.3.1. Línea de Presión

La propuesta para la línea de presión esta constituida por un set de 12 bombas de impulsión en paralelo que elevan el agua de la cota 21,07 a la 30,25, mediante dos tuberías de 1,4 m de diámetro y una longitud de 1328 m. Como se observa en la figura 52, la línea de presión parte de un punto A conectado al canal MD donde será ubicada la estación de bombeo hasta la bandera donde esta el punto de descarga a un canal principal. En la tabla 25 se muestran las características del canal MD en el punto de toma de la estación de bombeo. En este punto A se recomienda diseñar un desarenador y una fosa que permita el correcto funcionamiento de las bombas de succión sin afectar el funcionamiento del canal MD.



Figura 52. Ubicación de línea de presión (línea roja punteada), conexión con canal MD (línea azul) y punto de entrega a canal de descarga (bandera).

Tabla 25. Información de sección transversal del punto de toma de bombeo al canal fuente MD.

Información canal fuente MD		
Q	15.4	m ³ /s
B	3.5	m
Z	1.5	
n	0.01	
s	0.0001	
H	2.9	m
dn	2.41	m
Bordo libre	0.49	m
V	0.89	m/s
N.A	20.68	m
Rasante	18.27	m

Las tuberías descargan en un canal de sección trapezoidal con un caudal de 4,67 m³/s (bandera en figura 53) y una longitud de 55 m, al final de este canal se tiene una bifurcación tal como se muestra en la figura 54. En el punto A se tiene el punto de inicio del CA2 con un caudal de 2,96 m³/s y en el punto B una compuerta que regula el flujo del CA1 con un caudal de 1,71 m³/s. Esta compuerta comunica a una tubería de aproximadamente 119 m y 1,2 m de diámetro, que pasa a través de una carretera y descarga el agua en el punto de inicio del CA1. Las compuertas son diseñadas por la empresa Rubicon Water, y funcionan mediante un set de automatización que regulan el caudal por demanda, ajustando el flujo de la bomba según el caudal requerido por los canales. Esto facilita las labores de mantenimiento en caso de tener que cerrar alguna de las dos compuertas y garantiza cumplir con el caudal de diseño establecido. Además, en el punto B se encuentra una compuerta manual de limpieza que permite la eliminación de sedimentos.

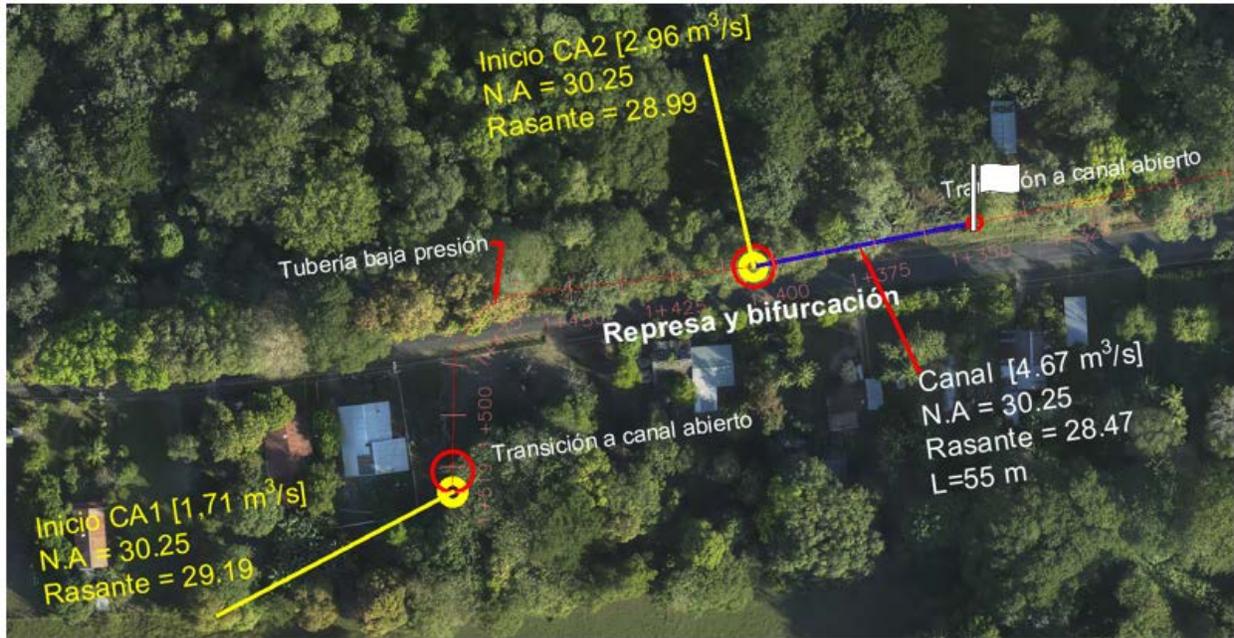


Figura 53. Detalle de punto de entrega de la línea de presión, líneas amarillas indican el trazo en el punto de inicio de CA1 y CA2.

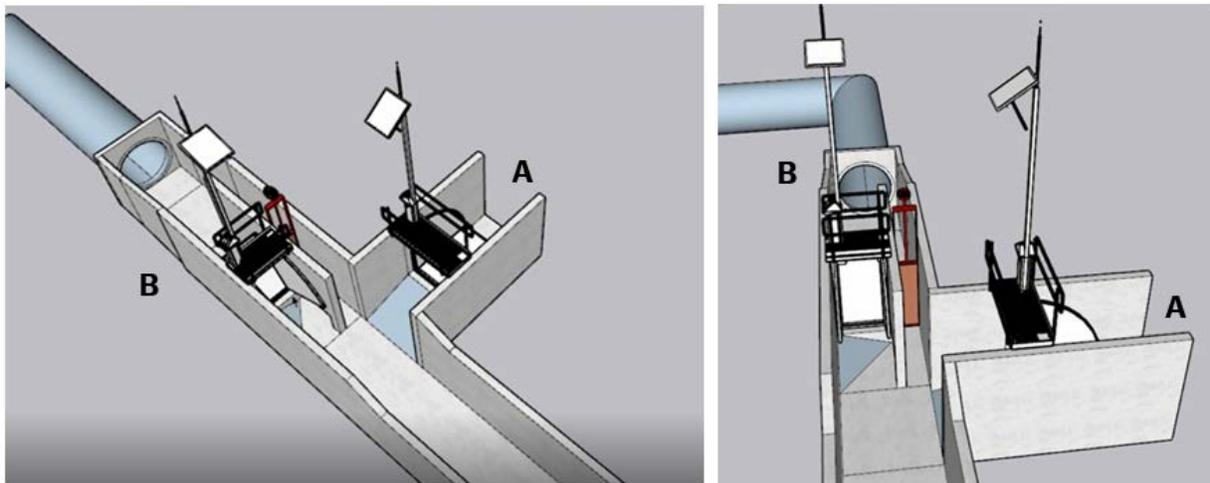


Figura 54. Ilustración de propuesta sistema de compuertas para distribución de caudales, línea de impulsión.

Se propone utilizar bombas con variador de frecuencia para poder regular el caudal y la potencia requeridos. El caudal de las bombas va a depender de la demanda del CA1 y CA2, por lo tanto la operación de estas es variable. Al utilizar un variador de frecuencia en una bomba se controla la velocidad del motor, el caudal y la potencia. De esta manera se consume la energía de una forma más controlada, disminuyendo la potencia conforme disminuye el caudal, al disminuir el caudal el consumo eléctrico es menor.

La selección de las bombas se basó en encontrar un modelo de venta en el país que cumpliera con las características que presenta la línea de presión, principalmente por la demanda del sistema, para ello se tabuló la información del sistema (tabla 26) y se determinó un caudal por bomba de $0,39 \text{ m}^3/\text{s}$ que suministrará un caudal aceptable para una mínima demanda con una carga dinámica (CDT) de 13,36 metros para potencia teórica de 91,21 KW por bomba. Para cada una de las tuberías de 1,4 m de diámetro se tiene un manifold de 6 bombas conectadas por tuberías de 581,8 mm de diámetro SDR 26 con una longitud aproximada de 10 m.

Tabla 26. Datos de entrada para la selección de equipos para la línea de presión.

Estructura		Caudal	
Caudal Canal Alto 1	Q CA1	1.71	m^3/s
Caudal Canal Alto 2	Q CA2	2.96	m^3/s
Línea de Presión	QT	4.67	m^3/s
Longitud de tubería	L	1327.75	m
Estación de Bombeo	ELV.Bomb	21.07	msnm
Nivel de rasante Canal MD	ELV.MD	18.27	msnm
Elevación entrega	N.A	30.25	msnm
Carga total	h	9.18	mca
Numero de tuberías		12	tuberías
Caudal tubería	Q	0.39	m^3/s
		23,333	l/min

Para blindar la red de canales propuesta para el bloque 4 se sugiere utilizar válvulas de control de bomba activadas por presión de la tubería. Estas válvulas reducen los picos de arranque y parada de la bomba al abrirse lentamente al arrancar la bomba y cerrarse lentamente antes de que la bomba se apague. Además ante un corto de energía la válvula se cierra instantáneamente. La válvula reguladora de caudal asegura que al canal de descarga no va a ingresar un caudal mayor que el de diseño y a su vez que si el canal MD por algún evento extraordinario disminuye su capacidad la bomba no sufra un daño.

Como se trabaja en tuberías en contra de la pendiente para protegerlas se recomienda el uso de válvulas de aire, estas van a ser ubicadas después de la válvula controladora de caudal y a una distancia no mayor a 600 m con respecto al punto de inicio de la tubería de 1.400 mm, tal como se muestra en la figura 55.



Figura 55. Detalle de instalación de válvulas de aire.

5.3.2. Sifones invertidos

Para el Canal Alto 2 se tiene un total de 5 sifones invertidos, estos atraviesan los ríos San Blas, Sardinal, Salitral y Palmas (tabla 27).

Tabla 27. Numeración de sifones invertidos propuestos para CA2, estación y río que cruzan.

Número	Estación	Río
Canal Alto 2 (Norte)		
1	0+800.00	San Blas
2	1+515.00	-
3	3+866.00	Sardinal
4	6+130.00	Salitral
5	10+160.00	Palmas

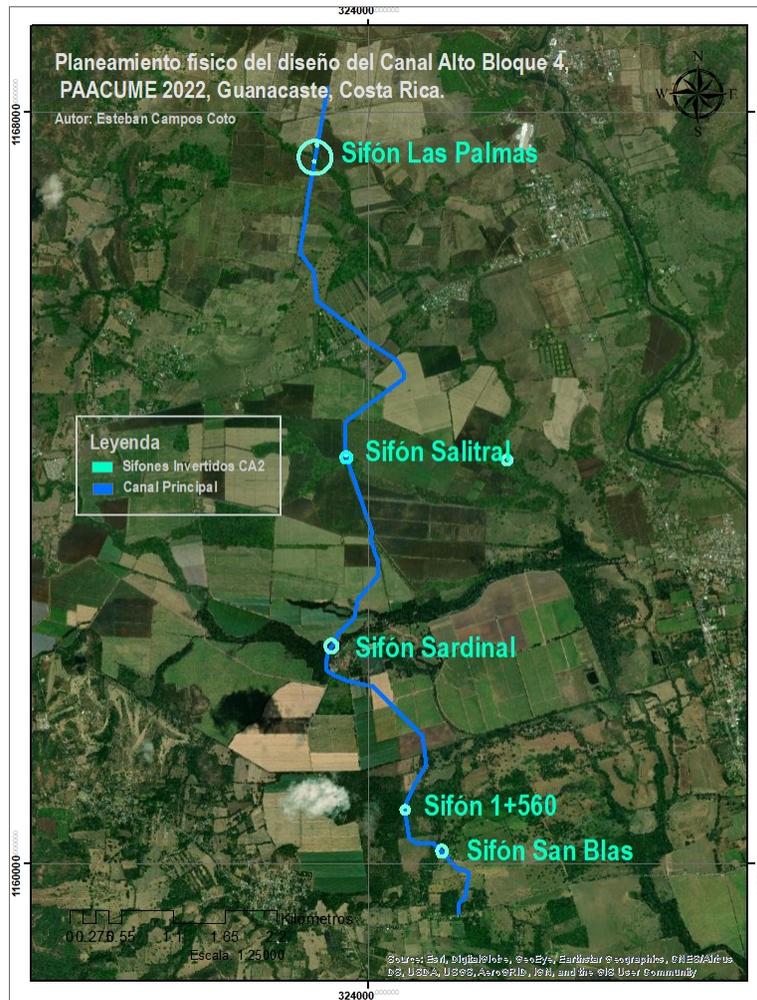


Figura 56. Ubicación de sifones invertidos propuestos para CA2.

Para una mejor comprensión de la metodología o procedimiento de diseño del United States Department of the Interior Bureau of Reclamation (1978), a continuación se explica el procedimiento de diseño para el sifón San Blas, y posteriormente se adjunta un resumen del cálculo realizado para cada uno de los demás sifones invertidos. Para cada sifón invertido se aplicó el mismo procedimiento variando principalmente la longitud y profundidad según las condiciones del terreno y el diámetro según el caudal para cada uno de estos.

Sifón San Blas

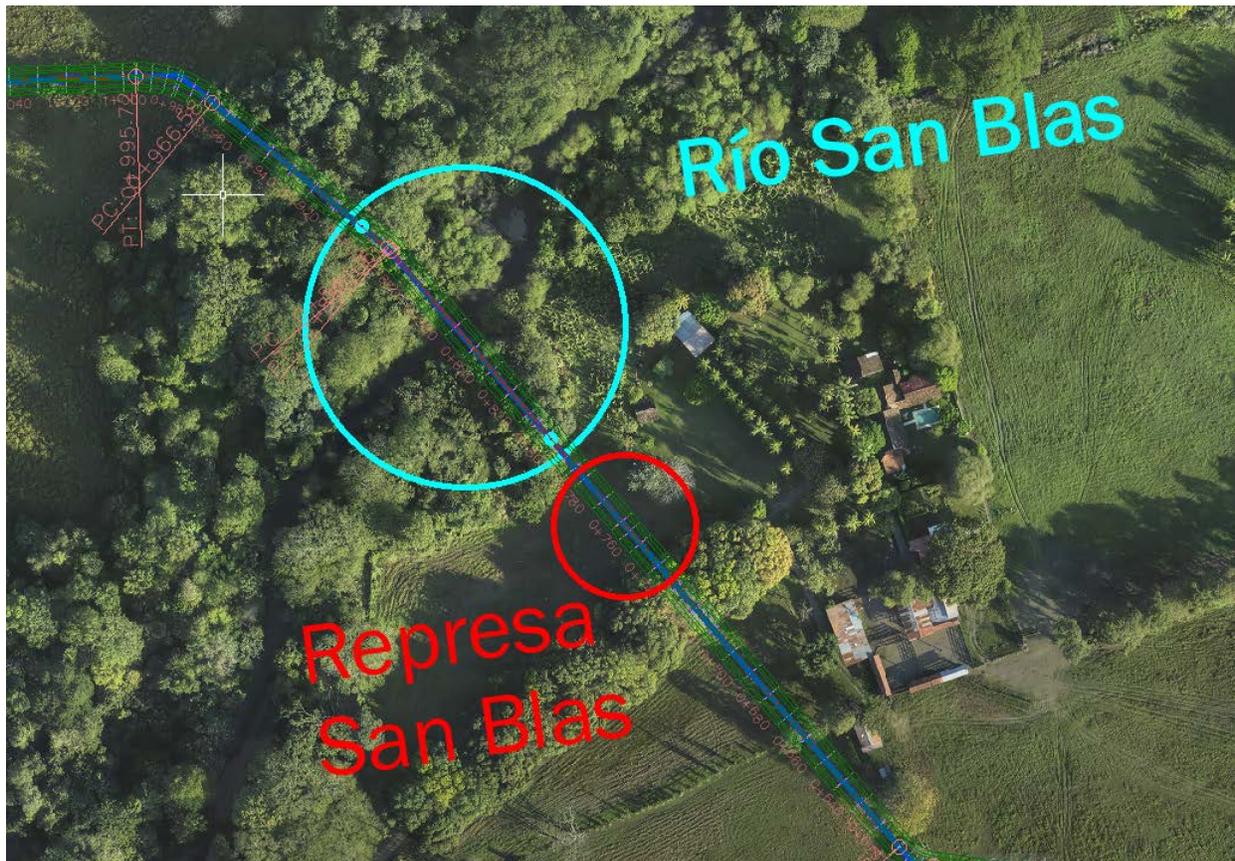


Figura 57. Ortofoto de la ubicación del Sifón San Blas, círculos pequeños de color cian indican el inicio y final del sifón.

Para iniciar con el diseño del sifón es importante recordar que se tiene una ortofoto de toda la superficie de trabajo (figura 57), por lo tanto se estudian las características del área y se establecen criterios de diseño para seleccionar las estructuras necesarias según las características del lugar, en este caso el cruce del cauce del río San Blas. Posteriormente, con ayuda de las curvas de nivel se identifican las estaciones de inicio y final preliminares (círculos pequeños). Como se observa en la figura 58, las curvas de nivel se agrupan al contorno del cauce, permitiendo diferenciar este y colocar los puntos de interés en el trazo del canal principal del CA2.

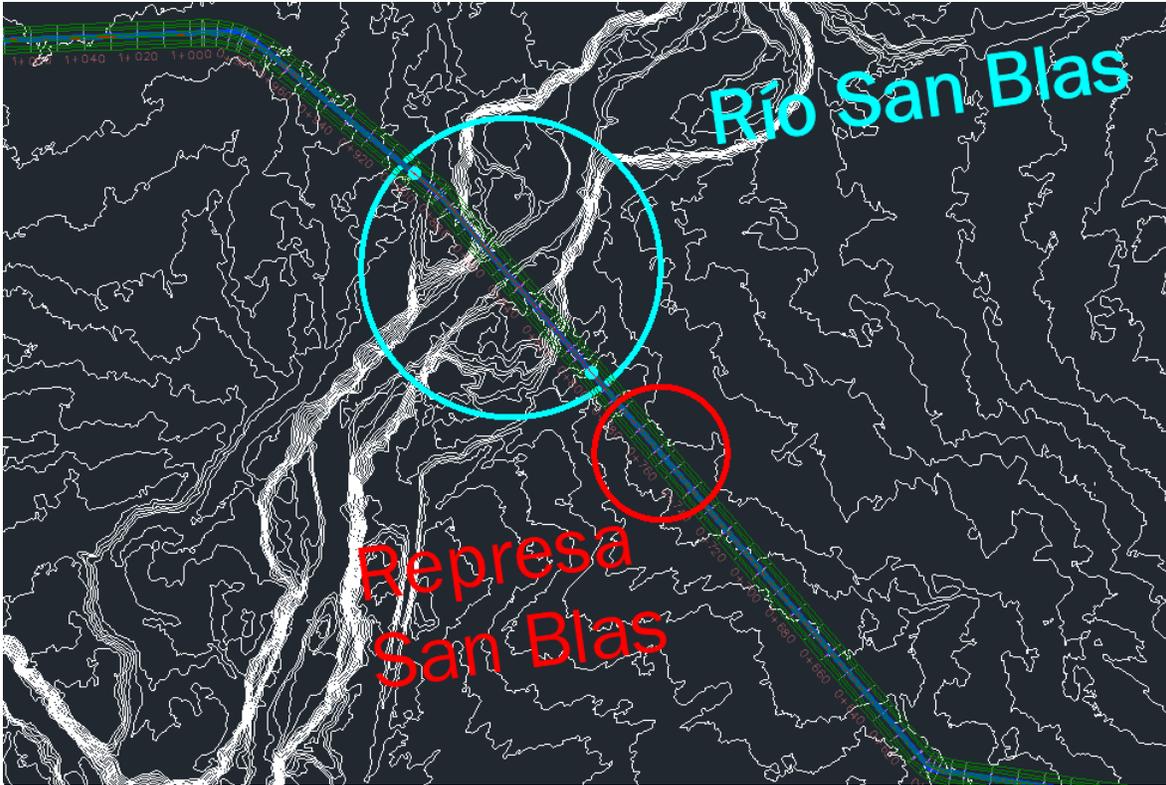


Figura 58. Curvas de nivel cada 20 cm utilizadas para determinar el estacionamiento del sifón.

Se toma toda la información apreciable de campo y se definen las estructuras que se colocarán a la entrada y salida (ver figura 59), en este caso se va a cruzar el río San Blas y a ambos lados del río se ubicará un dique a una distancia de 10 m para evitar desbordamientos en caso de un evento extraordinario.

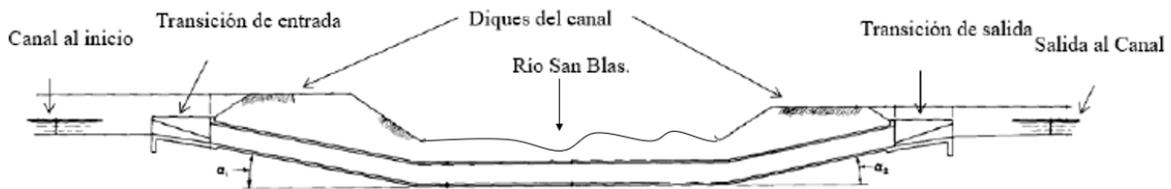


Figura 59. Perfil idealizado de las estructuras requeridas para el diseño del sifón San Blas.

Se contemplan los datos hidráulicos de diseño que se tienen, como caudal ($2,86 \text{ m}^3/\text{s}$), elevación del fondo del canal en el punto A antes de la transición (28.77 msnm), profundidad normal en el canal antes (1.24 m) y después del sifón (1.24 m), velocidad del flujo en el canal (0,69 m/s), longitud estimada del sifón invertido y la altura del agua, antes y después del sifón invertido. En este caso que es un río, ancho del cauce, profundidad del río; la ubicación de la tubería se prediseña dejando una distancia de un metro con respecto al fondo del cauce. Finalmente se contempla el ancho del dique y borde libre en el canal. En este punto es importante aclarar que el diseño será

comparado en etapas posteriores con estudios hidrológicos en el cauce del río y si es necesario la profundidad del tubo puede variar para evitar socavación.

Se definen las características del tubo; siendo una tubería que pasa debajo de un río debe soportar la presión que el cauce genere, por lo que se selecciona como material de tubería concreto con refuerzo C-76 y diámetro 1800 mm para este caso, y se calculan las demás propiedades hidráulicas. Seguidamente se traza un plano perfil preliminar utilizando la sección transversal del río San Blas y el perfil longitudinal del trazo del CA2. Se ubican los diques y se traza la tubería a la profundidad correspondiente. Tal como se muestra en la figura 60, donde la línea roja representa la topografía, y las líneas verdes las alturas del canal y la tubería.

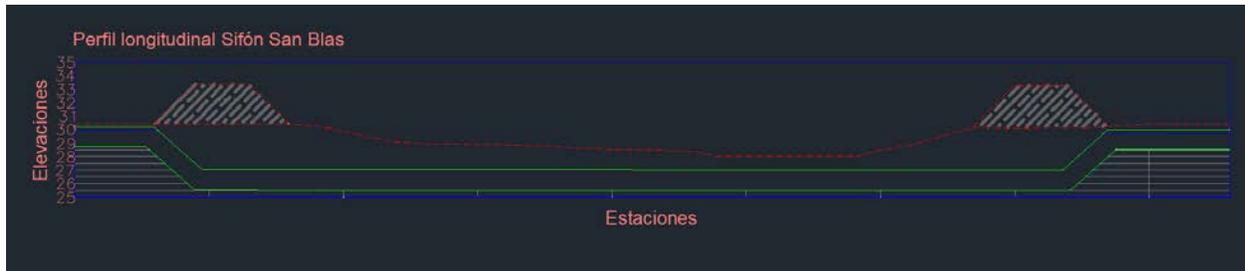


Figura 60. Perfil longitudinal preliminar del sifón, diques y río San Blas, utilizando información topográfica y software Civil 3D.

A partir de este punto se inicia con los cálculos para el diseño y ajuste de la estructura según las condiciones en campo:

- (1) Se define el elemento a cruzar, en este caso el Río San Blas.
- (2) El caudal del sifón invertido, aproximadamente de $2,86 \text{ m}^3/\text{s}$.
- (3) Las velocidades a la entrada y salida del canal, este sifón se encuentra en un mismo tramo por lo tanto la $V_1 = V_2 = 0,69 \text{ m/s}$.
- (4) Se selecciona el diámetro de la tubería que corresponde a 2130 mm.

Una vez definido el caudal y diámetro de la tubería se aplica la ecuación 10 para determinar la velocidad dentro de la tubería.

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{2,86}{3,56} = 0,8 \text{ m/s} \quad (10)$$

Donde:

V = velocidad en conducto, (m/s).

A = área de tubería, (m^2).

Q = caudal, (m^3/s).

En el objetivo 2 se desarrolló un cuadro hidráulico con la información del diseño preliminar para ambos canales. En este caso el sifón San Blas corresponde al canal CA2 y su información corresponde al anexo 7, donde se tiene la elevación del nivel del agua en el punto A antes de la

transición de entrada y en H la altura que se espera del agua en la sección transversal del canal después de la transición de salida (figura 32).

Posteriormente utilizando la ecuación 11, se determina el gradiente de velocidad antes de entrar al sifón y dentro de la tubería seleccionada.

$$H = \frac{v^2}{2g} \quad (11)$$

Donde:

H = gradiente de velocidad, (m).

v = velocidad, (m/s).

g = fuerza de gravedad, 9,81 m/s².

Dando como resultado $H_{v1} = 0,0242$ m y $H_{v2} = 0,0329$ m.

Seguidamente se evalúa los requerimientos de las estructuras de entrada y salida, este sifón invertido cruzará un río, por lo que requiere de una estructura de entrada y salida en concreto. Por recomendación de la institución el tipo de transición a usar será del tipo I (cubierta partida), tanto para la entrada como para la salida.

Con el diámetro seleccionado se determina el material del tubo a utilizar, el coeficiente de rugosidad (n) aumenta o disminuye dependiendo del material de la tubería, por lo que se debe variar al calcular las propiedades hidráulicas del tubo, en este caso se elige una tubería de concreto con refuerzo C-76, con un coeficiente de rugosidad igual a 0,014.

Posteriormente se calculan las demás propiedades hidráulicas como el perímetro de mojado, para lo cual se emplea la ecuación 12.

$$P = \pi \cdot d = 6,7m \quad (12)$$

Donde:

P = perímetro, (m).

d = diámetro del tubo, (m).

El radio hidráulico utilizando la ecuación 13.

$$R_h = \frac{A}{P} = 0,533m \quad (13)$$

Donde:

R_h = radio hidráulico, (m).

A = área del tubo, (m).

P = perímetro de mojado, (m).

La pendiente de fricción con la ecuación 14

$$S_f = \left(\frac{nV}{1,49R_h^{2/3}} \right)^2 = 0,000290219 \quad (14)$$

Donde:

S_f = pendiente de fricción, (m/m).

R_h = radio hidráulico, (m).

n = coeficiente de rugosidad, (adimensional).

V = velocidad en el tubo, (m/s).

Seguidamente se calcula el borde libre adicional ($Fb_{adicional}$) en la entrada del sifón (ecuación 15), para protegerlo en caso que el nivel aumente por una crecida de caudal o un mal funcionamiento del sifón.

$$Fb_{adicional} = 0,5 \cdot Fb_{normal} = 0,05m \quad (15)$$

Donde:

$Fb_{adicional}$ = borde libre adicional a la entrada del sifón, (m).

Fb_{normal} = borde libre normal, (m).

Una vez calculado el borde libre adicional con la ecuación 16 se calcula el borde libre total a la entrada del sifón.

$$\text{Borde libre total} = Fb_{normal} + Fb_{adicional} = 0,15m \quad (16)$$

El borde libre adicional debe extenderse 15 m aguas arriba del sifón. En este caso el caudal esta controlado por una línea de bombeo por lo que se puede disminuir la longitud recomendada. Posteriormente se calcula la elevación de la banquetta en el punto A (ecuación 17) y el ángulo del tubo de entrada según las condiciones topográficas y profundidad de enterrado de la tubería, tomando en cuenta que la pendiente no debe ser más empinada que 2:1. Para este caso se tiene un ángulo de 20° .

$$\text{Elv.terreno.Est. A} = \text{Elv.agua.Est.A} + Fb_{normal} + Fb_{adicional} = 30,16m \quad (17)$$

Luego se determinan las características hidráulicas de la transición de entrada del sifón (figura 61). La elevación del fondo de la transición en la entrada del tubo (Elevación C), se calcula considerando la sumergencia necesaria a la entrada del tubo, y considerando que la distancia vertical en la entrada del tubo no es la misma que el diámetro, debido a la pendiente del tubo de entrada. Es decir, la diferencia entre Elev. B y Elev. C, denominada p , su valor debe ser máximo $3D/4$ a la entrada y $D/2$ a la salida. Sin embargo, si se hacen idénticas p no puede exceder $D/2$.

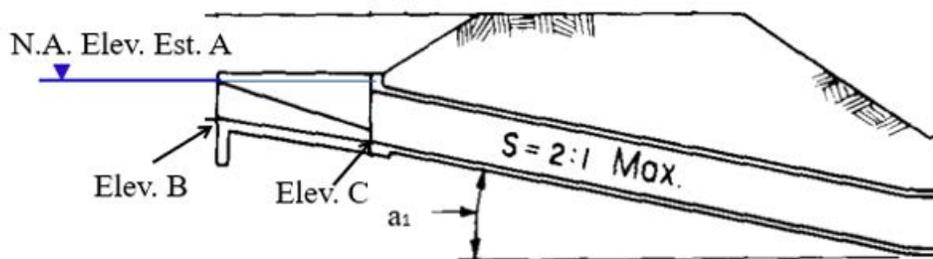


Figura 61. Esquema de configuración de la transición de entrada al sifón invertido.

Utilizando la ecuación 18 se calcula la abertura vertical a la entrada.

$$H_t = \frac{D}{\cos\alpha_1} = 2,271m \quad (18)$$

Donde:

H_t = abertura vertical, (m).

D = diámetro del tubo, (m).

α = ángulo de doblado en entrada, (°).

Con la ecuación 19 se calcula el sello hidráulico a la entrada.

$$\text{Sello hidráulico} = 1,5x\Delta h_v = 1,5x(0,0326 - 0,0242) = 0,013m \quad (19)$$

Donde:

h_v = gradiente de velocidad, (m).

Para el sello hidráulico se recomienda que este sea mayor a 7,6 centímetros como el valor actual es de 1,3 cm el sello hidráulico es insuficiente y se recomienda usar 0,076 m para permitir la sumergencia y que el tubo trabaje lleno.

Se calcula la elevación en el punto C utilizando la ecuación 20.

$$\begin{aligned} \text{Elevación C} &= \text{N.A.Elev.Est A} - H_t - \text{Sello hidráulico} \\ &= 30,01 - 2,271 - 0,076 = 27,66m \end{aligned} \quad (20)$$

Con este valor por geometría se calcula el valor de p el cual es 1,11 m lo cual es aceptable para la entrada porque no supera $3/4D$ que corresponde a 1,6 m, valor máximo para el valor de p en la entrada.

Seguidamente con la ecuación 21 se determina la elevación del punto B.

$$\text{Elevación B} = \text{Elevación C} + p = 27,66 + 1,11 = 28,77m \quad (21)$$

Una vez determinados los puntos de la transición de entrada se calcula la elevación del punto D, que corresponde al nivel más bajo de la tubería de entrada que va doblada con un ángulo de 20° y pasa por debajo del río San Blas (ver figura 32). Para esto se calcula un valor y_1 que corresponde a la distancia vertical del punto C al Punto D, con un valor de 3,82 m. Los valores se ingresan a la ecuación 22.

$$\text{Elevación D} = \text{Elevación C} - y_1 = 27,66 - 3,82 = 23,84m \quad (22)$$

Con el valor de D se procede a calcular el valor del punto E, que se encuentra al final del tramo horizontal que pasa por debajo del cauce y donde inicia el tubo doblado que comunica a la transición de salida del sifón invertido. Este punto E va a depender de la sección transversal de lo que se desee cruzar, en este caso el río San Blas tiene una longitud de tubo horizontal de 48 m con una pendiente de 0,005. Para el calculo del punto D son necesarias 2 ecuaciones, se plantea la ecuación 23 y la ecuación 24.

$$\text{Elevación E} = \text{Elevación D} - D \quad (23)$$

Donde:

D = diferencia de nivel al inicio y final de tubo horizontal, (m).

$$D = \text{Longitud tubo horizontal} \cdot S_2 = 48 \cdot 0,005 = 0,24m \quad (24)$$

Donde:

S_2 = pendiente de tubo horizontal, (m/m).

Sustituyendo los valores de la ecuación 24 en la ecuación 23 se tiene:

$$\text{Elevación E} = 23,84 - 0,24 = 23,6m \quad (25)$$

Posteriormente se determinan las características hidráulicas de la transición de salida del sifón (figura 62). En la transición de salida debe generarse la menor pérdida posible, esto sucede si la sumergencia en la salida no supera un sexto de la distancia vertical a la salida del tubo ($H_t/6$).

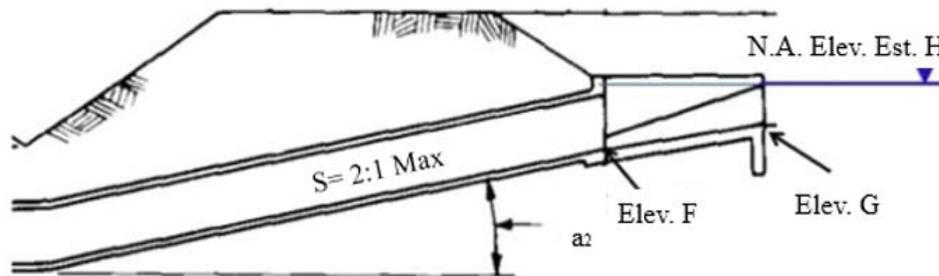


Figura 62. Esquema de configuración de la transición de salida del sifón invertido.

Para estimar la elevación del punto G se utiliza la ecuación 26.

$$\begin{aligned} \text{Elevación G} &= \text{Elevación B} - \text{Factor de pérdidas} \cdot (\text{Est.G} - \text{Est.B}) \\ &= 28,77 - 0,0005 \cdot (83) = 28,73m \end{aligned} \quad (26)$$

Donde:

Factor de pérdidas = ajuste elevación final programado en hoja de cálculo para el total de pérdidas, (m).

$Est.G$ = estacionamiento horizontal del punto G, (m).

$Est.B$ = estacionamiento horizontal del punto B, (m).

Siguiendo un procedimiento similar al aplicado anteriormente en la ecuación se calcula la elevación del punto F con la ecuación 27 donde p corresponde a la mitad del diámetro del tubo, es decir 1,07 m.

$$\text{Elevación F} = \text{Elevación G} - p = 28,73 - 1,07 = 27,67m \quad (27)$$

Posteriormente con la distancia horizontal y vertical de los tubos doblados del sifón (con posición inclinada) se calcula la pendiente de los tubos aguas arriba en la posición entre la Estación C

y Estación D, como se muestra en las ecuaciones 28 y 29.

$$\text{Distancia Horizontal} = \text{Est.D} - \text{Est.C} = 817,5 - 807 = 10,5m \quad (28)$$

$$\text{Distancia Vertical} = \text{Elev.C} - \text{Elev.D} = 27,66 - 23,84 = 3,82m \quad (29)$$

Con estos valores se calcula la pendiente del tubo de entrada (ecuación 30) y se ajusta el ángulo de entrada (ecuación 31).

$$S_1 = \text{Dist. Vert}/\text{Dist. Horiz} = 3,82/10,5 = 0,3639 \quad (30)$$

Donde:

S_1 = pendiente de tubo doblado a la entrada del sifón, (m/m).

Dist. Vert = distancia vertical entre los puntos C y D, (m).

Dist. Horiz = distancia horizontal entre los puntos C y D, (m).

Con el valor de la pendiente se determina el ángulo de entrada, es importante aclarar que para este procedimiento se desarrolló una memoria de cálculo en excel y por lo tanto los ángulos se mantienen pues anteriormente fueron ajustados automáticamente, tal como se muestra en la ecuación 31 donde se obtiene igualmente el valor de 20° considerado en un inicio.

$$\alpha_1 = \arctan(S_1) = 20^\circ \quad (31)$$

De igual forma para el tubo doblado aguas abajo entre la Estación E y Estación F, se realiza el mismo procedimiento, ambas deben de tener un ángulo menor a 45° .

$$\text{Distancia Horizontal} = \text{Est.F} - \text{Est.E} = 876 - 865,5 = 10,5m \quad (32)$$

$$\text{Distancia Vertical} = \text{Elev.F} - \text{Elev.E} = 27,67 - 23,6 = 4,06m \quad (33)$$

$$S_3 = \text{Dist. Vert}/\text{Dist. Horiz} = 4,06/10,5 = 0,387 \quad (34)$$

$$\alpha_2 = \arctan(S_3) = 21,15^\circ \quad (35)$$

Es importante mencionar que este tipo de estructuras están sujetas a criterios de diseño constructivos para impermeabilizar y evitar fugas o filtraciones y en su elaboración pueden tener variaciones dependiendo de si se utiliza tubería prefabricada o concreto chorreado en sitio, tipo de suelo o materiales a utilizar. En la figura 63 se muestra un ejemplo de un esquema constructivo. En el DRAT generalmente este tipo de estructuras se construyen en el sitio por lo que se adaptan las estructuras a lo que se plantea en el diseño hidráulico.

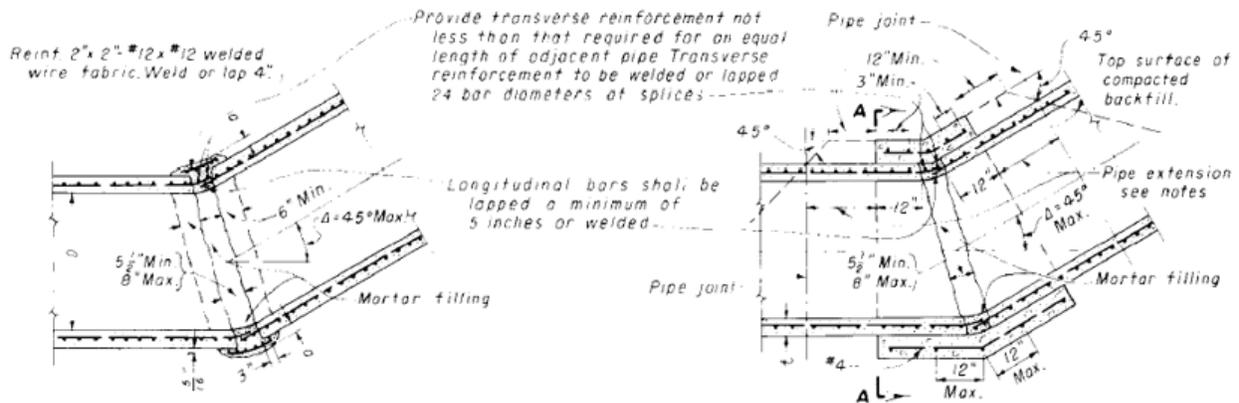


Figura 63. Detalles constructivos de los ángulos en la tubería (United States Department of the Interior Bureau of Reclamation, 1978),

Utilizando nuevamente la ecuación 18 se calcula la abertura vertical pero esta vez a la salida.

$$H_{t,salida} = \frac{D}{\cos\alpha_2} = 2,283m \quad (36)$$

Seguidamente se calcula el sello hidráulico a la salida utilizando la ecuación 37.

$$\text{Sello hidráulico} = (y_{n,salida} + p) - H_{t,salida} = (1,24 + 1,07) - 2,283 = 0,02m \quad (37)$$

El sello hidráulico a la salida es menor a $H_t/6$ por lo que el sifón funciona correctamente. Posteriormente con la ecuación 38 se estima la elevación del punto H.

$$\begin{aligned} \text{Elevación H} &= \text{Elevación G} - \text{Pendiente del canal} \cdot \text{Extensión Borde libre} \\ &= 28,73 - 0,00015 \cdot 15 = 28,73m \end{aligned} \quad (38)$$

Luego de tener las elevaciones de todos los puntos se calcula la longitud del tubo desde la estación C a la estación D con la ecuación 39 y de la estación E a la estación F con la ecuación 40.

$$\begin{aligned} h_1 &= (\text{Estación D} - \text{Estación C})/\cos\alpha_1 \\ &= (817,5 - 807)/0,940 = 11,17m \end{aligned} \quad (39)$$

Donde:

h_1 = longitud diagonal de tubo doblado a la entrada del sifón, (m).

$$\begin{aligned} h_2 &= (\text{Estación E} - \text{Estación F})/\cos\alpha_2 \\ &= (876 - 866)/0,933 = 11,26m \end{aligned} \quad (40)$$

Donde:

h_2 = longitud diagonal de tubo doblado a la salida del sifón, (m).

$$\begin{aligned} \text{Longitud del tubo} &= (\text{Longitud tubo horizontal} + h_1 + h_2) \\ &= 48 + 11,17 + 11,26 = 70,43m \end{aligned} \quad (41)$$

Una vez definida la longitud real del tubo se procede con el cálculo de las pérdidas de carga hidráulica (H_L) según las condiciones actuales. La pérdida del sifón se calcula considerando un factor de seguridad del 10 %.

$$H_L = 1,1(\text{pérdida de entrada} + \text{pérdida por fricción} + \text{pérdida por curvas} + \text{pérdida de salida}) \quad (42)$$

$$h_i = 0,40 \cdot \Delta h_v = 0,40 \cdot (0,0326 - 0,0242) = 0,0034m \quad (43)$$

Donde:

h_i = pérdidas por entrada, (m).

h_v = gradiente de velocidad, (m).

$$h_f = L_{tubo} \cdot S_f = 70,43 \cdot 0,000290219 = 0,02044m \quad (44)$$

Donde:

h_f = pérdidas por fricción, (m).

L_{tubo} = longitud real del tubo, (m).

S_f = pendiente de fricción, (m/m).

$$h_c = 2 \cdot C \cdot (\alpha_1/90^\circ)^{1/2} \cdot h_v = 2 \cdot 0,25 \cdot 0,471 \cdot 0,033 = 0,008m \quad (45)$$

Donde:

h_c = pérdidas por curvas, (m).

C = factor de pérdida en tuberías, (adimensional).

α_1 = ángulo de doblado, ($^\circ$).

h_v = gradiente de velocidad, (m).

$$h_o = 0,70 \cdot \Delta h_v = 0,40 \cdot (0,0326 - 0,0242) = 0,006m \quad (46)$$

Donde:

h_o = pérdidas por entrada, (m).

h_v = gradiente de velocidad, (m).

Sustituyendo en la ecuación 42 los valores de las ecuaciones 43, 44, 45 y 46, tenemos:

$$H_L = 1,1(h_i + h_f + h_c + h_o) = 0,041m \quad (47)$$

Antes de iniciar a definir las características finales, se verifica si la pérdida total que producirá el sifón coincide o es menor que la carga hidráulica disponible. Si esta está bien se continúa con el diseño de las transiciones y si no se replantea el diseño. Entre los cambios que se pueden realizar esta utilizar un tubo de mayor o menor tamaño, cambiar las características del canal de entrada o de salida, hasta que las pérdidas coincidan o no superen a la carga hidráulica disponible. Para calcular la carga hidráulica disponible se utiliza la ecuación 48.

$$\begin{aligned} \text{Carga hidráulica disponible} &= \text{Elev. Nivel de agua en A} - \text{Elev. Nivel de agua en H} \\ &= 30,01 - 29,97 = 0,042m \end{aligned} \quad (48)$$

En este caso la pérdida total del sifón invertido coincide con la carga disponible, considerando que la estructura se diseña para el caudal máximo y con un 10 % de factor de seguridad se concluye que trabajaría correctamente bajo estas condiciones.

Una vez definidas las características preliminares de las elevaciones y diámetro del tubo, se establecen las dimensiones de las transiciones de entrada y salida. Para este sifón se utiliza una transición tipo I y es necesario detallar cuatro dimensiones principales:

- La altura de la entrada de la transición (y), que va desde la elevación de B hasta la parte de arriba de la pared de concreto en la transición.
- La distancia entre la base del tubo y la parte superior de la transición (a).
- El ancho de la base de la entrada de la transición (C), que se define según el ángulo que se da a las paredes de la transición, el cual esta asociado con el ángulo de la superficie del agua con respecto a la línea central de la transición. El valor de C depende de la relación entre el diámetro de la tubería, la profundidad del agua en la entrada de la transición y el ángulo de la transición. Si transiciones aguas arriba y aguas abajo son iguales se recomienda usar un ángulo de 25° .
- El ancho de fondo de la transición en la entrada del tubo (B), se calcula utilizando la recomendación del manual y se redondea el valor a la pulgada entera mayor más cercana.

Para determinar la dimensión de la altura de la transición se utiliza la ecuación 49.

$$\begin{aligned} y &= (\text{Elev. Nivel de agua en A} - \text{Elev. Nivel de agua en B}) + Fb_{total} \\ &= (30,01 - 28,77) + 0,15 = 1m \end{aligned} \quad (49)$$

Donde:

y = altura de la entrada de la transición, (m).

Fb_{total} = borde libre total, (m).

Para determinar la distancia entre la base del tubo y la parte superior de la transición se utiliza la ecuación 50.

$$\begin{aligned} a &= (\text{Elevación B} + y - \text{Elevación C}) \\ &= (28,77) - 27,66 = 2,11m \end{aligned} \quad (50)$$

Donde:

a = distancia entre la base del tubo y la parte superior de la transición, (m).

y = altura de la entrada de la transición, (m).

Para el cálculo del ancho de la base de la transición se emplea primero la ecuación 51 para determinar la relación de diámetro de la tubería con la profundidad del agua en la entrada de la transición y luego se define el valor de esta con la ecuación 52 .

$$D = (Di/d_n) \cdot h_w = (2, 129/1, 24) \cdot h_w = 1, 7h_w \quad (51)$$

Donde:

D = relación de diámetro de la tubería con el tirante del canal.

Di = diámetro de tubería, (m).

d_n = tirante del canal, (m).

h_w = relación profundidad del agua en la entrada de la transición, (adimensional).

Para determinar el valor de C , según la relación obtenida en la ecuación 51, se interpola en la tabla 28 según el ángulo asociado con la superficie del agua con respecto a la línea central de la transición.

Tabla 28. Detalle de dimensión C para transición de concreto tipo I. Creada a partir de la figura 7-2 (United States Department of the Interior Bureau of Reclamation, 1978)

Relación diámetro del tubo (D) y profundidad en canal (d)	C con ángulo de superficie del agua de 22 1/2°	C con ángulo de superficie del agua de 25°	C con ángulo de superficie del agua de 27 1/2°
D=d	0.5D	0.8D	1.1D
D=1.25d	1.1D	1.4D	1.7D
D=1.5d	1.5D	1.8D	2.1D
D=2d	2.0D	2.3D	2.6D

El valor obtenido es de 1,90 Di , por lo tanto:

$$C = 1, 90Di = 4m \quad (52)$$

Donde:

C = ancho de la base de la transición, (m).

Igualmente para asegurar la estabilidad estructural de la misma se debe calcular la profundidad y espesor de sus anclajes, dependiendo de la profundidad del agua en el canal. En la figura 64 se muestra un esquema y las recomendaciones dadas por United States Department of the Interior Bureau of Reclamation (1978). Para este caso la profundidad del canal es de 1,24 m por lo que se utiliza una profundidad (e) de 60 cm y un grosor de 20 cm, aproximadamente 8 pulgadas.

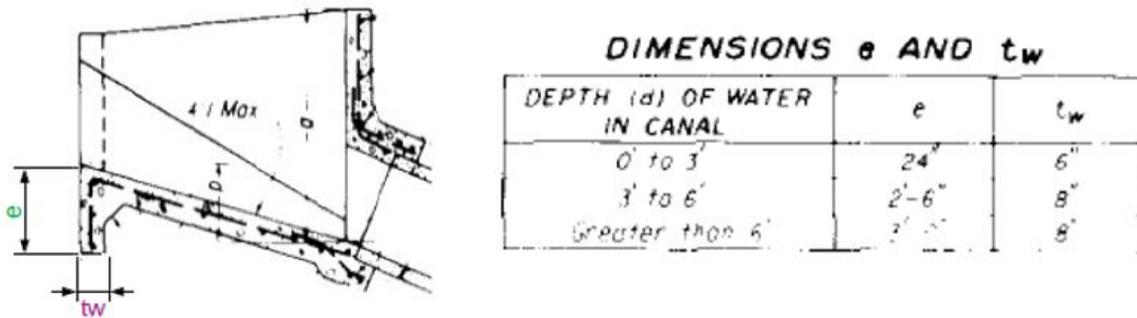


Figura 64. Detalle de dimensiones e y tw para transición de concreto tipo I. Imagen basada en la figura 7-2 (United States Department of the Interior Bureau of Reclamation, 1978) .

Para la longitud de la transición se recomienda un largo igual a tres veces el diámetro del tubo, en este caso 7m de largo y un ancho de fondo de la transición en la entrada del tubo de 65 cm, tal como lo muestran los resultados de las ecuaciones 53 y 54.

$$L_t = 3 \cdot Di = 3 \cdot 2,129 = 7m \quad (53)$$

Donde:

L_t = longitud de la transición, (m).

Di = diámetro de tubería, (m).

$$B = 0,303 \cdot Di = 0,303 \cdot 2,129 = 0,65m \quad (54)$$

Donde:

B = ancho de fondo de la transición en la entrada del tubo, (m).

Di = diámetro de tubería, (m).

Considerando las elevaciones, tamaños y pendientes calculadas, ya se puede establecer el perfil final del sifón, siguiendo el boceto preliminar que se mostró en la figura 59, se ubica la estación J en el centro del cauce del río San Blas y se crea el diseño final que se muestra en las figuras 65 y 66.

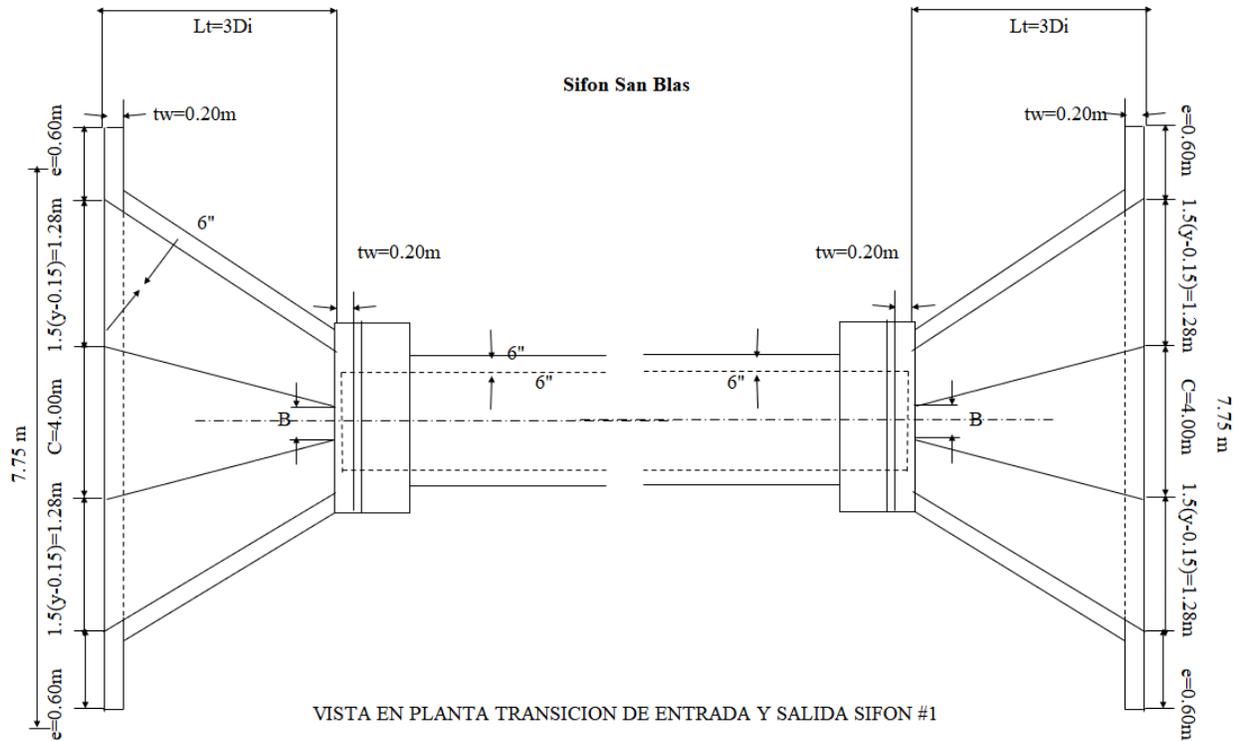


Figura 65. Plano vista en planta del Sifon San Blas.

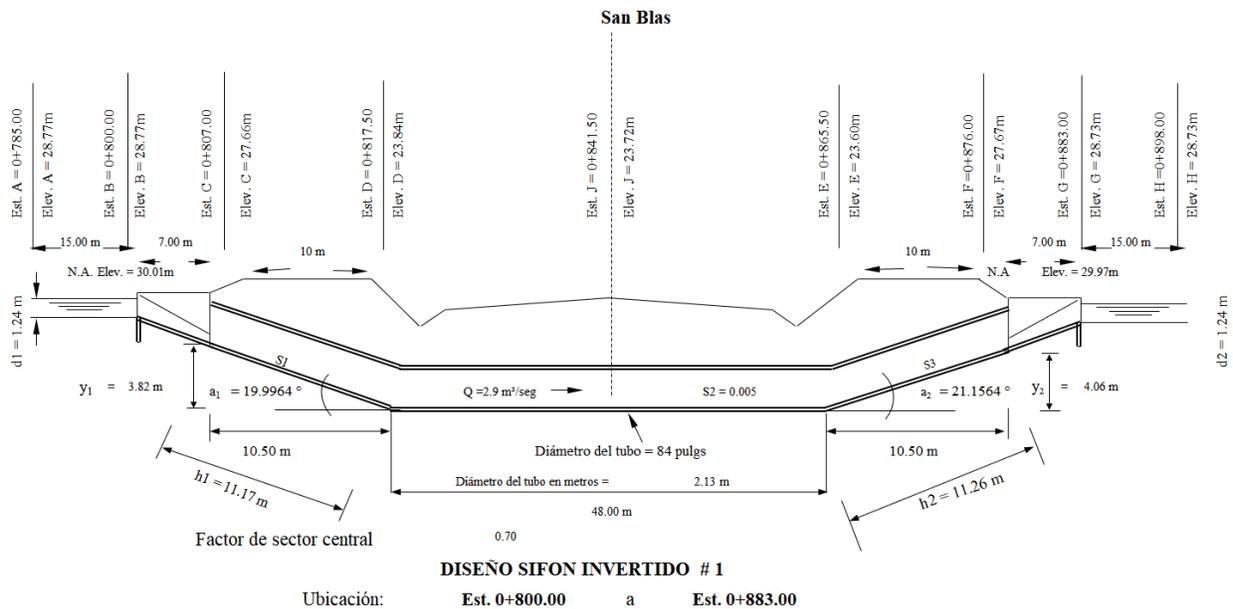


Figura 66. Plano vista perfil del Sifon San Blas.

A continuación se muestra el resumen de los cálculos realizados para los sifones invertidos 1+560, Sardinal, Salitral y Palmas ubicados en el CA2. Esta información es la que la institución

brinda como insumo al dibujante para la realización de los planos de las estructuras en 3 dimensiones.

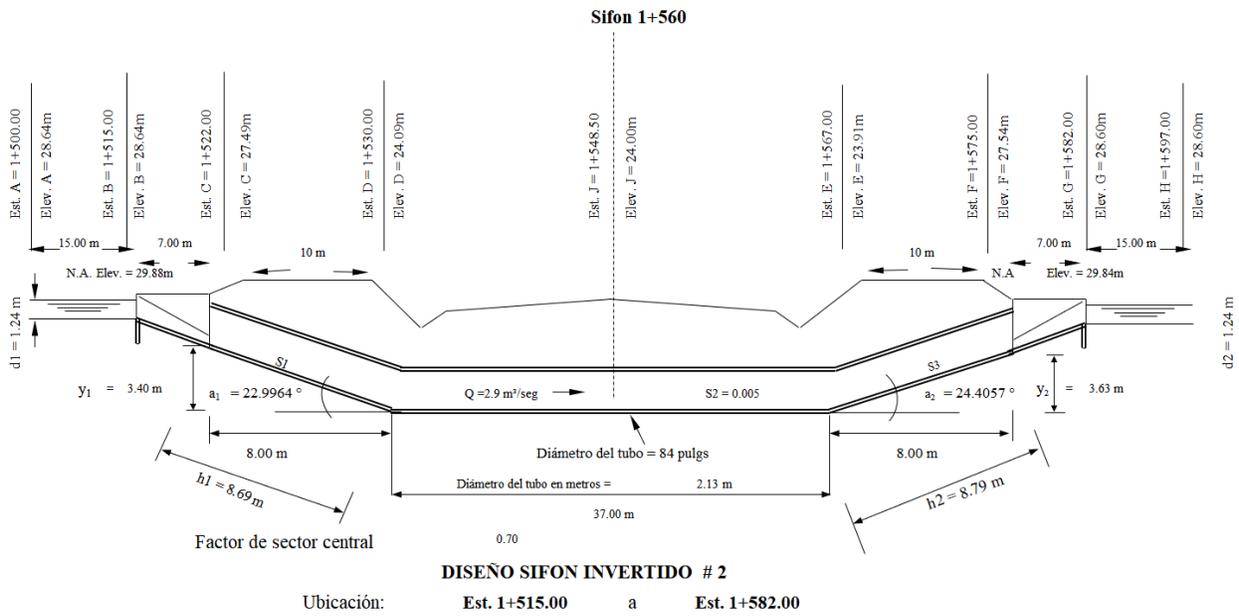


Figura 67. Plano vista perfil del Sifón 1+560.

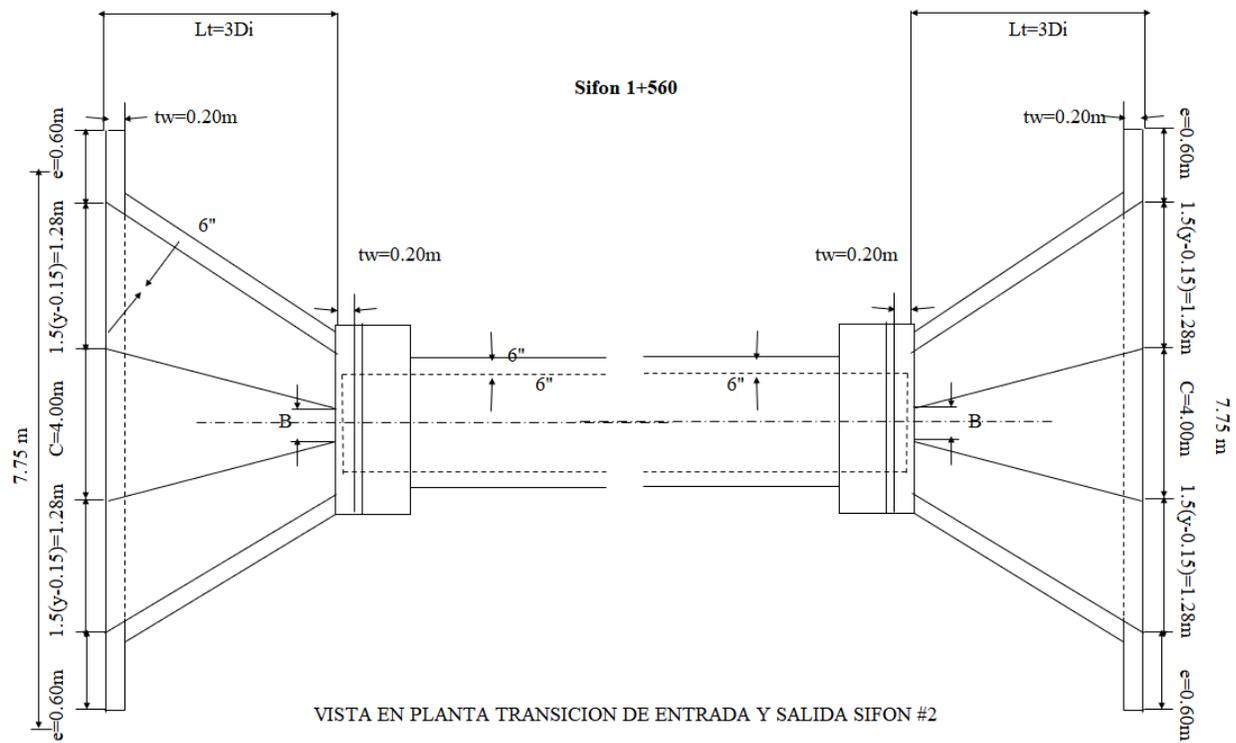


Figura 68. Plano vista en planta del Sifón San 1+560.

Sifón Salitral

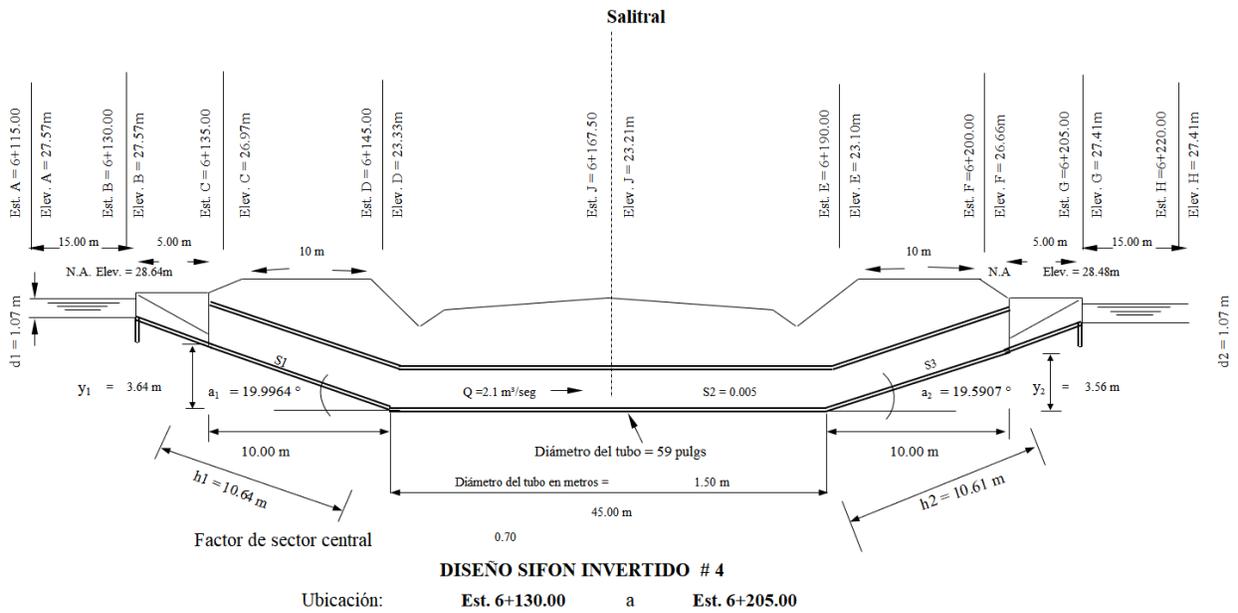


Figura 71. Plano vista perfil del Sifón Salitral.

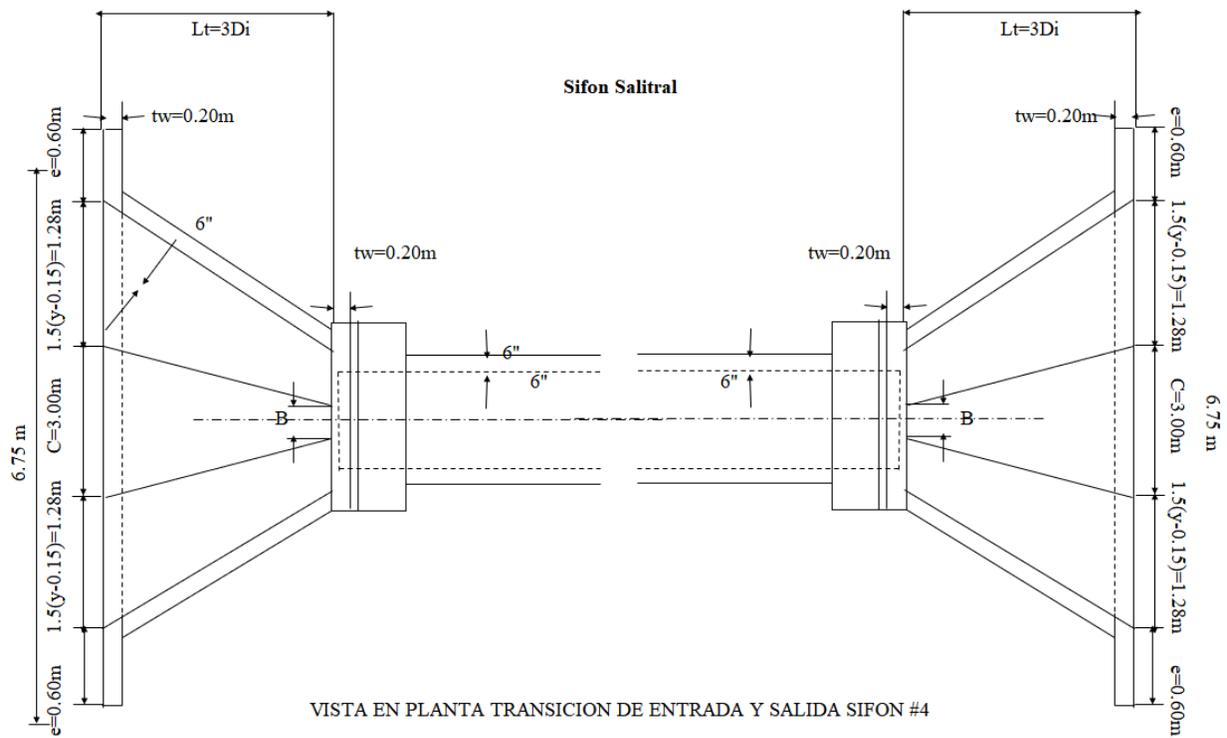


Figura 72. Plano vista en planta del Sifón Salitral.

Sifón Palmas

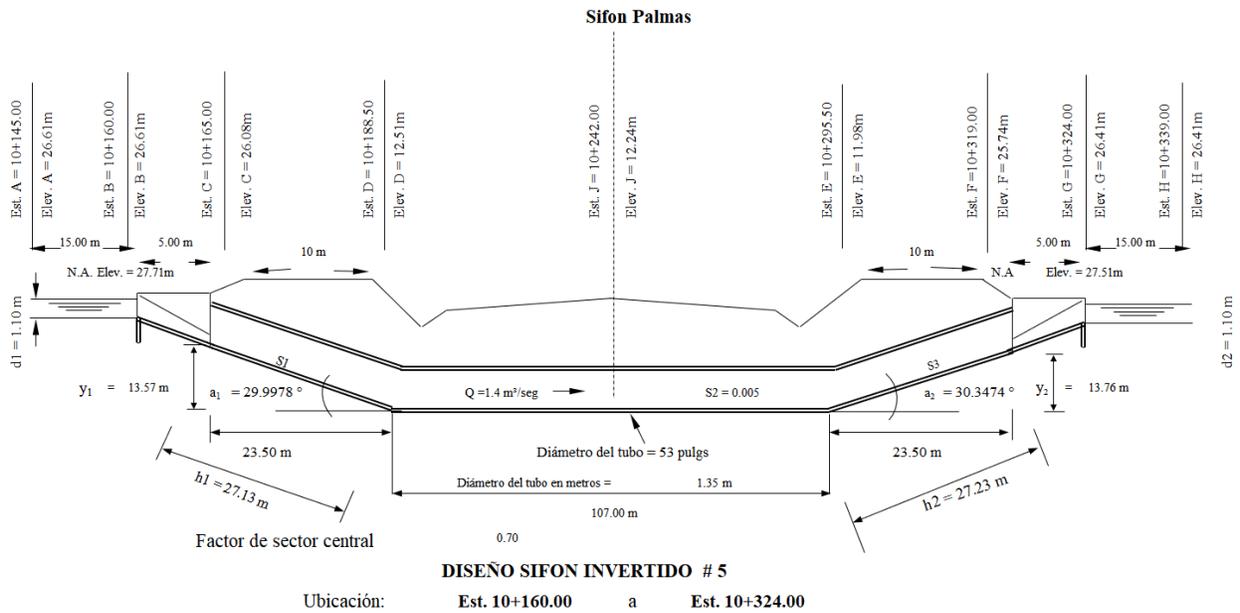


Figura 73. Plano vista perfil del Sifón Palmas.

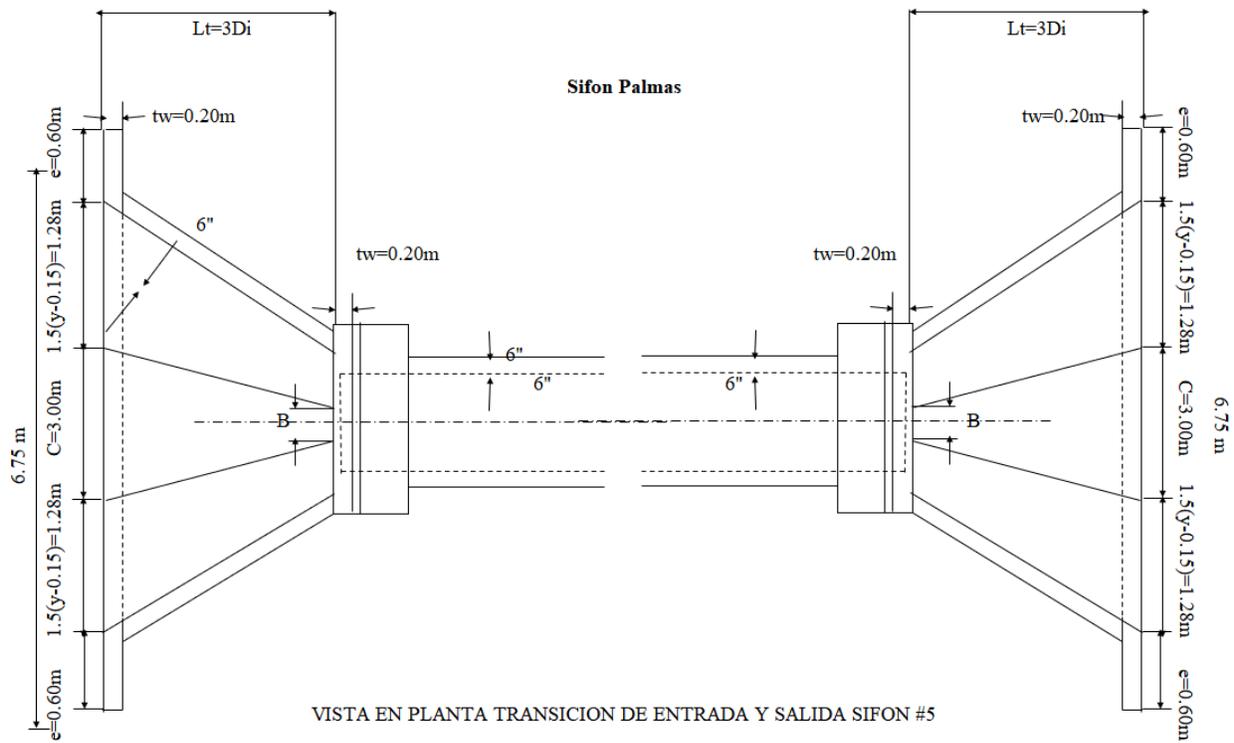


Figura 74. Plano vista en planta del Sifón Palmas.

Tomando en cuenta la información anterior se presenta un resumen de las dimensiones de los sifones invertidos para el CA2 en el anexo 10.

Por otro lado para el trazo del CA1 se proponen un total de 6 sifones invertidos, estos atraviesan los ríos Palmas, Gallina y Belén, además se da un cruce importante de una zona urbana en el estacionamiento 9+027 en el sector La Gallina (tabla 29).

Tabla 29. Numeración de sifones invertidos propuestos para CA1, estación y río que cruzan.

Número	Estación	Río
Canal Alto 2 (Norte)		
1	2+900.00	PALMAS
2	5+904.00	-
3	6+163.00	-
4	8+479.00	RIO GALLINA
5	9+027.00	LA GALLINA
6	10+792.00	RIO BELEN

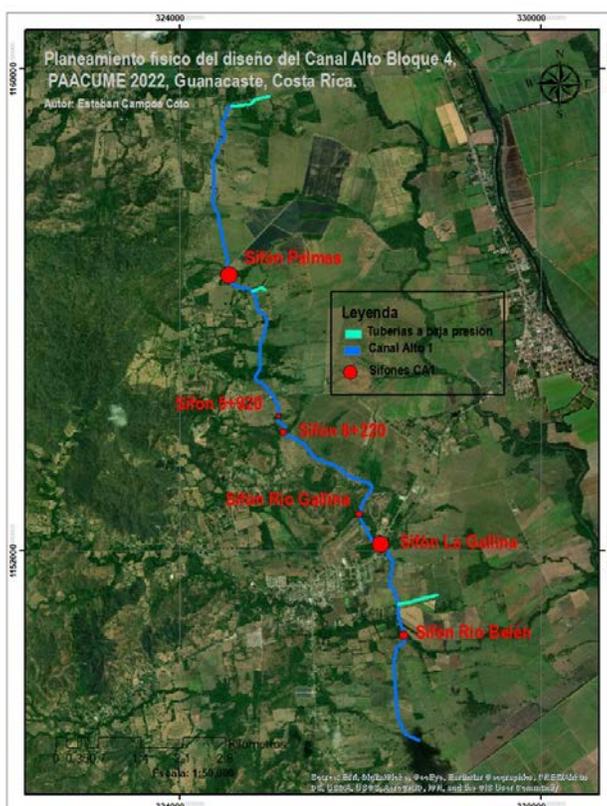


Figura 75. Ubicación de sifones invertidos propuestos para CA1.

Los planos de estos sifones se muestran a continuación.

Sifón Palmas

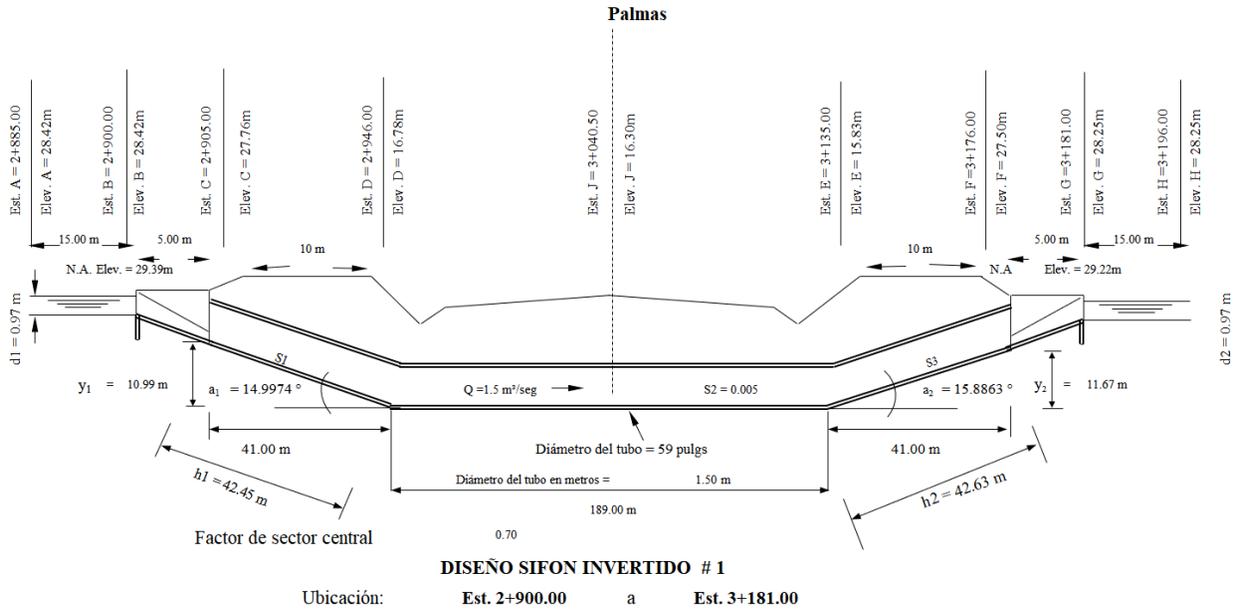


Figura 76. Plano vista perfil del Sifón Palmas.

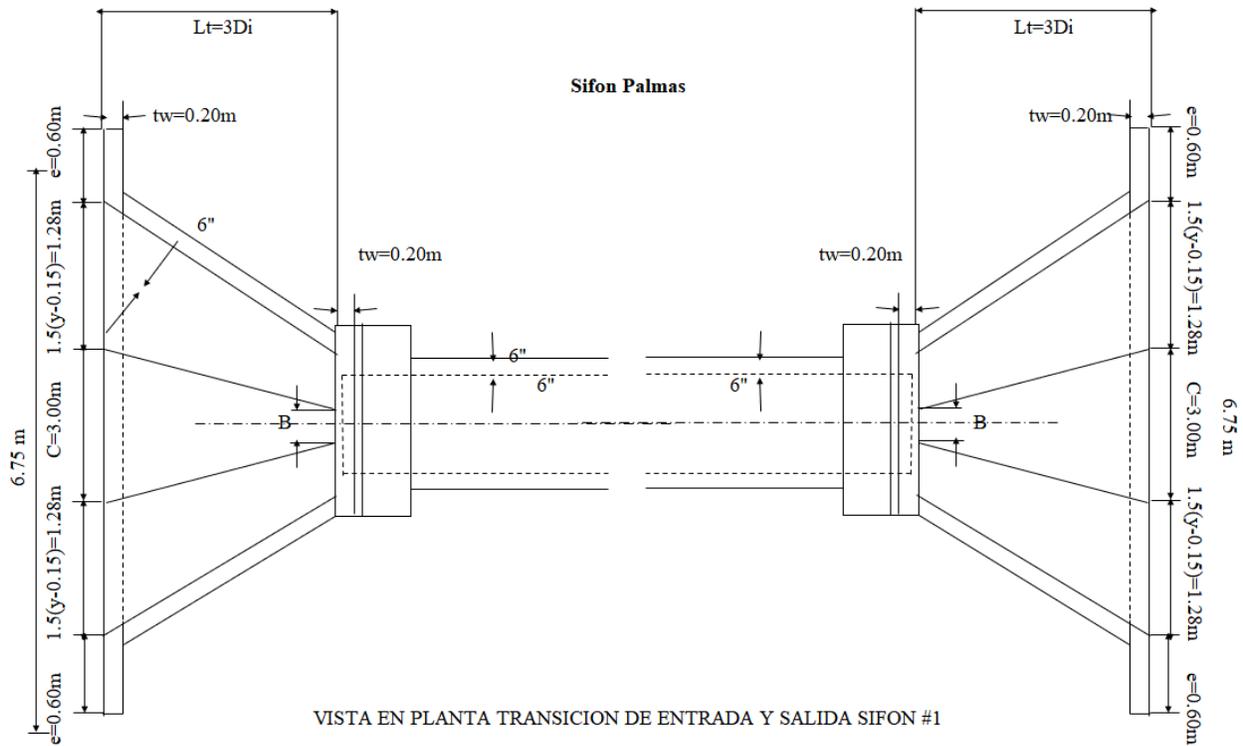


Figura 77. Plano vista en planta del Sifón Palmas.

Sifón 6+220

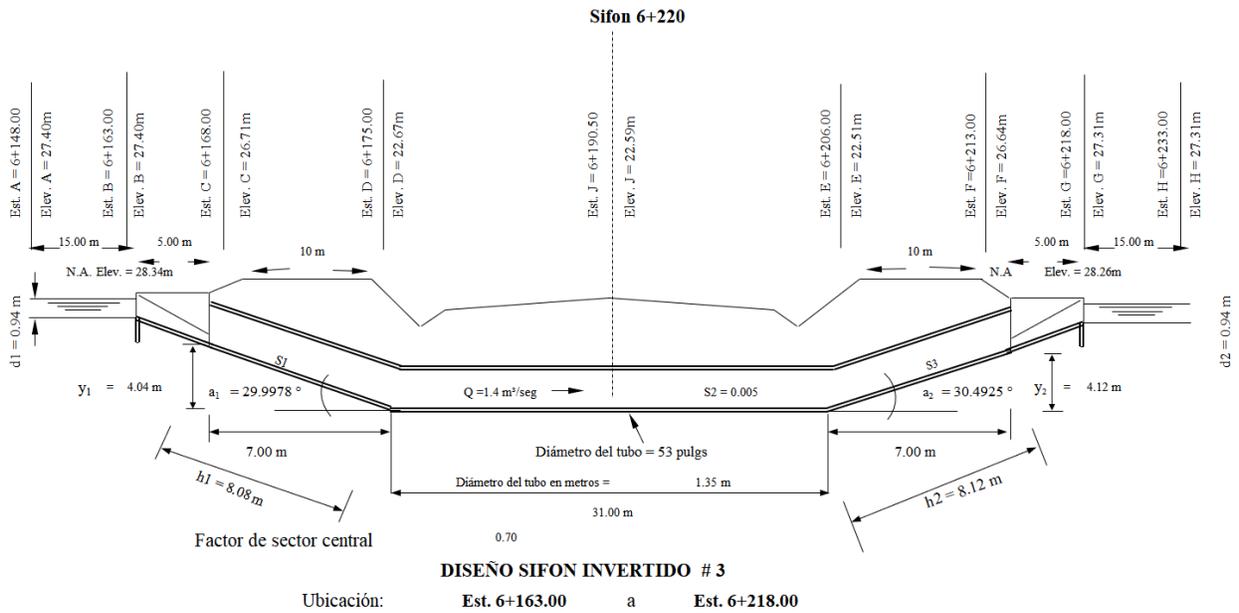


Figura 80. Plano vista perfil del Sifón 6+220.

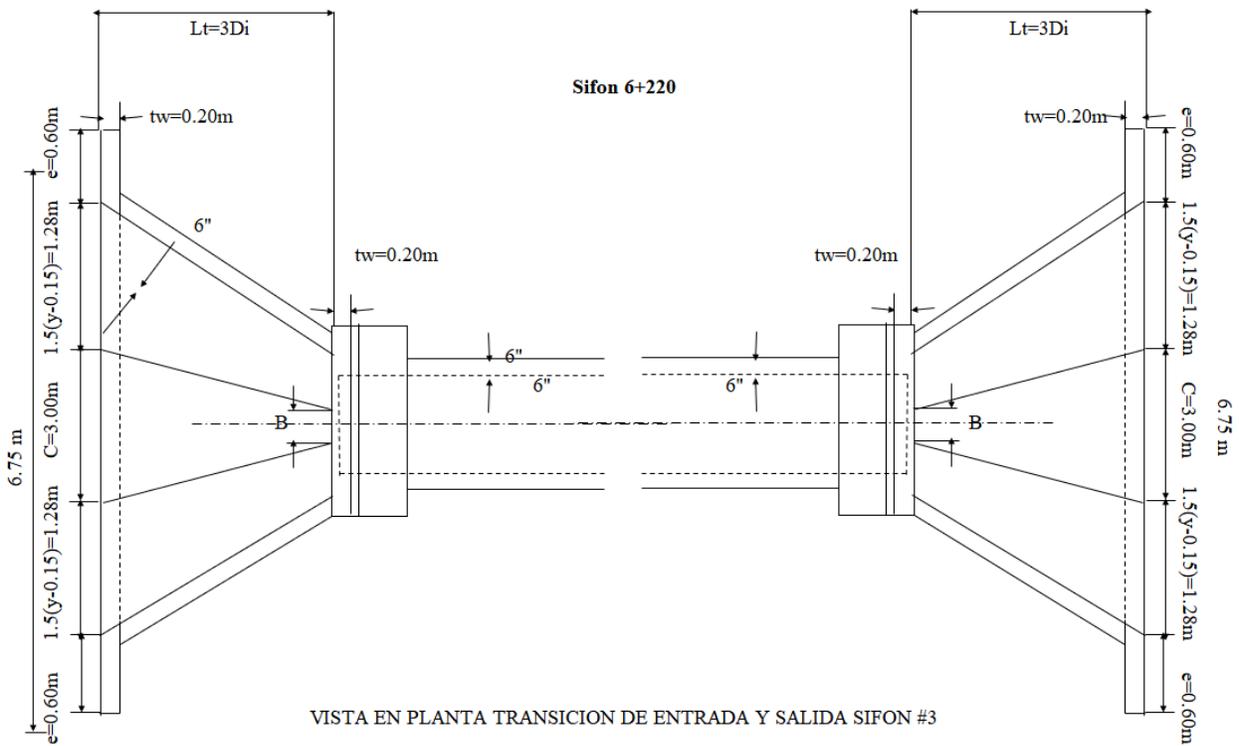


Figura 81. Plano vista en planta del Sifón 6+220.

Sifón Río Gallina

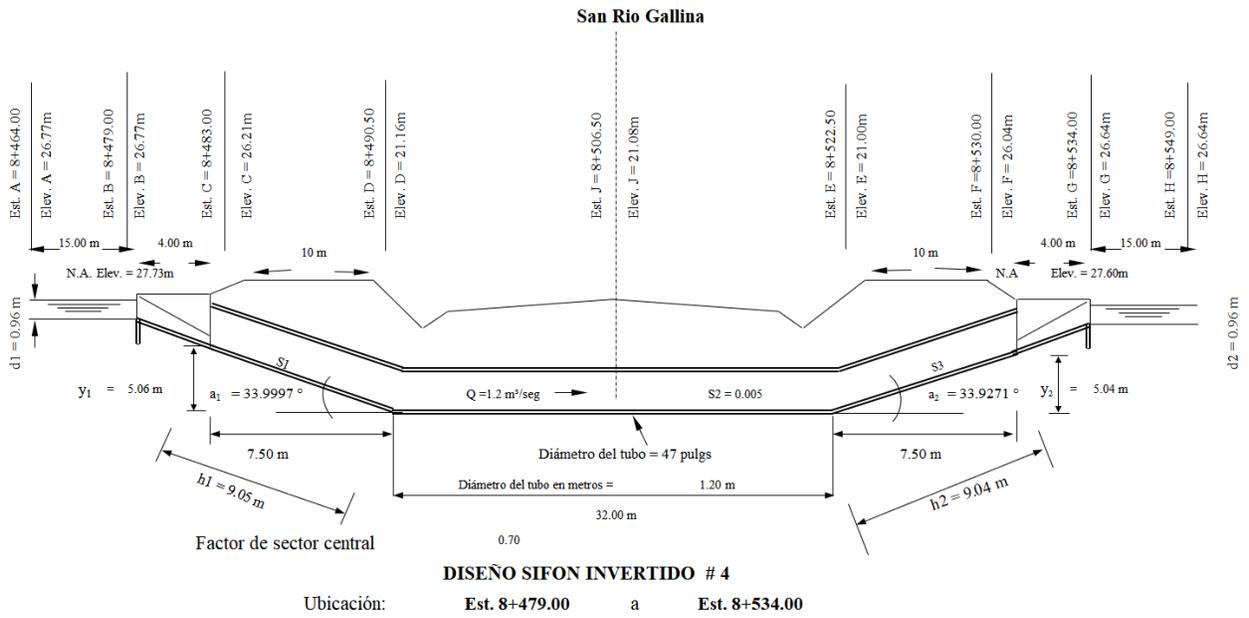


Figura 82. Plano vista perfil del Sifón Río Gallina.

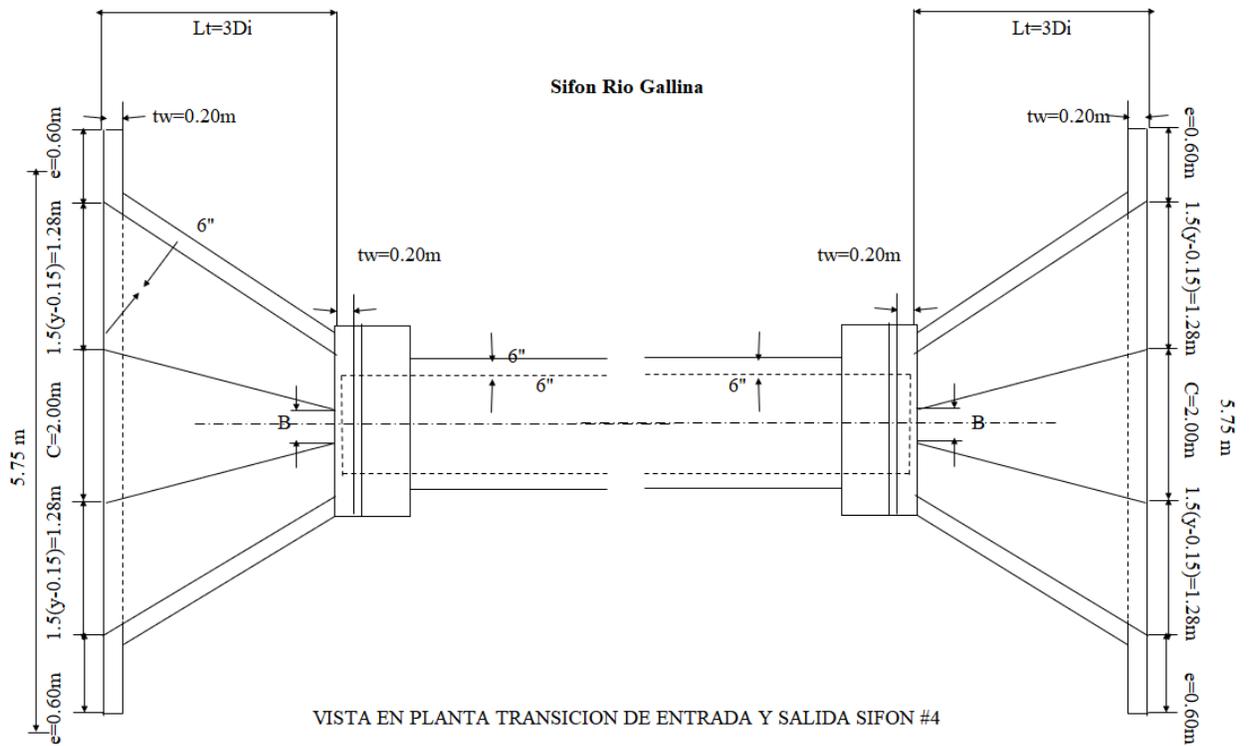


Figura 83. Plano vista en planta del Sifón Río Gallina.

Sifón La Gallina

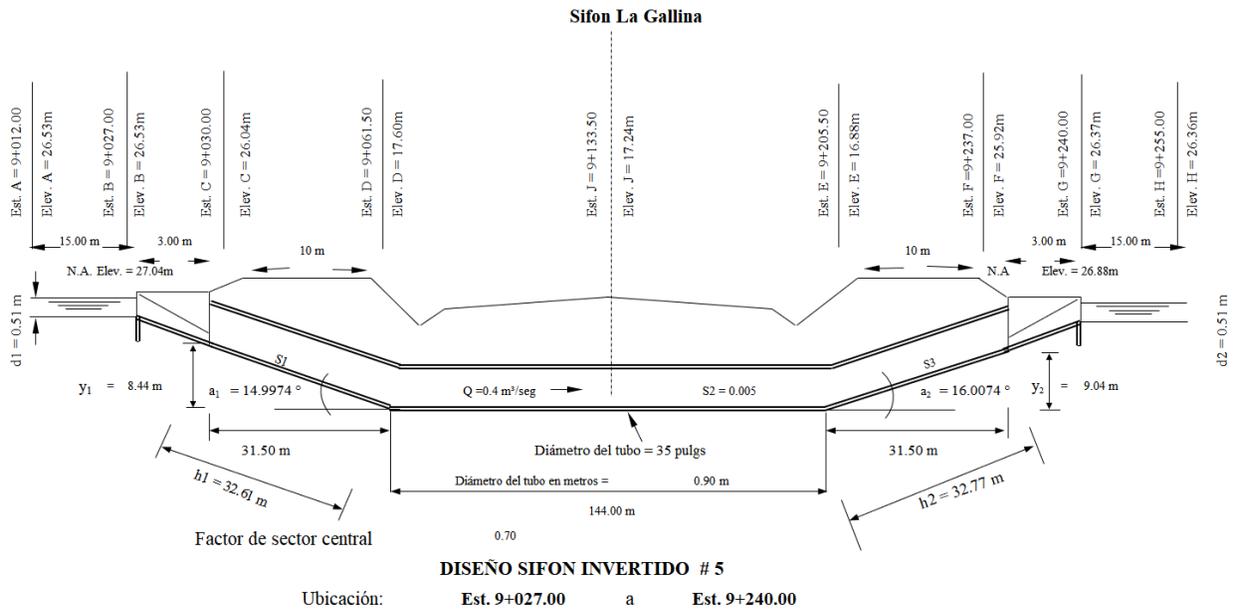


Figura 84. Plano vista perfil del Sifón La Gallina.

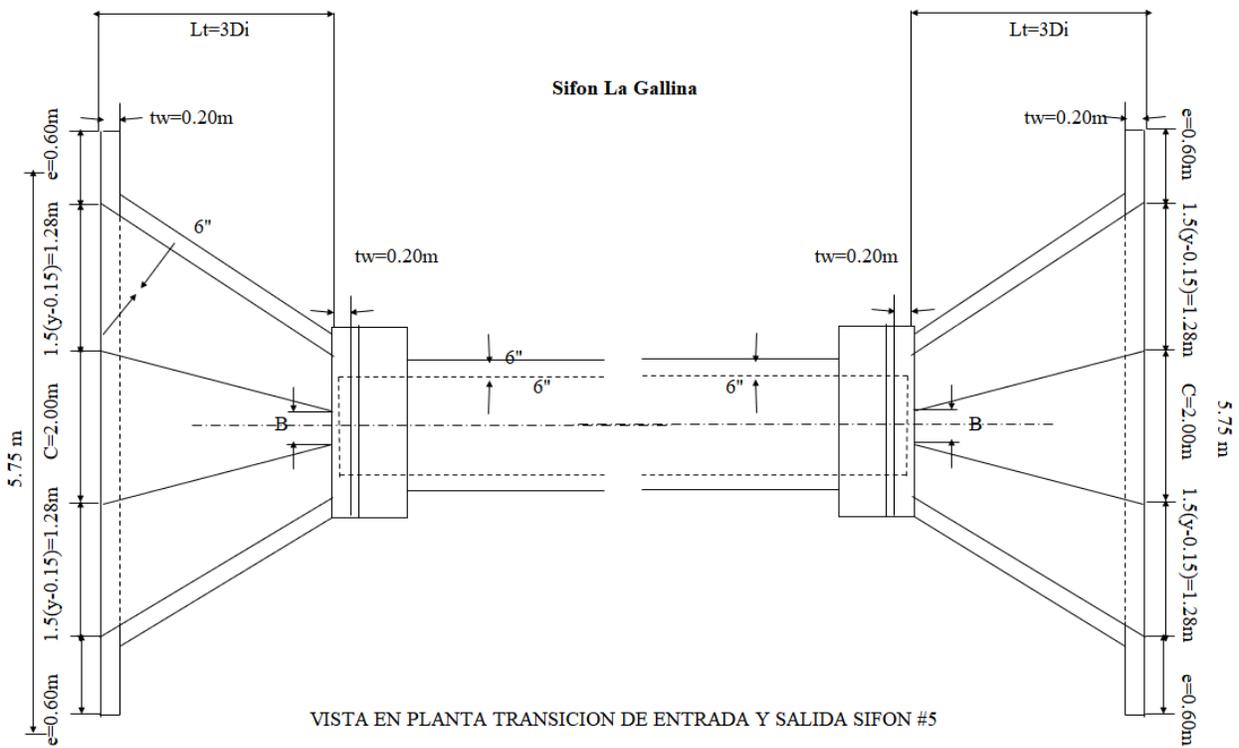


Figura 85. Plano vista en planta del Sifón La Gallina.

Sifón Río Belén

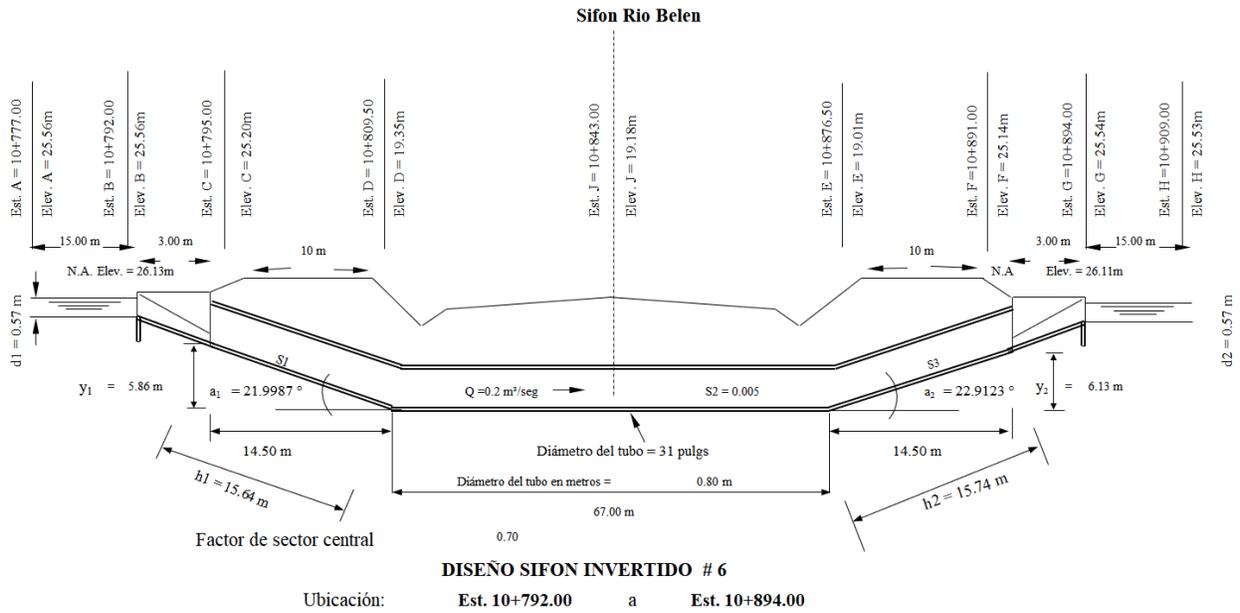


Figura 86. Plano vista perfil del Sifón Río Belén.

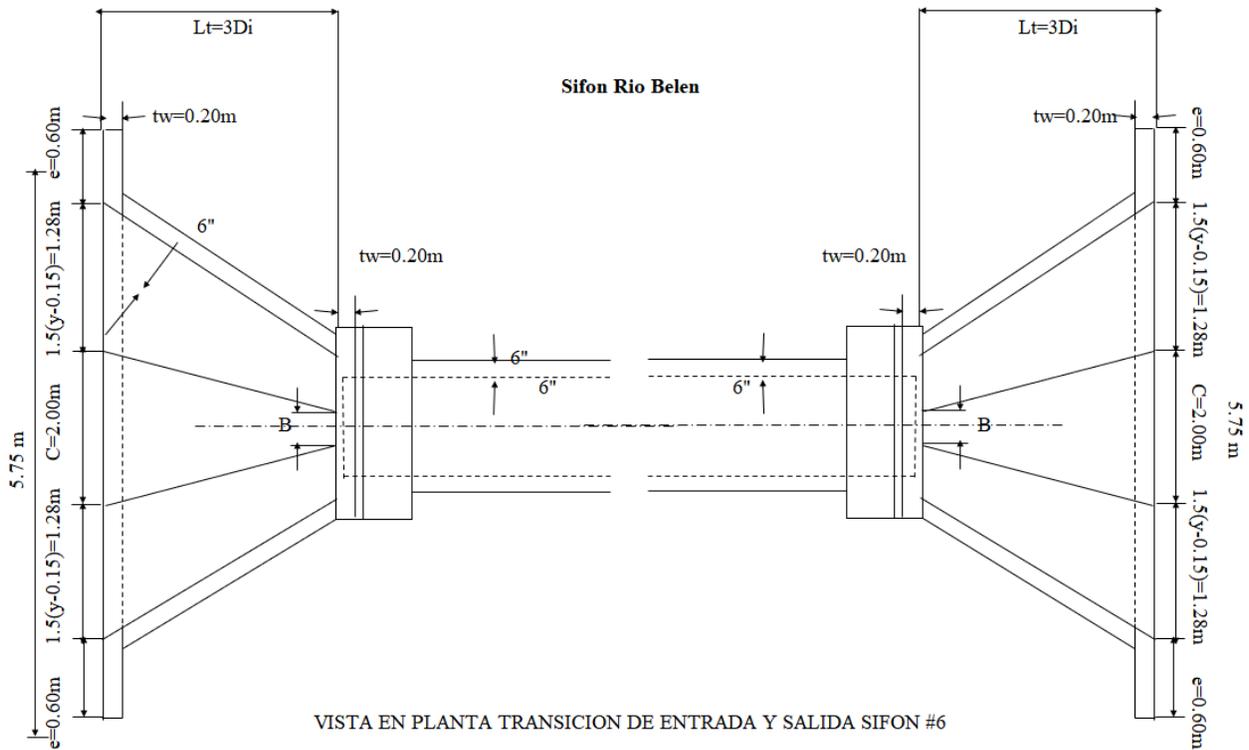


Figura 87. Plano vista en planta del Sifón Río Belén.

Tomando en cuenta la información anterior se presenta un resumen de las dimensiones de los sifones invertidos del CA1 en el anexo 10.

5.3.3. Represas

En el Canal Alto se tienen un total de 18 represas tipo A, de las cuales 10 se encuentran ubicadas en el CA1 y ocho en el CA2. Las represas correspondientes al CA1 se muestran en la tabla 30.

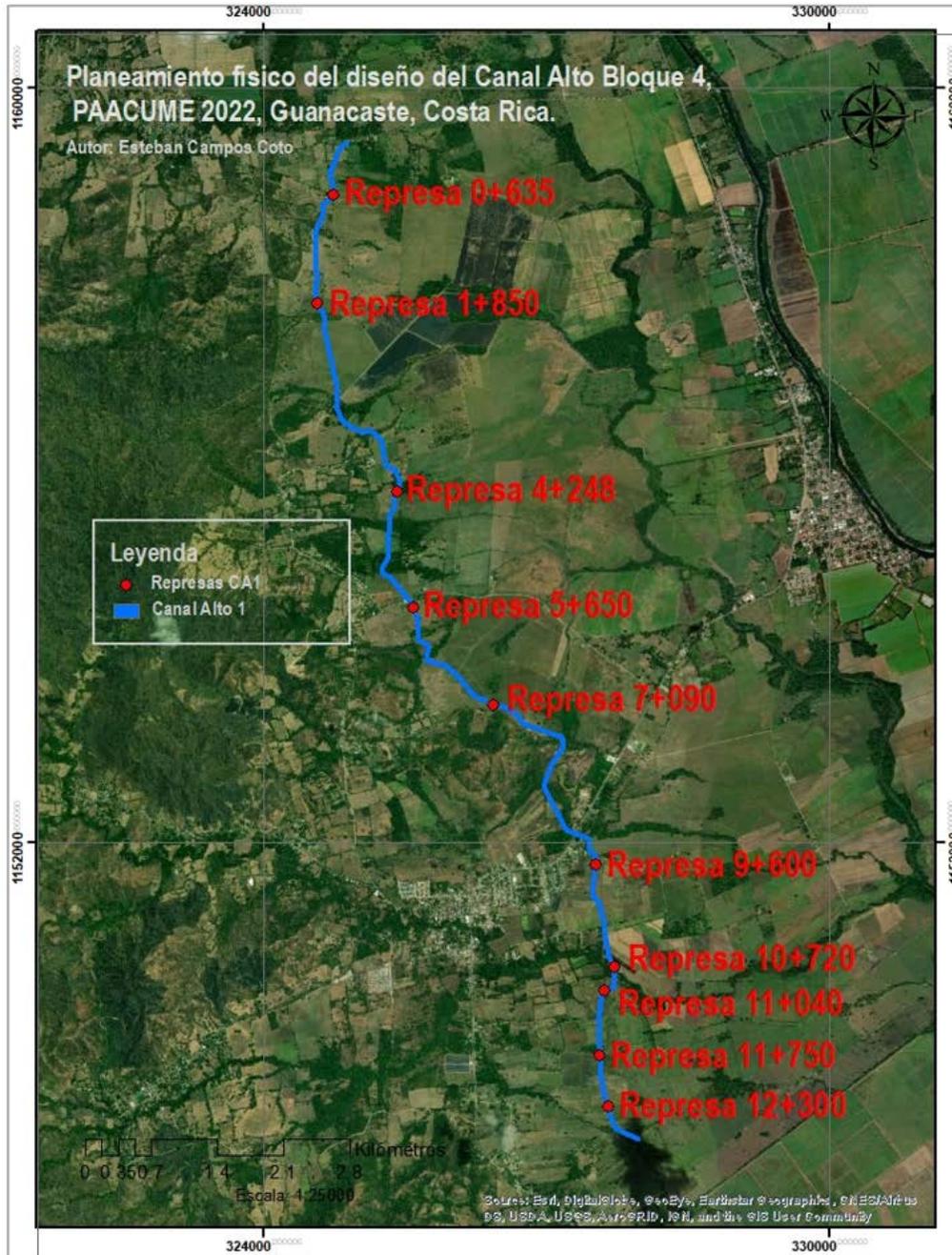


Figura 88. Ubicación de represas propuestas para CA1.

Tabla 30. Numeración de represas propuestas para CA1, estacionamiento y tipo de represa rectangular.

Número	Estación	Represa tipo
Canal Alto 1 (Sur)		
1	0+635.00	A
2	1+850.00	A
3	4+248.00	A
4	5+650.00	A
5	7+090.00	A
6	9+600.00	A
7	10+720.00	A
8	11+040.00	A
9	11+750.00	A
10	12+300.00	A

Para una mejor claridad en el análisis de la curva de remanso se muestra en la tabla 31 la información correspondiente a la sección en la cual están ubicadas cada una de las represas diseñadas para el CA1.

Tabla 31. Información de sección transversal, estacionamiento y elevación de las represas del CA1.

Canal Alto 1 (Sur)							
Canal				Estación		Elevación	
Caudal Q	Tirante Yn	Altura H	Base b	Entrada	Salida	Entrada	Salida
1.71	1.06	1.25	1.25	0+635.00	0+660.00	29.06	28.96
1.71	1.06	1.25	1.25	1+850.00	1+875.00	28.73	28.63
1.45	0.97	1.15	1.25	4+248.00	4+273.00	28.04	27.94
1.35	0.94	1.15	1.25	5+650.00	5+675.00	27.66	27.56
1.20	0.96	1.15	1.00	7+090.00	7+115.00	27.14	27.04
0.42	0.51	0.70	0.75	9+600.00	9+625.00	26.22	26.12
0.21	0.57	0.75	0.30	10+720.00	10+745.00	25.68	25.58
0.21	0.57	0.75	0.30	11+040.00	11+065.00	25.47	25.37
0.21	0.57	0.75	0.30	11+750.00	11+775.00	25.03	24.93
0.21	0.57	0.75	0.30	12+300.00	12+325.00	24.66	24.56

Aplicando la metodología mencionada, para el CA1 tenemos lo siguiente, para el tramo de la estación 0+000 a la 1+850 se tienen dos represas en las estaciones 0+635 y 1+850, éstas tienen una curva de remanso con una longitud de 814,51 m.

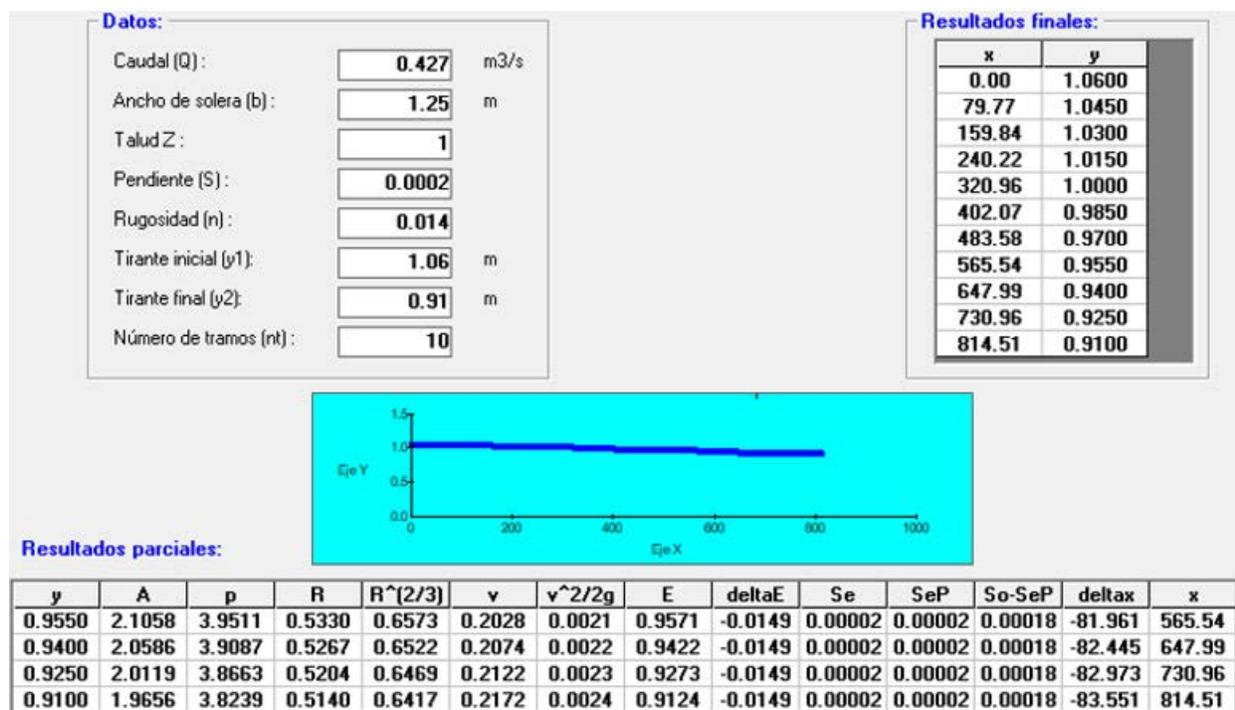


Figura 89. Análisis de curva de remanso utilizando H-Canales para las represas del primer tramo, ubicadas en el CA1.

Para determinar el total de pérdidas que genera cada represa se selecciona la compuerta que mejor se adapte a las características del canal y se utilizan las ecuaciones 4, 5, 6, 7 y 9. Al realizar los cálculos se tiene que para las represas 0+635 y 1+850 una compuerta de 1,25 x 1,25 genera una pérdida de 4,6 cm en cada una de estas.

Tabla 32. Resultados obtenidos para el cálculo de pérdidas de las represas 0+635 y 1+850.

DATOS:		
Caudal del canal aguas arriba:	1.71	m ³ /s
Velocidad en canal:	0.70	m ³ /s
Número de compuertas:	1	
Ancho de compuerta:	1.25	m
Altura de compuerta:	1.25	m
Coefficiente de contracción:	0.90	
RESULTADOS:		
Área efectiva del orificio:	1.13	m ²
Velocidad en orificio:	1.52	m/s
Carga de velocidad en orificio:	0.118	m
Carga de velocidad en canal:	0.025	m
Pérdida de energía neta:	0.046	m

Para el tramo de la estación 1+850 a la 4+248 se tiene la represa 4+248 con una curva de

remanso de una longitud de 817,93 m.

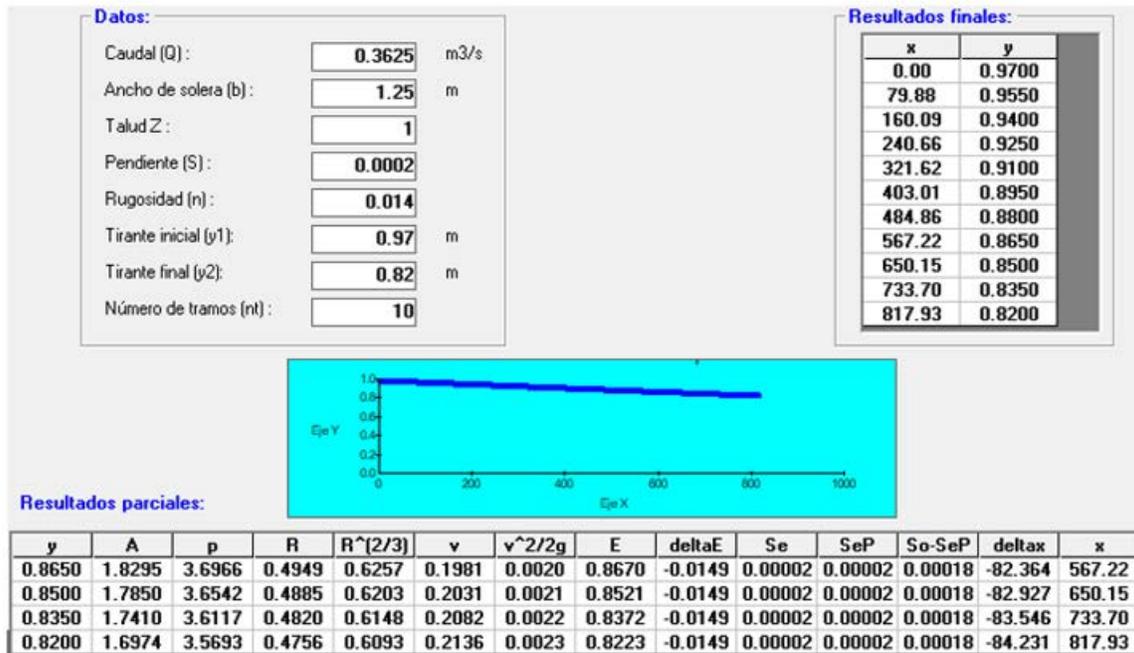


Figura 90. Análisis de curva de remanso utilizando H-Canales para las represas del segundo tramo, ubicadas en el CA1.

Para la represa 4+248 se selecciona una compuerta con una apertura de 1,25 m de ancho y 1 m de alto que genera una pérdida de 5,5 cm.

Tabla 33. Resultados obtenidos para el cálculo de la represa 4+248.

DATOS:		
Caudal del canal aguas arriba:	1.45	m ³ /s
Velocidad en canal:	0.67	m/s
Número de compuertas:	1	
Ancho de compuerta:	1.25	m
Altura de compuerta:	1.00	m
Coefficiente de contracción:	0.90	
RESULTADOS:		
Área efectiva del orificio:	0.90	m ²
Velocidad en orificio:	1.61	m/s
Carga de velocidad en orificio:	0.132	m
Carga de velocidad en canal:	0.023	m
Pérdida de energía neta:	0.055	m

Para el tramo de 4+248 a 7+090, se tienen las represas 5+650 y la represa Río Gallina ubicada en la estación 7+090 con una curva de remanso de 817,14 m.

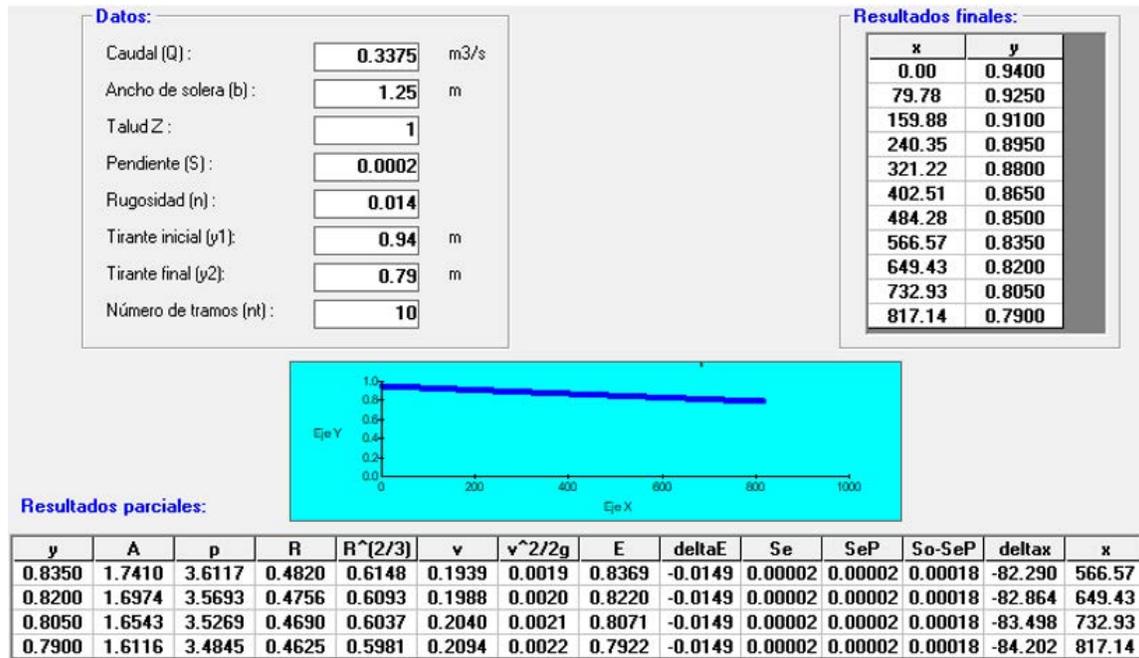


Figura 91. Análisis de curva de remanso utilizando H-Canales para las represas del tercer tramo, ubicadas en el CA1.

Para estas represas se selecciona una compuerta con una apertura de 1,25 m de ancho y 1 m de alto para la represa 5+650 y una compuerta de 1 x 1 para la represa 7+090, estas compuertas generan una pérdida de 4,6 cm y 6 cm correspondientemente.

Tabla 34. Resultados obtenidos para el cálculo de la represa 5+650.

DATOS:		
Caudal del canal aguas arriba:	1.35	m ³ /s
Velocidad en canal:	0.66	m/s
Número de compuertas:	1	
Ancho de compuerta:	1.25	m
Altura de compuerta:	1.00	m
Coefficiente de contracción:	0.90	
RESULTADOS:		
Área efectiva del orificio:	0.90	m ²
Velocidad en orificio:	1.50	m/s
Carga de velocidad en orificio:	0.115	m
Carga de velocidad en canal:	0.022	m
Pérdida de energía neta:	0.046	m

Tabla 35. Resultados obtenidos para el cálculo de la represa 7+090.

DATOS:		
Caudal del canal aguas arriba:	1.20	m ³ /s
Velocidad en canal:	0.66	m/s
Número de compuertas:	1	
Ancho de compuerta:	1.00	m
Altura de compuerta:	1.00	m
Coefficiente de contracción:	0.90	
RESULTADOS:		
Área efectiva del orificio:	0.72	m ²
Velocidad en orificio:	1.67	m/s
Carga de velocidad en orificio:	0.142	m
Carga de velocidad en canal:	0.022	m
Pérdida de energía neta:	0.060	m

Para el tramo de la estación 7+090 a la 9+027 no se tienen represas, y hasta el quinto tramo de la estación 9+027 a la estación 10+720, que se tienen dos represas la represa 9+600 y la represa Río Belén ubicada en la estación 10+720, con una curva de remanso de 422,17 m.

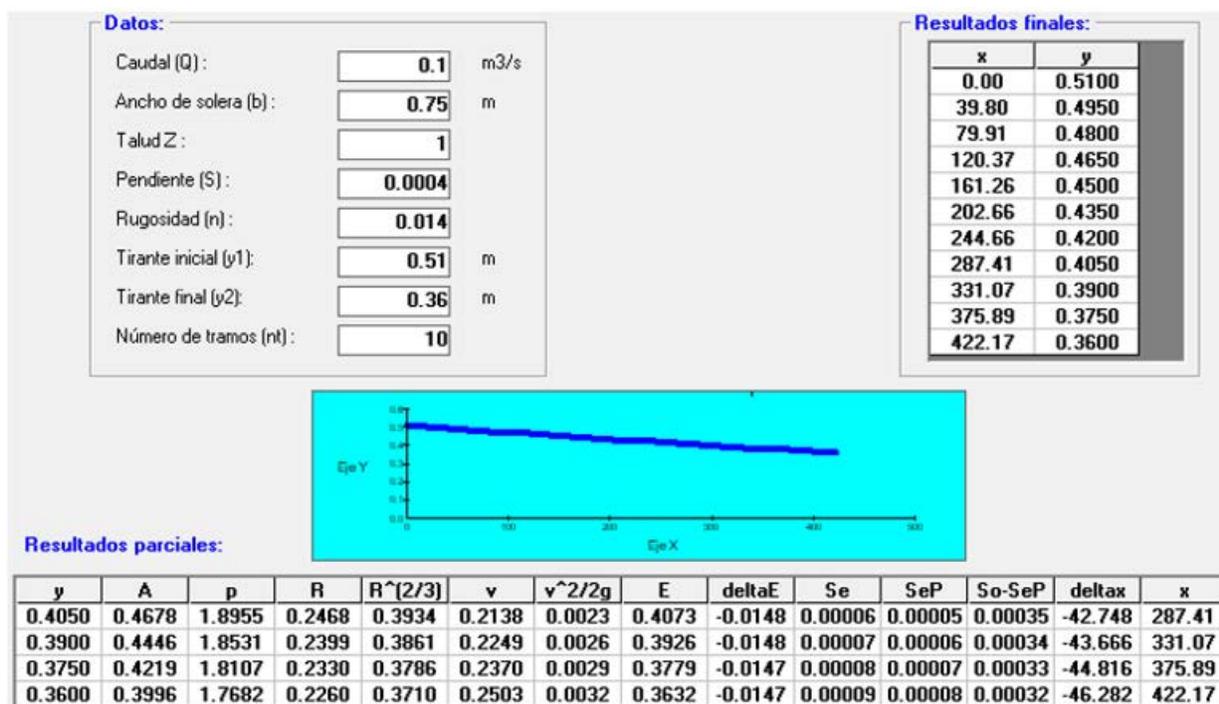


Figura 92. Análisis de curva de remanso utilizando H-Channels para las represas del quinto tramo, ubicadas en el CA1.

Para estas represas se selecciona una compuerta de 1 m de apertura a lo ancho y 0,6 m de alto

para la represa 9+600 con una pérdida de energía neta de 1,4 cm y una compuerta con una apertura 0,6 x 0,6 para la represa 10+720 que genera una pérdida de 1 cm aproximadamente.

Tabla 36. Resultados obtenidos para el cálculo de la represa 9+600.

DATOS:		
Caudal del canal aguas arriba:	0.42	m ³ /s
Velocidad en canal:	0.63	m/s
Número de compuertas:	1	
Ancho de compuerta:	1.00	m
Altura de compuerta:	0.60	m
Coefficiente de contracción:	0.90	
RESULTADOS:		
Área efectiva del orificio:	0.43	m ²
Velocidad en orificio:	0.97	m/s
Carga de velocidad en orificio:	0.048	m
Carga de velocidad en canal:	0.020	m
Pérdida de energía neta:	0.014	m

Tabla 37. Resultados obtenidos para el cálculo de pérdidas de la represa 10+720

DATOS:		
Caudal del canal aguas arriba:	0.21	m ³ /s
Velocidad en canal:	0.57	m/s
Número de compuertas:	1	
Ancho de compuerta:	0.60	m
Altura de compuerta:	0.60	m
Coefficiente de contracción:	0.90	
RESULTADOS:		
Área efectiva del orificio:	0.26	m ²
Velocidad en orificio:	0.81	m/s
Carga de velocidad en orificio:	0.033	m
Carga de velocidad en canal:	0.017	m
Pérdida de energía neta:	0.008	m

Finalmente en el último tramo de la estación 10+720 a la estación 12+811 se tienen tres represas, la primera es la represa 11+040, la segunda es la represa 11+750 y la tercera es la represa Carrizal ubicada en la estación 12+300, cada una genera una curva de remanso de 336,64 m.

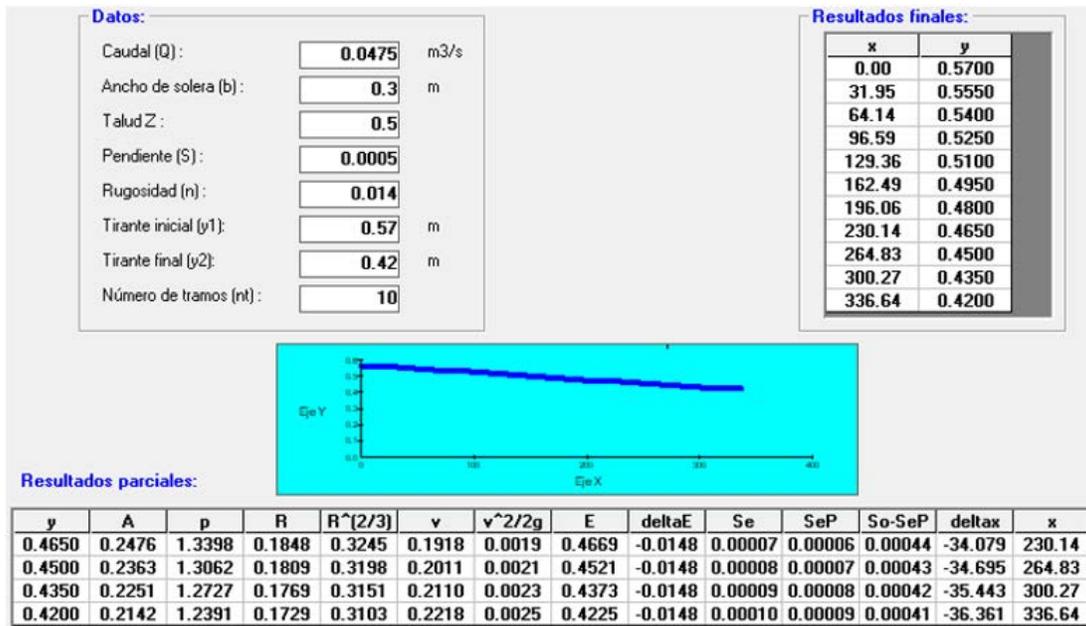


Figura 93. Análisis de curva de remanso utilizando H-Canales para las represas del sexto tramo, ubicadas en el CA1.

Para estas represas se selecciona una compuerta de 0,6 x 0,6 que genera una pérdida en cada una de estas de 1 cm aproximadamente.

Tabla 38. Resultados obtenidos para el cálculo de pérdidas de la represa 11+040, 11+750 y 12+300.

DATOS:		
Caudal del canal aguas arriba:	0.21	m ³ /s
Velocidad en canal:	0.57	m/s
Número de compuertas:	1	
Ancho de compuerta:	0.60	m
Altura de compuerta:	0.60	m
Coefficiente de contracción:	0.90	
RESULTADOS:		
Área efectiva del orificio:	0.26	m ²
Velocidad en orificio:	0.81	m/s
Carga de velocidad en orificio:	0.033	m
Carga de velocidad en canal:	0.017	m
Pérdida de energía neta:	0.008	m

En total como se muestra en la tabla 39 para las represas propuestas para el CA1 se tiene una pérdida total de 30 cm, sin embargo para el desarrollo del cuadro hidráulico del canal (anexo 6) se redondearon las pérdidas en múltiplos de 5 cm como factor de seguridad.

Tabla 39. Resumen de compuertas seleccionadas para el CA1.

Estacionamiento	Caudal (m ³ /s)	REPRESA		Tamaño de compuertas	
		Cantidad de compuertas	Pérdidas de carga (m)	Ancho (m)	Alto (m)
0+635.00	1.71	1	0.046	1.25	1.25
1+850.00	1.71	1	0.046	1.25	1.25
4+248.00	1.45	1	0.055	1.25	1.00
5+650.00	1.35	1	0.046	1.25	1.00
7+090.00	1.20	1	0.060	1.00	1.00
9+600.00	0.42	1	0.014	1.00	0.60
10+720.00	0.21	1	0.008	0.60	0.60
11+040.00	0.21	1	0.008	0.60	0.60
11+750.00	0.21	1	0.008	0.60	0.60
12+300.00	0.21	1	0.008	0.60	0.60
TOTAL			0.30		

Para las represas ubicadas en el CA2 se realizó el mismo procedimiento. Las represas correspondientes al CA2 se muestran en la tabla 40, todas estas utilizarán compuertas rectangulares tipo A.

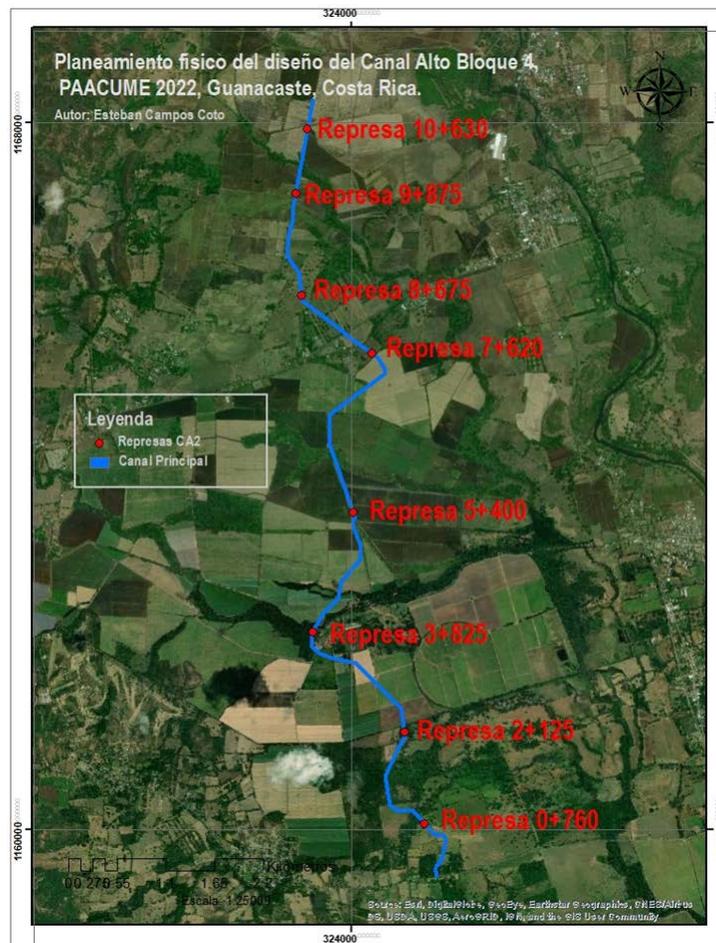


Figura 94. Ubicación de represas propuestas para CA2.

Tabla 40. Numeración de represas propuestas para CA2, estacionamiento y tipo de represa rectangular.

Número	Estación	Represa tipo
Canal Alto 2 (Norte)		
1	0+760.00	A
2	2+125.00	A
3	3+825.00	A
4	5+400.00	A
5	7+620.00	A
6	8+675.00	A
7	9+875.00	A
8	10+630.00	A

De igual forma para el análisis de las curva de remanso se muestra en la tabla 41 la información correspondiente a la sección en la cual están ubicadas cada una de las represas diseñadas para el CA2.

Tabla 41. Información de sección transversal, estacionamiento y elevación de las represas del CA2.

Canal Alto 2 (Norte)							
Canal				Estación		Elevación	
Caudal Q	Tirante Yn	Altura H	Base b	Entrada	Salida	Entrada	Salida
2.96	1.26	1.45	1.50	0+760.00	0+785.00	28.88	28.78
2.86	1.24	1.45	1.50	2+125.00	2+150.00	28.52	28.42
2.71	1.21	1.40	1.50	3+825.00	3+850.00	28.16	28.06
2.40	1.14	1.35	1.50	5+400.00	5+425.00	27.77	27.67
2.12	1.07	1.25	1.50	7+620.00	7+645.00	27.19	27.12
1.80	1.17	1.35	1.25	8+675.00	8+700.00	26.97	26.90
1.80	1.17	1.35	1.25	9+875.00	9+900.00	26.72	26.65
1.42	1.10	1.30	1.25	10+630.00	10+655.00	26.37	26.32

En el primer tramo de la estación 0+000 a la 0+785 se tiene la represa San Blas, ubicada en la estación 0+760 con una curva de remanso de una longitud de 1083,74 m.

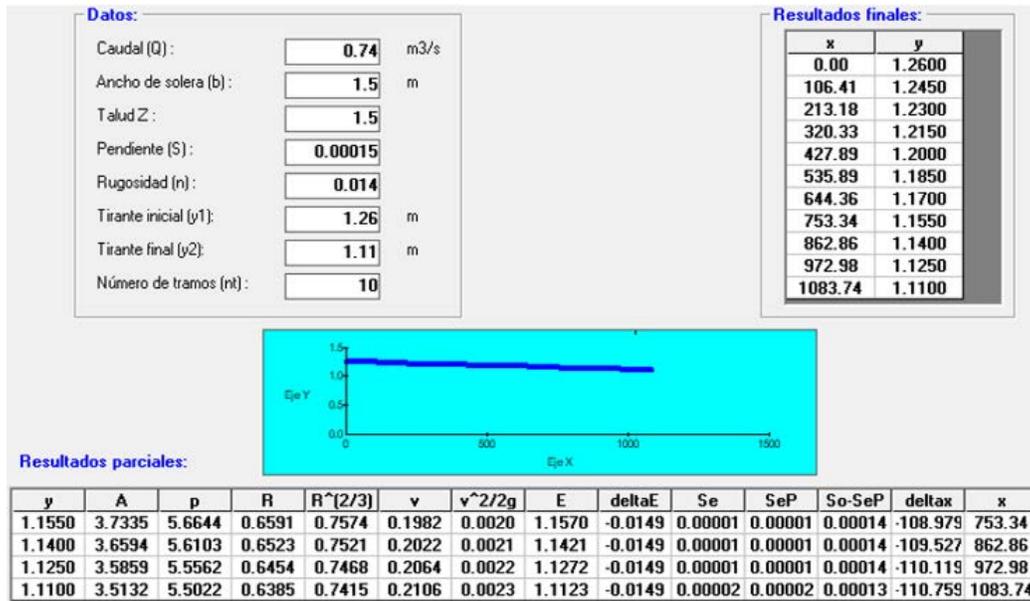


Figura 95. Análisis de curva de remanso utilizando H-Canales para las represas del primer tramo, ubicadas en el CA2.

Para la represa 0+760 se seleccionó una compuerta con una apertura de 1,5 x 1,5 que genera una pérdida de energía neta de 7,3 cm.

Tabla 42. Resultados obtenidos para el cálculo de pérdidas de la represa 0+760.

DATOS:		
Caudal del canal aguas arriba:	2.96	m ³ /s
Velocidad en canal:	0.69	m/s
Número de compuertas:	1	
Ancho de compuerta:	1.50	m
Altura de compuerta:	1.50	m
Coefficiente de contracción:	0.90	
RESULTADOS:		
Área efectiva del orificio:	1.62	m ²
Velocidad en orificio:	1.83	m/s
Carga de velocidad en orificio:	0.170	m
Carga de velocidad en canal:	0.024	m
Pérdida de energía neta:	0.073	m

Para el segundo tramo de la estación 0+785 a la estación 2+125 se tiene la represa 2+125 con una curva de remanso de 1083,98 m.

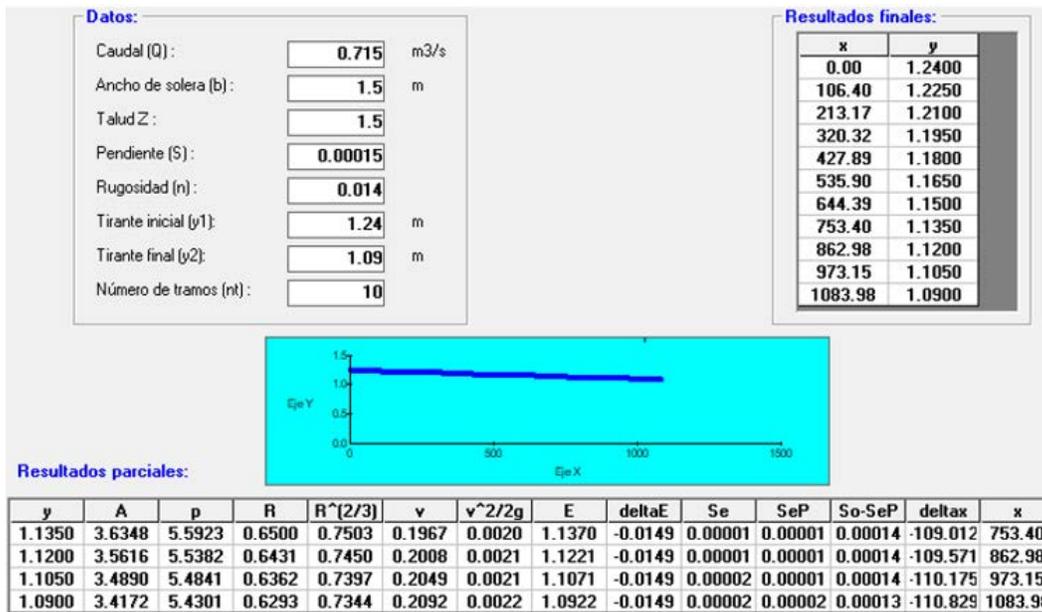


Figura 96. Análisis de curva de remanso utilizando H-Canales para las represas del segundo tramo, ubicadas en el CA2.

Para la represa 2+125 se seleccionó una compuerta de 1,5 x 1,5 que genera una pérdida de 6,7 cm.

Tabla 43. Resultados obtenidos para el cálculo de pérdidas de la represa 2+125.

DATOS:		
Caudal del canal aguas arriba:	2.86	m ³ /s
Velocidad en canal:	0.69	m/s
Número de compuertas:	1	
Ancho de compuerta:	1.50	m
Altura de compuerta:	1.50	m
Coefficiente de contracción:	0.90	
RESULTADOS:		
Área efectiva del orificio:	1.62	m ²
Velocidad en orificio:	1.77	m/s
Carga de velocidad en orificio:	0.159	m
Carga de velocidad en canal:	0.024	m
Pérdida de energía neta:	0.067	m

Para el tercer tramo de la estación 2+125 a la estación 3+825 se tiene la represa Sardinal ubicada en la estación 3+825 con una curva de remanso de 1084,10 m.

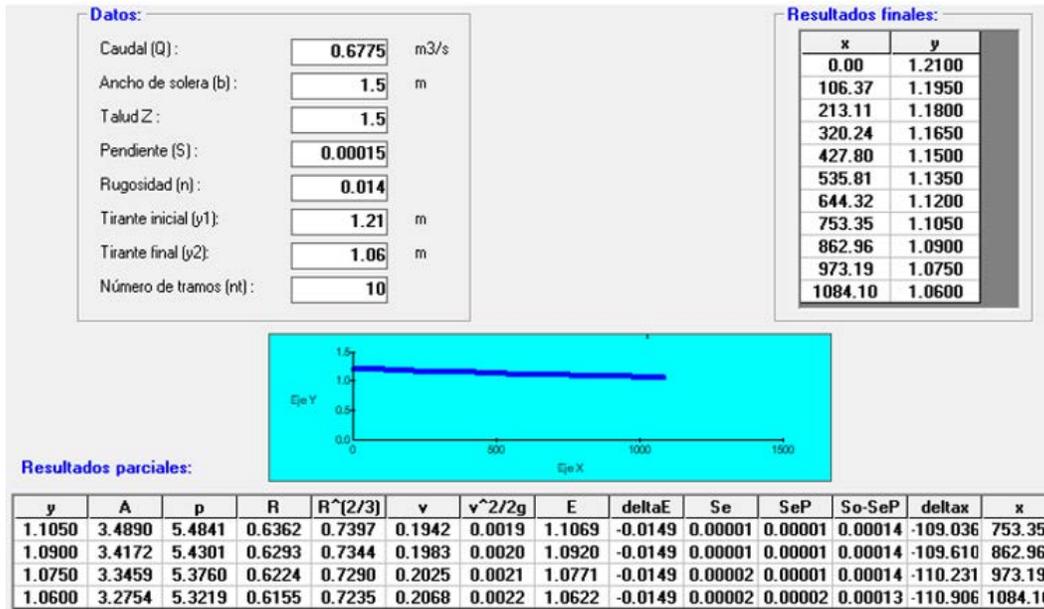


Figura 97. Análisis de curva de remanso utilizando H-Canales para las represas del tercer tramo, ubicadas en el CA2.

Para la represa 3+825 se seleccionó una compuerta con una apertura de 1,5 m de ancho y 1,25 m de alto, que produce una pérdida de aproximadamente 10 cm.

Tabla 44. Resultados obtenidos para el cálculo de pérdidas de la represa 3+825.

DATOS:		
Caudal del canal aguas arriba:	2.71	m ³ /s
Velocidad en canal:	0.68	m/s
Número de compuertas:	1	
Ancho de compuerta:	1.50	m
Altura de compuerta:	1.25	m
Coefficiente de contracción:	0.90	
RESULTADOS:		
Área efectiva del orificio:	1.35	m ²
Velocidad en orificio:	2.01	m/s
Carga de velocidad en orificio:	0.205	m
Carga de velocidad en canal:	0.024	m
Pérdida de energía neta:	0.091	m

Para el cuarto tramo de la estación 3+825 a la estación 5+400 se tiene la represa Salitral ubicada en la estación 5+400 con una curva de remanso de 1086,12 m.

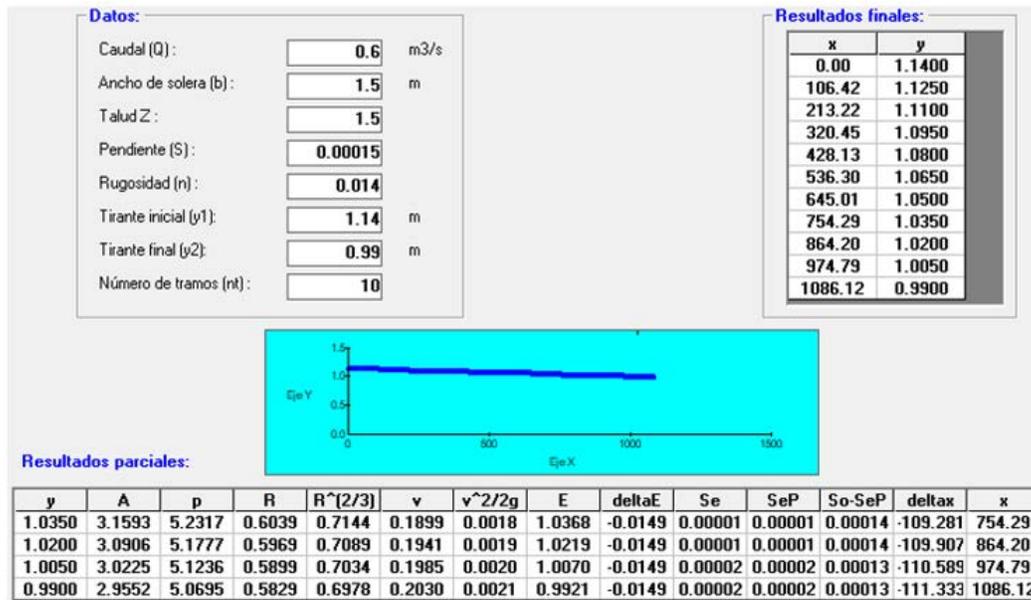


Figura 98. Análisis de curva de remanso utilizando H-Canales para las represas del cuarto tramo, ubicadas en el CA2.

Para la represa 5+400 se seleccionó una compuerta con una apertura de 1,5 m de ancho y 1,25 m de alto que produce una pérdida de 7cm aproximadamente.

Tabla 45. Resultados obtenidos para el cálculo de pérdidas de la represa 5+400.

DATOS:		
Caudal del canal aguas arriba:	2.40	m ³ /s
Velocidad en canal:	0.66	m/s
Número de compuertas:	1	
Ancho de compuerta:	1.50	m
Altura de compuerta:	1.25	m
Coefficiente de contracción:	0.90	
RESULTADOS:		
Área efectiva del orificio:	1.35	m ²
Velocidad en orificio:	1.78	m/s
Carga de velocidad en orificio:	0.161	m
Carga de velocidad en canal:	0.022	m
Pérdida de energía neta:	0.069	m

Para el quinto tramo de la estación 5+400 a la estación 7+620, se tiene la represa 7+620 con una curva de remanso de 1089,22 m.

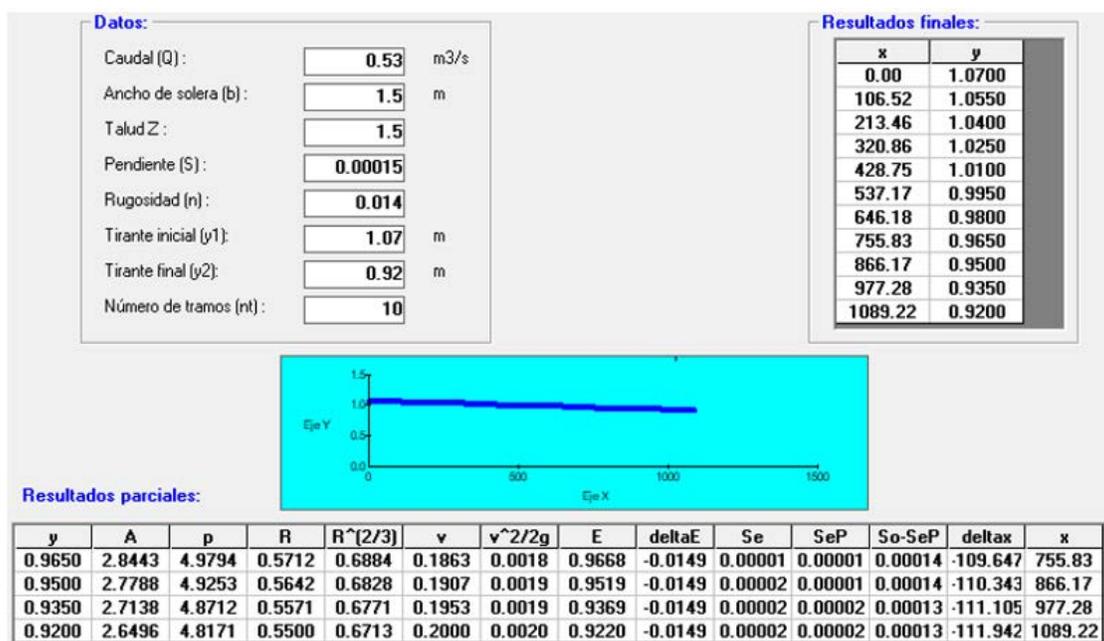


Figura 99. Análisis de curva de remanso utilizando H-Canales para las represas del quinto tramo, ubicadas en el CA2.

Para la represa 7+620 se seleccionó una compuerta con una apertura de 1,5 m de ancho y 1,25 m de alto que genera una pérdida de 5,2 cm.

Tabla 46. Resultados obtenidos para el cálculo de pérdidas de la represa 7+620.

DATOS:		
Caudal del canal aguas arriba:	2.12	m ³ /s
Velocidad en canal:	0.64	m/s
Número de compuertas:	1	
Ancho de compuerta:	1.50	m
Altura de compuerta:	1.25	m
Coefficiente de contracción:	0.90	
RESULTADOS:		
Área efectiva del orificio:	1.35	m ²
Velocidad en orificio:	1.57	m/s
Carga de velocidad en orificio:	0.126	m
Carga de velocidad en canal:	0.021	m
Pérdida de energía neta:	0.052	m

Para el sexto tramo de la estación 7+620 a la estación 9+875 se tienen las represas 8+675 y la represa 9+875 con una longitud de curva de remanso para cada una de 1086,17 m.

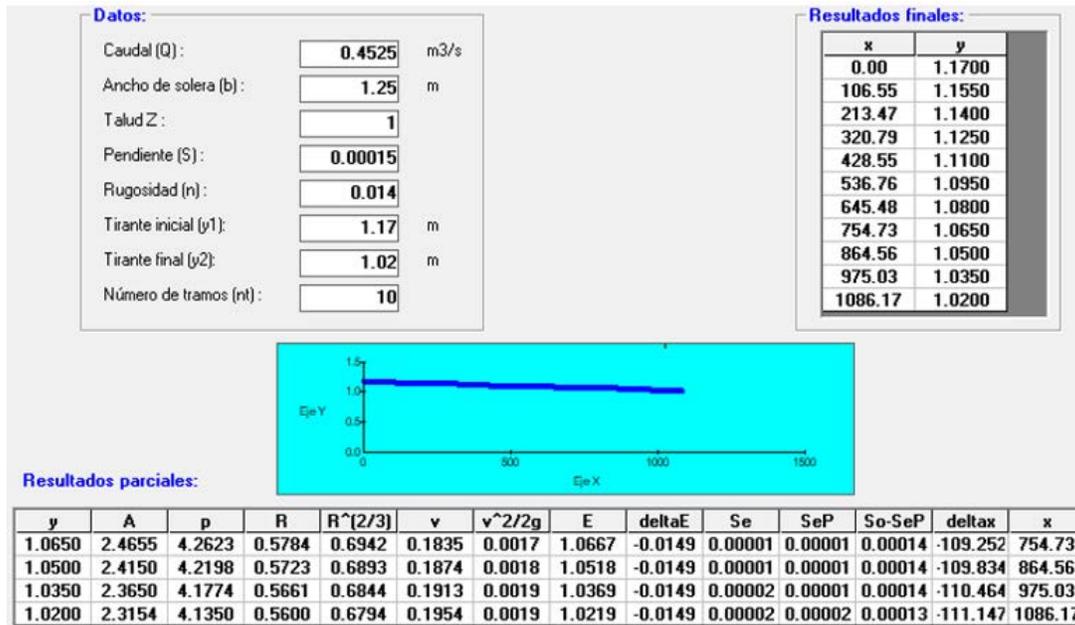


Figura 100. Análisis de curva de remanso utilizando H-Canales para las represas del sexto tramo, ubicadas en el CA2.

Para las represas 8+675 y 9+875 se seleccionó una compuerta de 1,25 x 1,25 que genera una pérdida en cada una de ellas de 5,5 cm.

Tabla 47. Resultados obtenidos para el cálculo de pérdidas de las represas 8+675 y 9+875.

DATOS:		
Caudal del canal aguas arriba:	1.80	m ³ /s
Velocidad en canal:	0.64	m/s
Número de compuertas:	1	
Ancho de compuerta:	1.25	m
Altura de compuerta:	1.25	m
Coefficiente de contracción:	0.90	
RESULTADOS:		
Área efectiva del orificio:	1.13	m ²
Velocidad en orificio:	1.60	m/s
Carga de velocidad en orificio:	0.130	m
Carga de velocidad en canal:	0.021	m
Pérdida de energía neta:	0.055	m

Finalmente para el último tramo de la estación 9+875 a la estación 10+958 se tiene la represa 10+630 con una curva de remanso de 1087,61 m de longitud.

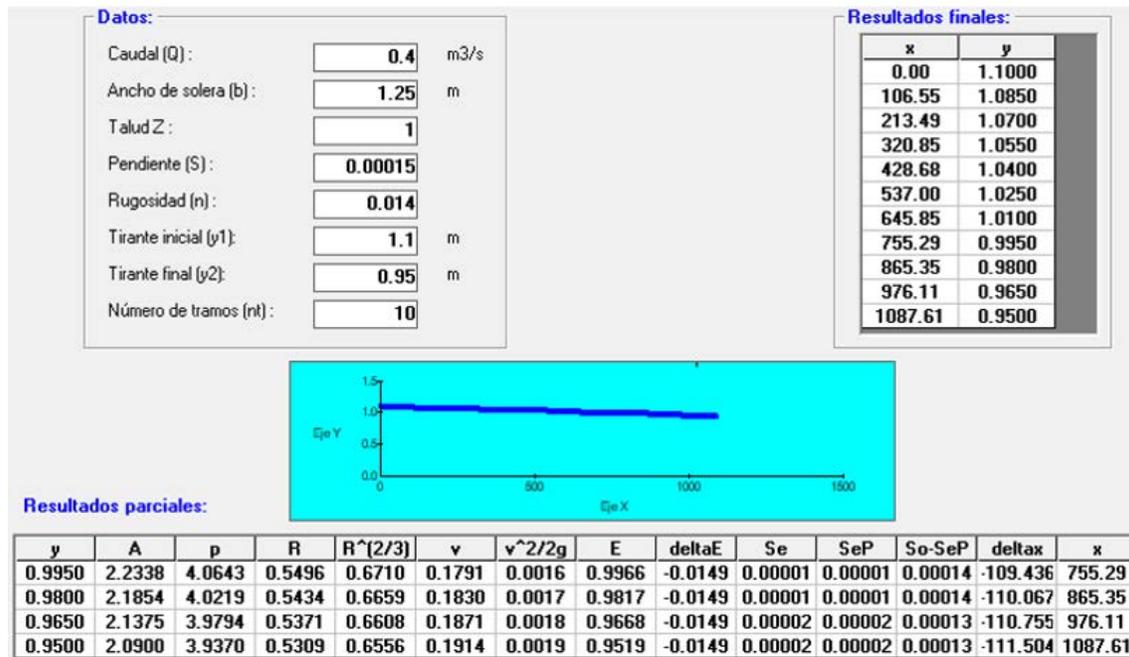


Figura 101. Análisis de curva de remanso utilizando H-Canales para las represas del séptimo tramo, ubicadas en el CA2.

Finalmente para la última represa del CA2 la represa 10+630 se selecciono una compuerta de 1,25 x 1,25 que genera una pérdida de energía de 3,1 cm.

Tabla 48. Resultados obtenidos para el cálculo de pérdidas de la represa 10+630.

DATOS:		
Caudal del canal aguas arriba:	1.42	m ³ /s
Velocidad en canal:	0.62	m/s
Número de compuertas:	1	
Ancho de compuerta:	1.25	m
Altura de compuerta:	1.25	m
Coefficiente de contracción:	0.90	
RESULTADOS:		
Área efectiva del orificio:	1.13	m ²
Velocidad en orificio:	1.26	m/s
Carga de velocidad en orificio:	0.081	m
Carga de velocidad en canal:	0.020	m
Pérdida de energía neta:	0.031	m

En total como se muestra en la tabla 49 para las represas propuestas para el CA2 se tiene una pérdida total de aproximadamente 50 cm. Sin embargo para el desarrollo del cuadro hidráulico del canal (anexo 7) se redondearon las pérdidas en múltiplos de 5 cm como factor de seguridad.

Tabla 49. Resumen de compuertas seleccionadas para el CA2.

Estacionamiento	REPRESA			Tamaño de compuertas	
	Caudal (m ³ /s)	Cantidad de compuertas	Pérdidas de carga (m)	Ancho (m)	Alto (m)
0+760.00	2.96	1	0.07	1.50	1.50
2+125.00	2.86	1	0.07	1.50	1.50
3+825.00	2.71	1	0.09	1.50	1.25
5+400.00	2.40	1	0.07	1.50	1.25
7+620.00	2.12	1	0.05	1.50	1.25
8+675.00	1.80	1	0.05	1.25	1.25
9+875.00	1.80	1	0.05	1.25	1.25
10+630.00	1.42	1	0.03	1.25	1.25
		TOTAL	0.49		

5.3.4. Tomas de parcela y canales secundarios

Para las tomas de parcela, en esta sección se muestran todas aquellas tomas que están ubicadas en los canales principales, las tomas que corresponden a los canales secundarios se mencionaron anteriormente en el desarrollo de las tuberías de baja presión clasificadas en cada una de las tuberías según el canal principal correspondiente. En cuanto a las tomas de derivación de canales secundarios para el CA1 se tienen tres tuberías a baja presión con una longitud total de 1,578 m. Además se contabilizan 41 tomas de parcela en total, ocho de estas se establecen para un posible bombeo.

Tabla 50. Estacionamiento y caudal de tomas de derivación canales secundarios CA1.

TOMA CANAL	CAUDAL (m ³ /s)	ESTACIONAMIENTO	TIPO
CA 1-1	0.05	0+040.00	Tubería
CA 1-3	0.07	3+550.00	Tubería
CA 1-5	0.06	10+300.00	Tubería

Tabla 51. Estacionamiento, propiedades beneficiadas y caudal de tomas de parcela ubicadas en canal principal CA1.

Estacionamiento	Tipo	Propiedad	Caudal (l/s)	Caudal (m³/s)
Canal Alto 1 (Sur)				
0+250.00	Gravedad	AS 1	3.02	0.00
0+337.00	Gravedad	AS 2	6.72	0.01
0+600.00	Gravedad	AS 5	9.67	0.01
0+634.00	Gravedad	AS 6	27.30	0.03
1+110.00	Gravedad	AS 8	44.08	0.04
1+578.00	Gravedad	AS 9	21.63	0.02
1+811.00	Gravedad	AS 10	98.58	0.10
3+557.00	Gravedad	AS 12	8.45	0.01
4+200.00	Gravedad	AS 15	27.83	0.03
4+702.00	Gravedad	AS 17	3.21	0.00
5+241.00	Gravedad	AS 48	3.53	0.00
5+632.00	Gravedad	AS 21	10.83	0.01
6+250.00	Gravedad	AS 22	75.85	0.08
7+086.00	Gravedad	AS 23	50.68	0.05
9+330.00	Gravedad	AS 55	63.35	0.06
9+543.00	Gravedad	AS 53	4.12	0.00
10+289.00	Gravedad	AS 26	9.41	0.01
10+320.00	Gravedad	AS 52	4.77	0.00
10+394.00	Gravedad	AS 49	57.06	0.06
10+888.00	Gravedad	AS 50	81.27	0.08
12+811.00	Gravedad	AS 51	29.70	0.03
Posible Bombeo CA1				
4+925.00	Bombeo	AS 18	5.73	0.01
9+584.00	Bombeo	AS 54	3.36	0.00
11+037.00	Bombeo	AS 34	9.75	0.01
11+350.00	Bombeo	AS 36	15.18	0.02
11+750.00	Bombeo	AS 37	32.98	0.03
12+109.00	Bombeo	AS 38	6.32	0.01
12+179.00	Bombeo	AS 39	8.06	0.01
12+279.00	Bombeo	AS 40	7.67	0.01
		Total	730.09	0.73

En cuanto a las tomas de derivación de canales secundarios para el CA2 se tienen cuatro tuberías a baja presión con una longitud total de 8,266 m. Además se contabilizan 42 tomas de parcela en total, siete de estas se establecen para un posible bombeo.

Tabla 52. Estacionamiento y caudal de tomas de derivación canales secundarios CA2.

TOMA CANAL	CAUDAL (m ³ /s)	ESTACIONAMIENTO	TIPO
CA 2-2	0.02	1+857.00	Tubería
CA 2-4	0.14	2+084.08	Tubería
CA 2-6	0.19	6+587.00	Tubería
CA 2-8	0.02	7+577.86	Tubería

Tabla 53. Estacionamiento, propiedades beneficiadas y caudal de tomas de parcela ubicadas en canal principal CA2.

Estacionamiento	Tipo	Propiedad	Caudal (l/s)	Caudal (m ³ /s)
Canal Alto 2 (Norte)				
0+340.00	Gravedad	AN 1	94.75	0.09
3+090.00	Gravedad	AN 12	306.68	0.31
4+860.00	Gravedad	AN 13	35.85	0.04
5+366.00	Gravedad	AN 14	245.60	0.25
7+260.00	Gravedad	AN 20	98.71	0.10
7+600.00	Gravedad	AN 23	5.43	0.01
7+800.00	Gravedad	AN 48	4.44	0.00
8+090.00	Gravedad	AN 28	25.02	0.03
8+090.00	Gravedad	AN31	31.66	0.03
8+650.00	Gravedad	AN 30	5.61	0.01
8+980.00	Gravedad	AN 32	55.81	0.06
9+175.00	Gravedad	AN 50	11.37	0.01
9+475.00	Gravedad	AN 34	26.96	0.03
9+562.00	Gravedad	AN 47	15.66	0.02
Posible Bombeo CA2				
9+729.00	Bombeo	AN 35	22.30	0.02
9+751.00	Bombeo	AN 33	88.88	0.09
9+837.00	Bombeo	AN 36	51.72	0.05
9+837.00	Bombeo	AN36*	42.83	0.04
10+600.00	Bombeo	AN 37	97.91	0.10
10+600.00	Bombeo	AN 38	102.76	0.10
10+600.00	Bombeo	AN 39	20.04	0.02
		Total	1389.98	1.39

5.3.5. Vertedores laterales de excedencia

Para el CA1 se seleccionó un solo vertedor de excedencias tipo 1 con un caudal aproximado de 0,46 m³/s ubicado en el estacionamiento 12+811 al final del canal (ver tabla 54).

Tabla 54. Resultados de vertedor de excedencia propuesto para CA1.

Longitud diseño (L) (m)	CARGA "h" (m)	(h1,5)	Coefficiente	Caudal por vertedor (Q) (m ³ /s)
0.60	0.57	0.43	1.80	0.46

Para el CA2 se seleccionó de igual forma un solo vertedor de excedencias tipo 1 con un caudal aproximado de 3,11 m³/s ubicado en el estacionamiento 10+150 antes del sifón palmas(ver tabla 55).

Tabla 55. Resultados de vertedor de excedencia propuesto para CA2.

Longitud diseño (L) (m)	CARGA "h" (m)	(h1,5)	Coefficiente	Caudal por vertedor (Q) (m ³ /s)
1.5	1.10	1.15	1.80	3.11

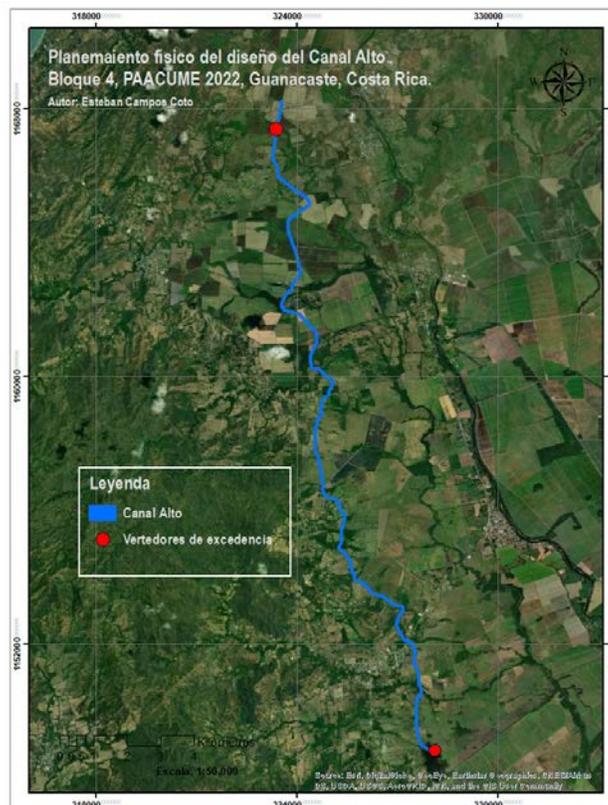


Figura 102. Ubicación de los 2 vertedores de excedencia propuestos para el Canal Alto.

6. CONCLUSIONES

- Al analizar con la nueva topografía LIDAR el trazo del estudio de factibilidad fue necesario realizar modificaciones para evitar la afectación de cuerpos de agua en fincas, ajustar el trazo a las líneas de catastro para los procesos de expropiación y facilitar el proceso constructivo según la pendiente del canal. Este cambio fue necesario debido a que anteriormente la topografía con la que se contaba era de baja resolución y con la generada con LIDAR se obtiene un mayor detalle del lugar.
- Al cambiar el trazo de los canales fue necesario ajustar las características iniciales del canal donde el caudal máximo pasó de $2,2 \text{ m}^3/\text{s}$ a $4,67 \text{ m}^3/\text{s}$ y el número de tomas de 76 a 83. Algunas de estas áreas de riego van regadas por medio de dos bloques por lo que es importante unificar el diseño de los cinco bloques en un solo sistema.
- Se generó el diseño hidráulico de los canales secundarios por medio de tuberías a baja presión CA1-1, CA1-3, CA1-5, CA2-2, CA2-4, CA2-6 y CA2-8. Para estas tuberías se hace una recomendación de diámetros mínimos y es importante que la empresa que licite el proyecto se adapte a las características hidráulicas de la tubería utilizada, el coeficiente de rugosidad de esta, y realice los ajustes necesarios para mantener las cargas de operación lo más cercanas a las recomendadas en este proyecto con base a los caudales establecidos.
- Para la propuesta generada se entrega la memoria de cálculo correspondiente al diseño hidráulico donde se cumplen los requerimientos del proyecto. La sección transversal de los canales principales presentó una base máxima de 1,5 m y mínima de 0,3 m, altura de 1,45 m y 0,75 m, velocidades entre 0,69 m/s y 0,57 m/s y pendiente máxima y mínima de 0,0005 y 0,00015 correspondientemente.
- Para el diseño hidráulico de las estructuras principales se utilizaron como herramientas de diseño Autocad Civil 3D, H-Canales y excel. Estos programas permiten tener una idea de los resultados que se pueden dar pero es importante realizar iteraciones que permitan obtener resultados más precisos. Civil 3D permitió realizar el trazo de los canales, utilizar los datos topográficos para el desarrollo de perfiles así como ubicar todas las estructuras. H-Canales fue utilizado para las secciones transversales de los canales principales aplicando la ecuación de manning y cálculo del tirante normal. Por último, con excel se desarrolló una memoria de cálculo para la determinación de pérdidas hidráulicas, cálculo de caudales y diseño de las 7 tuberías a baja presión, 11 sifones invertidos, 18 represas y la propuesta de 2 vertedores de excedencia. Queda pendiente el diseño de las alcantarillas y ajuste de la profundidad de los sifones con base a un estudio hidrológico.
- El proyecto no permite una solución total al problema de la sobre explotación del agua para la región, pero representa una disminución importante en el uso de los acuíferos de la zona, mitigando el impacto actual sobre el recurso hídrico de las aguas subterráneas en un área total de riego de 1972,41 hectáreas en lo que respecta al bloque 4. Además es importante que cada propietario tome medidas para utilizar el agua de una forma más eficiente ayudando a que el proyecto pueda beneficiar a un mayor número de personas, tanto para agua potable como para riego.

7. RECOMENDACIONES

- Al SENARA, realizar los estudios geotécnicos para el trazo del Canal Alto y establecer si las condiciones geotécnicas presentes en el sitio donde fueron ubicados los canales y estructuras son adecuados, o bien qué mejoras o ajustes se deben realizar. Al igual que una modelación hidrológica en los ríos o cauces donde están ubicados los sifones invertidos y alcantarillas para evaluar la profundidad de la tubería y diámetros correspondientemente en eventos extraordinarios, evitando problemas por socavación.
- A la UGEP, realizar el ajuste del diseño de la línea de presión según el presupuesto que más convenga al SENARA, definir el set de automatización para el correcto funcionamiento del equipo de bombeo en conjunto con la operación de las compuertas en la estructura de bifurcación y diseñar la estructura ya sea puente o sifón que permita el paso del agua que comunica el canal de descarga con el inicio del CA1. Además realizar el diseño de las estructuras faltantes como alcantarillas, puentes, pasos de fauna, estructuras de medición o aforo y ajuste de los vertedores laterales de excedencia.
- Mantener el vínculo entre el SENARA y la Escuela de Biosistemas. Los estudiantes pueden aportar a la institución con estudios hidrológicos, diseño de estructuras, modelaciones, entre otros servicios que la institución requiere y desarrollar futuras pasantías o prácticas dirigidas.
- Implementar el uso del software Civil 3D en los cursos de la Escuela de Biosistemas. La herramienta facilita mucho el diseño, integra herramientas de GIS a programas que se utilizan actualmente por los estudiantes como AutoCAD y es amigable para trabajar con otros programas como ArcGIS, Epanet y HEC-RAS.

8. REFERENCIAS

- Acuña Espinoza, E. J. (2016). *Modelo de operación del sistema de canales del Distrito de Riego Arenal- Tempisque* (Tesis doctoral). Universidad de Costa Rica.
- AUTODESK. (2021). Características de Civil 3D | Características 2021 y 2022 del software para ingeniería civil | Autodesk. Consultado el 2 de febrero de 2022, desde <https://latinoamerica.autodesk.com/products/civil-3d/features>
- Dirección de Agua. (s.f.). Descripción PIAAG. <https://da.go.cr/piaag/>
- Dirección General de Infraestructura Agraria y Riego (DGIAR). (2015). Manual del Cálculo de Eficiencia para Sistemas de Riego.
- Espinoza Rivera, Y. L. (2018). Modelación hidrodinámica del río Las Palmas y un trayecto del río Tempisque para determinar áreas de afectación en eventos extremos , permitiendo visualizar su influencia sobre la red de canales del proyecto Paacume.
- Mckuin, B., Zumkehr, A., Ta, J., Bales, R., Viers, J. H., Pathak, T. y Campbell, J. (2021). Energy and water co-benefits from covering canals with solar panels. *Nature Sustainability*, 33. <https://doi.org/https://doi.org/10.1038/s41893-021-00693-8>
- Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y la Agricultura (FAO). (2006). Estudio FAO Riego Y Drenaje 56. *Evapotranspiración del cultivo* (p. 322).
- Palou, N. (2022). Cubrir canales con placas solares para ahorrar agua y generar electricidad, la solución para mitigar la sequía. <https://www.lavanguardia.com/natural/20220307/8105530/canales-solares-california-agua-sequia-calentamiento-global-proyecto.html>

Presidencia de la República de Costa Rica. (2022). PAACUME es el principal proyecto de adaptación climática del país que asegurará el futuro de Guanacaste. [https://www.presidencia.go.cr/comunicados/2022/05/paacume-es-el-principal-proyecto-de-adaptacion-climatica-del-pais-que-asegurara-el-futuro-de-guanacaste/#:\\$%5Csim\\$:text=Minutos%20de%20lectura-,PAACUME%20es%20el%20principal%20proyecto%20de%20adaptaci%7B%5C'%7Bo%7D%7Dn%20clim%7B%5C'%7Ba%7D%7Dtica%20del,asegurar%7B%5C'%7Ba%7D%7D%20el%20futuro%20de%20Guanacaste&text=As%7B%5C'%7Bi%7D%7D%20lo%20expres%7B%5C'%7Bo%7D%7D%20el%20presidente,agua%20a%20la%20Regi%7B%5C'%7Bo%7D%7Dn%20Chorotega](https://www.presidencia.go.cr/comunicados/2022/05/paacume-es-el-principal-proyecto-de-adaptacion-climatica-del-pais-que-asegurara-el-futuro-de-guanacaste/#:$%5Csim$:text=Minutos%20de%20lectura-,PAACUME%20es%20el%20principal%20proyecto%20de%20adaptaci%7B%5C'%7Bo%7D%7Dn%20clim%7B%5C'%7Ba%7D%7Dtica%20del,asegurar%7B%5C'%7Ba%7D%7D%20el%20futuro%20de%20Guanacaste&text=As%7B%5C'%7Bi%7D%7D%20lo%20expres%7B%5C'%7Bo%7D%7D%20el%20presidente,agua%20a%20la%20Regi%7B%5C'%7Bo%7D%7Dn%20Chorotega).

Procuraduría General de la República. (s.f.). Sistema Costarricense de Información Jurídica. Consultado el 2 de diciembre de 2020, desde http://www.pgrweb.go.cr/scij/avanzada%7B%5C_%7Dpgr.aspx

Registro Nacional. (2021). *Red SIRGAS-Con en Costa Rica* (inf. téc.). Registro Nacional. https://www.sirgas.org/fileadmin/docs/Boletines/2021_Alvarez_SIRGAS_CostaRica_WSRD.pdf

Rojas, P. (2015). Radios Mínimos en Canales. <https://ingeciv.com/radios-minimos-en-canales/>

Ruíz, P., Garro, J. F. y Soto, G. J. (2014). El uso de imágenes lidar en Costa Rica: Casos de estudio aplicados en geología, ingeniería, y arqueología. *Revista Geológica de América Central*, 51(1). <https://doi.org/10.15517/rgac.v51i1.16849>

(SCIJ). (2022). Contrato de préstamo N° 2220 que financiará el "Proyecto de abastecimiento de agua para cuenca media del Río Tempisque y comunidades costeras (PAACUME) suscrito con el Banco Centroamericano de Integración Económica (BCIE). Consultado el 7 de noviembre de 2022, desde http://www.pgrweb.go.cr/scij/Busqueda/Normativa/Normas/nrm_

[texto_completo.aspx?param1=NRTC&nValor1=1&nValor2=96889&nValor3=130352¶m2=1&strTipM=TC&lResultado=1&strSim=simp](http://www.senara.or.cr/ver/proyectos/paacume/componentes/Presentacion%20PAACUME.pdf#.YyuoNnbMKUI)

Segura Serrano, L. y Casasola Ramirez, R. (2011). Modelación hidráulica para el análisis y propuesta de obras de mitigación de inundaciones en finca valle la estrella, 1-171.

SENARA. (2018). Estudio de Factibilidad Paacume.

SENARA. (2022). PAACUME. Consultado el 21 de septiembre de 2022, desde <https://www.senara.or.cr/ver/proyectos/paacume/componentes/Presentacion%20PAACUME.pdf#.YyuoNnbMKUI>

SINIGIRH - Sistema Nacional de Información para la Gestión Integrada del Recurso Hídrico. (s.f.). Consultado el 3 de octubre de 2020, desde <http://mapas.da.go.cr/>

Sistema Costarricense de Información Jurídica (SCIJ). (2018). N°9610 Modificación de límites de la Reserva Biológica Lomas Barbudal para el desarrollo del proyecto de abastecimiento de agua para la cuenca media del río Tempisque y comunidades costeras. http://www.pgrweb.go.cr/scij/Busqueda/Normativa/Normas/nrm_texto_completo.aspx?param1=NRTC&nValor1=1&nValor2=87642

Sistemas Costarricense de Información Jurídica (SCIJ). (2015). N°39145-MP-MIDEPLAN-MINAE-MAG. Consultado el 7 de noviembre de 2022, desde http://www.pgrweb.go.cr/scij/Busqueda/Normativa/Normas/nrm_texto_completo.aspx?param1=NRTC&nValor1=1&nValor2=80176&nValor3=101637&strTipM=#ddown

Sotelo Ávila, G. (2002). *Hidráulica de canales* (Universidad Nacional Autónoma de México, Ed.).

Stereocarto. (s.f.). Servicios Tecnológicos en ingeniería Geomática. Consultado el 22 de junio de 2022, desde <https://www.stereocarto.com/>

- Torres, J. (2017). Diseño hidráulico y modelamiento en HEC- RAS del canal de concreto y de obras de arte del Proyecto Carpintero – Tramo Km 0 + 000 al Km 5 + 000, 2 a 91. file:///C:/Users/melqui/Desktop/SANITARIAS/Torres_SJ.pdf
- UCR. (2017). Tropical Storm Nate among Costa Rica's biggest disasters. Consultado el 6 de junio de 2021, desde <https://www.ucr.ac.cr/noticias/2017/10/12/tormenta-tropical-nate-entre-los-mayores-desastres-de-costa-rica.html>
- United States Department of the Interior Bureau of Reclamation. (1978). *Desing of small canal structures* (United States Government Printing Office, Ed.).
- US Army Corps of Engineers. (s.f.). HEC-RAS. Consultado el 12 de noviembre de 2020, desde <https://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/>
- Vásquez Rosales, O. (2010). *Comité Sectorial Regional Agropecuario Región Chorotega* (inf. téc.).
- Ven te Chow. (1994). *Hidráulica de Canales Abiertos* (McGRAW-HILL, Ed.).
- Villón Béjar, M. (1999). Desarrollo de un software para diseño de canales y estructuras hidráulicas HCANALES para Windows. *Revista Tecnología en Marcha*, ág. 148-151. <https://doi.org/10.18845/TM.V13I0.2919>
- Villón Béjar, M. (2007). *Hidráulica de Canales* (Editorial Villón, Ed.; Segunda). 1995.
- Villón-Béjar, M. (2005). *Diseño de Estructuras Hidráulicas* (Editorial Villón, Ed.; 2.^a ed.).

9. Anexos

9.1. Anexo 1. Áreas de riego para determinación de caudales

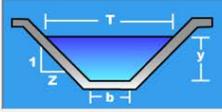
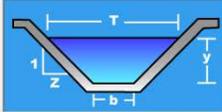
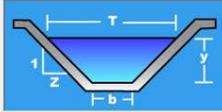
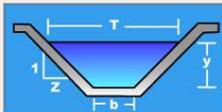
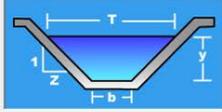
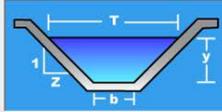
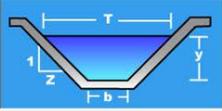
Lote	Area Finca regable (AF)		Factor de Area efectiva de riego (AER)		
	Area regada por gravedad (m2)	Area regada por gravedad (ha)	Coefficiente de disminucion	Area efectiva de riego (ha)	Caudal de lote L/s
AS 0	25351.278	2.54	0.91	2.31	3.30
AS 1	23037.531	2.30	0.92	2.11	3.02
AS 2	53305.089	5.33	0.88	4.70	6.72
AS 5	77951.499	7.80	0.87	6.76	9.67
AS 6	230849.466	23.08	0.83	19.09	27.30
AS 8	381029.312	38.10	0.81	30.82	44.08
AS 9	180918.988	18.09	0.84	15.12	21.63
AS 10	884331.035	88.43	0.78	68.94	98.58
AS 11	263622.556	26.36	0.82	21.67	30.99
AS 12	67655.427	6.77	0.87	5.91	8.45
AS 13	323978.296	32.40	0.81	26.40	37.75
AS 15	235489.527	23.55	0.83	19.46	27.83
AS 17	24576.633	2.46	0.91	2.24	3.21
AS 18	45126.849	4.51	0.89	4.01	5.73
AS 21	87771.618	8.78	0.86	7.57	10.83
AS 22	672224.513	67.22	0.79	53.04	75.85
AS 23	440896.75	44.09	0.80	35.44	50.68
AS 26	75771.555	7.58	0.87	6.58	9.41
AS 27	75005.394	7.50	0.87	6.52	9.32
AS 28	73263.484	7.33	0.87	6.37	9.11
AS 29	76183.624	7.62	0.87	6.62	9.46
AS 30	76721.759	7.67	0.87	6.66	9.52
AS 31	227010.605	22.70	0.83	18.79	26.87
AS 34	78635.371	7.86	0.87	6.82	9.75
AS 35	31210.598	3.12	0.90	0.00	0.00
AS 36	124925.824	12.49	0.85	10.61	15.18
AS 37	281321.131	28.13	0.82	23.06	32.98
AS 38	49928.221	4.99	0.88	4.42	6.32
AS 39	64451.81	6.45	0.87	5.64	8.06
AS 40	61203.966	6.12	0.88	5.37	7.67
AS 44	82802.875	8.28	0.87	7.16	10.24
AS 45	28650.509	2.87	0.91	2.60	3.71
AS 46	49511.161	4.95	0.88	4.38	6.27
AS 47	188314.279	18.83	0.83	15.71	22.47
AS 48	27173.247	2.72	0.91	2.47	3.53
AS 49	499122.332	49.91	0.80	39.90	57.06
AS 50	722560.018	72.26	0.79	56.83	81.27
AS 51	252112.881	25.21	0.82	20.77	29.70
AS 52	37207.944	3.72	0.90	3.33	4.77
AS 53	31956.042	3.20	0.90	2.88	4.12
AS 54	25822.076	2.58	0.91	2.35	3.36
AS 55	556807.797	55.68	0.80	44.30	63.35

Figura 103. Áreas de Riego canal Alto 1.

Lote	Area Finca regable (AF)		Factor de Area efectiva de riego (AER)		
	Area regada por gravedad (m2)	Area regada por gravedad (ha)	Coefficiente de disminucion	Area efectiva de riego (ha)	Caudal de lote L/s
AN 1	848414.821	84.84	0.78	66.26	94.75
AN 3	61061.465	6.11	0.88	5.35	7.66
AN 5	35507.34	3.55	0.90	3.19	4.56
AN 6	911040.535	91.10	0.78	70.93	101.43
AN 7	97160.34	9.72	0.86	8.35	11.94
AN 9	27692.142	2.77	0.91	2.51	3.60
AN 10	31191.907	3.12	0.90	2.82	4.03
AN 11	120834.819	12.08	0.85	10.28	14.70
AN 12	2898570.55	289.86	0.74	214.46	306.68
AN 13	306927.85	30.69	0.82	25.07	35.85
AN 14	1458665.744	145.87	0.76	111.23	159.06
AN 14*	277407.537	27.74	0.82	22.76	32.54
AN14**	771611.434	77.16	0.78	60.51	86.53
AN 15	119469.971	11.95	0.85	10.17	14.54
AN 16	193872.867	19.39	0.83	16.16	23.10
AN 17	50957.142	5.10	0.88	4.50	6.44
AN 18	168241.135	16.82	0.84	14.11	20.18
AN 19	354975.721	35.50	0.81	28.81	41.19
AN 19*	265850.436	26.59	0.82	21.85	31.25
AN 20	885510.864	88.55	0.78	69.03	98.71
AN 21	42472.314	4.25	0.89	3.78	0.00
AN 22	25418.886	2.54	0.91	2.32	0.00
AN 23	42665.706	4.27	0.89	3.80	5.43
AN 24	31321.747	3.13	0.90	2.83	4.04
AN 25	30673.851	3.07	0.90	2.77	3.96
AN 26	34796.238	3.48	0.90	3.13	4.47
AN 27	42182.521	4.22	0.89	3.76	5.38
AN 28	210718.767	21.07	0.83	17.50	25.02
AN 29	29328.446	2.93	0.91	2.66	0.00
AN 30	44078.071	4.41	0.89	3.92	5.61
AN 31	269528.72	26.95	0.82	22.14	31.66
AN 32	487729.971	48.77	0.80	39.03	55.81
AN 33	793507.3	79.35	0.78	62.15	88.88
AN 34	227880.835	22.79	0.83	18.86	26.96
AN 35	186801.846	18.68	0.83	15.59	22.30
AN 36	450397.801	45.04	0.80	36.17	51.72
AN 36*	369772.577	36.98	0.81	29.95	42.83
AN 37	878013.36	87.80	0.78	68.47	97.91
AN 38	923549.32	92.35	0.78	71.86	102.76
AN 39	167066.039	16.71	0.84	14.01	20.04
AN 45	61356.505	6.14	0.88	5.38	7.69
AN 46	40697.206	4.07	0.89	3.63	5.19
AN 47	129055.802	12.91	0.85	10.95	15.66
AN 48	34533.185	3.45	0.90	3.10	4.44
AN 49	163239.55	16.32	0.84	13.71	19.60
AN 50	92370.273	9.24	0.86	7.95	11.37

Figura 104. Áreas de Riego canal Alto 2.

9.2. Anexo 2. Cálculos de las características hidráulicas de las secciones típicas del Canal principal Alto 1.

<p>Lugar: CANAL ALTO 1 (SUR) Tramo: 0+000 A 2+820</p> <p>Proyecto: PAACUME Revestimiento: CONCRETO</p> <p>Datos:</p> <p>Caudal (Q): <input type="text" value="1.71"/> m³/s Ancho de solera (b): <input type="text" value="1.25"/> m Talud (Z): <input type="text" value="1"/> Rugosidad (n): <input type="text" value="0.014"/> Pendiente (S): <input type="text" value="0.0002"/> m/m</p>  <p>Resultados:</p> <p>Tirante normal (y): <input type="text" value="1.0590"/> m Perímetro (p): <input type="text" value="4.2454"/> m Área hidráulica (A): <input type="text" value="2.4453"/> m² Radio hidráulico (R): <input type="text" value="0.5760"/> m Espejo de agua (T): <input type="text" value="3.3680"/> m Velocidad (v): <input type="text" value="0.6993"/> m/s Número de Froude (F): <input type="text" value="0.2620"/> Energía específica (E): <input type="text" value="1.0839"/> m-Kg/Kg Tipo de flujo: Subcrítico</p>	<p>Lugar: CANAL ALTO 1 (SUR) Tramo: 2+820 A 4+260</p> <p>Proyecto: PAACUME Revestimiento: CONCRETO</p> <p>Datos:</p> <p>Caudal (Q): <input type="text" value="1.45"/> m³/s Ancho de solera (b): <input type="text" value="1.25"/> m Talud (Z): <input type="text" value="1"/> Rugosidad (n): <input type="text" value="0.014"/> Pendiente (S): <input type="text" value="0.0002"/> m/m</p>  <p>Resultados:</p> <p>Tirante normal (y): <input type="text" value="0.9731"/> m Perímetro (p): <input type="text" value="4.0023"/> m Área hidráulica (A): <input type="text" value="2.1633"/> m² Radio hidráulico (R): <input type="text" value="0.5405"/> m Espejo de agua (T): <input type="text" value="3.1962"/> m Velocidad (v): <input type="text" value="0.6703"/> m/s Número de Froude (F): <input type="text" value="0.2601"/> Energía específica (E): <input type="text" value="0.9960"/> m-Kg/Kg Tipo de flujo: Subcrítico</p>
<p>Lugar: CANAL ALTO 1 (SUR) Tramo: 4+260 A 5+890</p> <p>Proyecto: PAACUME Revestimiento: CONCRETO</p> <p>Datos:</p> <p>Caudal (Q): <input type="text" value="1.35"/> m³/s Ancho de solera (b): <input type="text" value="1.25"/> m Talud (Z): <input type="text" value="1"/> Rugosidad (n): <input type="text" value="0.014"/> Pendiente (S): <input type="text" value="0.0002"/> m/m</p>  <p>Resultados:</p> <p>Tirante normal (y): <input type="text" value="0.9378"/> m Perímetro (p): <input type="text" value="3.9024"/> m Área hidráulica (A): <input type="text" value="2.0516"/> m² Radio hidráulico (R): <input type="text" value="0.5257"/> m Espejo de agua (T): <input type="text" value="3.1256"/> m Velocidad (v): <input type="text" value="0.6580"/> m/s Número de Froude (F): <input type="text" value="0.2593"/> Energía específica (E): <input type="text" value="0.9598"/> m-Kg/Kg Tipo de flujo: Subcrítico</p>	<p>Lugar: CANAL ALTO 1 (SUR) Tramo: 5+890 A 8+430</p> <p>Proyecto: PAACUME Revestimiento: CONCRETO</p> <p>Datos:</p> <p>Caudal (Q): <input type="text" value="1.32"/> m³/s Ancho de solera (b): <input type="text" value="1.25"/> m Talud (Z): <input type="text" value="1"/> Rugosidad (n): <input type="text" value="0.014"/> Pendiente (S): <input type="text" value="0.0002"/> m/m</p>  <p>Resultados:</p> <p>Tirante normal (y): <input type="text" value="0.9269"/> m Perímetro (p): <input type="text" value="3.8717"/> m Área hidráulica (A): <input type="text" value="2.0178"/> m² Radio hidráulico (R): <input type="text" value="0.5212"/> m Espejo de agua (T): <input type="text" value="3.1038"/> m Velocidad (v): <input type="text" value="0.6542"/> m/s Número de Froude (F): <input type="text" value="0.2590"/> Energía específica (E): <input type="text" value="0.9487"/> m-Kg/Kg Tipo de flujo: Subcrítico</p>
<p>Lugar: CANAL ALTO 1 (SUR) Tramo: 8+430 A 9+060</p> <p>Proyecto: PAACUME Revestimiento: CONCRETO</p> <p>Datos:</p> <p>Caudal (Q): <input type="text" value="1.2"/> m³/s Ancho de solera (b): <input type="text" value="1"/> m Talud (Z): <input type="text" value="1"/> Rugosidad (n): <input type="text" value="0.014"/> Pendiente (S): <input type="text" value="0.0002"/> m/m</p>  <p>Resultados:</p> <p>Tirante normal (y): <input type="text" value="0.9570"/> m Perímetro (p): <input type="text" value="3.7067"/> m Área hidráulica (A): <input type="text" value="1.8727"/> m² Radio hidráulico (R): <input type="text" value="0.5052"/> m Espejo de agua (T): <input type="text" value="2.9139"/> m Velocidad (v): <input type="text" value="0.6408"/> m/s Número de Froude (F): <input type="text" value="0.2552"/> Energía específica (E): <input type="text" value="0.9779"/> m-Kg/Kg Tipo de flujo: Subcrítico</p>	<p>Lugar: CANAL ALTO 1 (SUR) Tramo: 9+060 A 10+720</p> <p>Proyecto: PAACUME Revestimiento: CONCRETO</p> <p>Datos:</p> <p>Caudal (Q): <input type="text" value="0.4"/> m³/s Ancho de solera (b): <input type="text" value="0.75"/> m Talud (Z): <input type="text" value="1"/> Rugosidad (n): <input type="text" value="0.014"/> Pendiente (S): <input type="text" value="0.0004"/> m/m</p>  <p>Resultados:</p> <p>Tirante normal (y): <input type="text" value="0.5066"/> m Perímetro (p): <input type="text" value="2.1830"/> m Área hidráulica (A): <input type="text" value="0.6367"/> m² Radio hidráulico (R): <input type="text" value="0.2916"/> m Espejo de agua (T): <input type="text" value="1.7633"/> m Velocidad (v): <input type="text" value="0.6283"/> m/s Número de Froude (F): <input type="text" value="0.3330"/> Energía específica (E): <input type="text" value="0.5268"/> m-Kg/Kg Tipo de flujo: Subcrítico</p>
<p>Lugar: CANAL ALTO 1 (SUR) Tramo: 10+720 A 12+807</p> <p>Proyecto: PAACUME Revestimiento: CONCRETO</p> <p>Datos:</p> <p>Caudal (Q): <input type="text" value="0.19"/> m³/s Ancho de solera (b): <input type="text" value="0.3"/> m Talud (Z): <input type="text" value="0.5"/> Rugosidad (n): <input type="text" value="0.014"/> Pendiente (S): <input type="text" value="0.0005"/> m/m</p>  <p>Resultados:</p> <p>Tirante normal (y): <input type="text" value="0.5712"/> m Perímetro (p): <input type="text" value="1.5773"/> m Área hidráulica (A): <input type="text" value="0.3345"/> m² Radio hidráulico (R): <input type="text" value="0.2121"/> m Espejo de agua (T): <input type="text" value="0.8712"/> m Velocidad (v): <input type="text" value="0.5680"/> m/s Número de Froude (F): <input type="text" value="0.2927"/> Energía específica (E): <input type="text" value="0.5877"/> m-Kg/Kg Tipo de flujo: Subcrítico</p>	

9.3. Anexo 3. Cálculos de las características hidráulicas de las tuberías a baja presión del Canal

Alto 1.

CÁLCULO DE LA TUBERÍA CA 1-1												
Nivel de agua entrada	30.2	mca										
Accesorios	0.18	mca	10% de pérdida									
Pendiente	0	%										
									$H_f = \frac{10.674 * Q^{1.852} * L}{C^{1.852} * D^{4.871}}$			
									[1.5 - 2.5] m/s			
Tramo	C	L (m)	L Total (m)	Caudal (m3/h)	Diámetro (mm)	Área (m2)	Velocidad (m/s)	Hf (mca)	Hf acum (mca)	Nivel Operación	Nivel de toma	Carga operación
A - AS 0	155	33.1	33.1	165.6	258.60	0.0525	0.876	0.075	0.075	30.0	29.54	0.5
AS 0 - AS 44	155	277.44	311	153.7	258.60	0.0525	0.813	0.55	0.62	29.442	28	1.4
AS 44 - AS 45	155	180.56	491	116.8	207.80	0.0339	0.957	0.62	1.25	28.818	28.00	0.8
AS 45 - AS 46	155	82.51	574	103.5	207.80	0.0339	0.847	0.23	1.48	28.590	27.80	0.8
AS 46 - AS 47	155	91.78	665	80.9	184.60	0.0268	0.840	0.29	1.76	28.305	27.40	0.9
Total		665.4						1.8				

CÁLCULO DE LA TUBERÍA CA 1-3												
Nivel de agua entrada	29.1	mca										
Accesorios	0.20	mca	10% de pérdida									
Pendiente	0	%										
									$H_f = \frac{10.674 * Q^{1.852} * L}{C^{1.852} * D^{4.871}}$			
									[1.5 - 2.5] m/s			
Tramo	C	L (m)	L Total (m)	Caudal (m3/h)	Diámetro (mm)	Área (m2)	Velocidad (m/s)	Hf (mca)	Hf acum (mca)	Nivel Operación	Nivel de toma	Carga operación
A - (AS11 - AS13)	155	240.44	240.44	247.5	230.80	0.0418	1.643	2.000	2.000	26.9	26.25	0.7
Total		240.4						2.0				

CÁLCULO DE LA TUBERÍA CA 1-5												
Nivel de agua entrada	26.4	mca										
Accesorios	0.27	mca	10% de pérdida									
Pendiente	0	%										
									$H_f = \frac{10.674 * Q^{1.852} * L}{C^{1.852} * D^{4.871}}$			
									[1.5 - 2.5] m/s			
Tramo	C	L (m)	L Total (m)	Caudal (m3/h)	Diámetro (mm)	Área (m2)	Velocidad (m/s)	Hf (mca)	Hf acum (mca)	Nivel Operación	Nivel de toma	Carga operación
A - AS 27	155	63.73	63.73	231.4	258.60	0.0525	1.224	0.269	0.269	25.8	25.40	0.4
AS 27 - AS 28	155	150.42	214	197.9	258.60	0.0525	1.046	0.48	0.74	25.352	24.64	0.7
AS 28 - AS 29	155	158.99	373	165.1	230.80	0.0418	1.096	0.62	1.37	24.728	24.19	0.5
AS 29 - AS 30	155	140.09	513	131.0	207.80	0.0339	1.073	0.60	1.97	24.129	23.13	1.0
AS 30 - AS 31	155	158.69	672	96.7	184.60	0.0268	1.004	0.69	2.66	23.442	21.92	1.5
Total		671.9						2.7				

9.4. Anexo 4. Cálculos de las características hidráulicas de las secciones típicas del Canal principal Alto 2.



9.5. Anexo 5. Cálculos de las características hidráulicas de las tuberías a baja presión del Canal

Alto 2.

CÁLCULO DE LA TUBERÍA CA 2-2												
Nivel de agua entrada	29.8	mca										
Accesorios	0.18	mca	10% de pérdida									
Pendiente	0	%										
									$H_f = \frac{10.674 * Q^{1.852} * L}{C^{1.852} * D^{4.871}}$			
									[1.5 - 2.5] m/s			
Tramo	C	L (m)	L Total (m)	Caudal (m3/h)	Diámetro (mm)	Área (m2)	Velocidad (m/s)	Hf (mca)	Hf acum (mca)	Nivel de operación	Nivel de toma	Carga operación
A - B	155	112.54	112.54	55.3	166.20	0.0217	0.707	0.288	0.288	29.3		
B - C	155	83.57	196	55.3	166.20	0.0217	0.707	0.21	0.50	29.109		
C - AN 3	155	71.02	267	55.3	166.20	0.0217	0.707	0.18	0.68	28.927	27.46	1.5
AN 3 - AN 45	155	274.86	542	27.7	115.40	0.0105	0.735	1.16	1.84	27.768	27.01	0.8
Total		542.0						1.8				

CÁLCULO DE LA TUBERÍA CA 2-4												
Nivel de agua entrada	29.8	mca										
Accesorios	0.58	mca	10% de pérdida									
Pendiente	0	%										
									$H_f = \frac{10.674 * Q^{1.852} * L}{C^{1.852} * D^{4.871}}$			
									[1.5 - 2.5] m/s			
Tramo	C	L (m)	L Total (m)	Caudal (m3/h)	Diámetro (mm)	Área (m2)	Velocidad (m/s)	Hf (mca)	Hf acum (mca)	Nivel de operación	Nivel de toma	Carga operación
A - AN 7	155	208.8	208.8	504.9	369.40	0.1072	1.309	0.658	0.658	28.5	26.86	1.7
AN 7 - AN 6	155	330.53	539	461.9	369.40	0.1072	1.197	0.88	1.54	27.639	26.00	1.6
AN 6 - AN 5	155	211.25	751	96.8	207.80	0.0339	0.793	0.52	2.06	27.124	25.00	2.1
AN 5 - (AN 9 y AN 11)	155	937.52	1688	80.4	184.60	0.0268	0.834	2.88	4.94	24.240	22.81	1.4
AN 11 - AN 10	155	136.46	1825	14.5	83.00	0.0054	0.745	0.86	5.81	23.376	21.81	1.6
Total		1825						5.8				

CÁLCULO DE LA TUBERÍA CA 2-6												
Nivel de agua entrada	28.4	mca										
Accesorios	0.58	mca	10% pérdidas									
Pendiente	0	%										
									$H_f = \frac{10.674 * Q^{1.852} * L}{C^{1.852} * D^{4.871}}$			
									[1.5 - 2.5] m/s			
Tramo	C	L (m)	L Total (m)	Caudal (m3/h)	Diámetro (mm)	Área (m2)	Velocidad (m/s)	Hf (mca)	Hf acum (mca)	Nivel de operación	Nivel de toma	Carga operación
A - AN 19	155	1231.24	1231.24	679.8	581.80	0.2659	0.710	0.737	0.737	27.1	25.40	1.7
AN 19 - AN 15	155	846.3	2078	419.1	415.60	0.1357	0.858	1.06	1.80	26.040	24.01	2.0
AN 15 - AN 14*	155	778.5	2856	366.7	415.60	0.1357	0.751	0.76	2.57	25.276	23.57	1.7
AN 14* - AN 16	155	189.61	3026	249.6	369.40	0.1072	0.647	0.14	2.71	25.131	24.40	0.7
AN 16 - AN 17	155	917.31	3943	166.4	290.80	0.0664	0.696	1.1869	3.90	23.944	23.07	0.9
AN 17 - AN 18	155	432.5	4375	143.2	258.60	0.0525	0.757	0.7506	4.65	23.193	21.80	1.4
AN 18 - AN 49	155	468.57	4844	70.6	184.60	0.0268	0.732	1.1327	5.78	22.061	21.80	0.3
Total		4844						5.8				

CÁLCULO DE LA TUBERÍA PRINCIPAL CA 2-8												
Nivel de agua entrada	28.3	mca										
Accesorios	0.43	mca										
Pendiente	0	%										
									$H_f = \frac{10.674 * Q^{1.852} * L}{C^{1.852} * D^{4.871}}$			
									[1.5 - 2.5] m/s			
Tramo	C	L (m)	L Total (m)	Caudal (m3/h)	Diámetro (mm)	Área (m2)	Velocidad (m/s)	Hf (mca)	Hf acum (mca)	Nivel de operación	Nivel de toma	Carga operación
A - B	155	280.42	280.42	83.0	207.80	0.0339	0.680	0.514	0.514	27.3		27.3
B - AN 24	155	83.28	364	83.0	207.80	0.0339	0.680	0.15	0.67	27.178	26.60	0.6
AN 24 - AN 25	155	339.48	703	83.0	207.80	0.0339	0.680	0.62	1.29	26.556	26.40	0.2
AN 25 - (AN 46 y AN27)	155	174.34	878	68.4	184.60	0.0268	0.710	0.40	1.69	26.158	26.00	0.2
AN 27 - AN 26	155	178.03	1056	54.2	166.20	0.0217	0.693	0.44	2.13	25.718	25.24	0.5
Total		1056						2.1				

9.6. Anexo 6. Cuadro hidráulico de caudales por tramo para el Canal Alto 1.

Tabla 56. Caudales por tramo para el Canal Alto 1

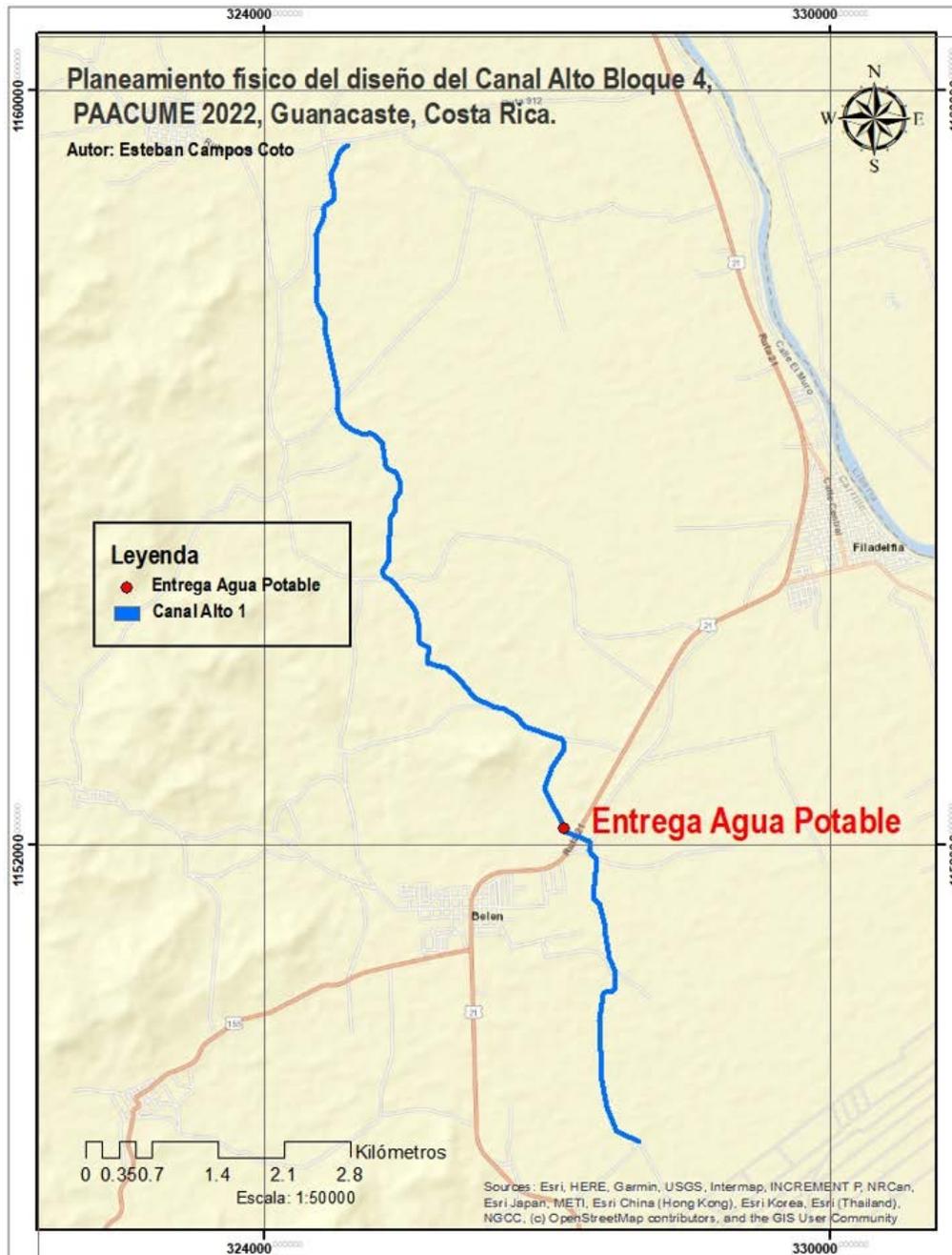
ESTACION	CAUDAL	CAUDAL DE DISEÑO SIFON	SITIO O ESTRUCTURA	ELEVACION DE NA	ELEVACION RASANTE	ELEVACION DE BORDO	TIRANTE	H	DISTANCIA ENTRE PRESAS	CAUDAL RE-TRAMO	POR
0+000.00	1.71		Obra de toma	30.25	29.19	30.44	1.06	1.25			
0+040.00	0.05		Toma CA 1-1	30.24	29.18	30.43	1.06	1.25			
CAUDAL DERIVADO	0.09		Tomas de parcela hasta el sifon								
0+635.00	1.71		REPRESA 0+635						635.00	CAUDAL	
0+660.00			ENTRADA	30.12	29.06	30.31	1.06	1.25			
CAUDAL DERIVADO	0.16		SALIDA	30.02	28.96	30.21	1.06	1.25			
			Tomas de parcela hasta el sifon								
1+850.00	1.45		REPRESA 1+850						1,850.00	0.09	
1+875.00			ENTRADA	29.79	28.73	29.98	1.06	1.25			
2+900.00	1.45	1.45	SALIDA	29.60	28.63	29.78	0.97	1.15			
3+181.00			ENTRADA SIFON LAS PALMAS	29.39	28.42	29.57	0.97	1.15			
3+550.00	0.07		SALIDA SIFON LAS PALMAS	29.22	28.25	29.40	0.97	1.15			
CAUDAL DERIVADO	0.11		Toma CA 1-3	29.15	28.18	29.33	0.97	1.15			
			Tomas de parcela hasta el sifon								
4+248.00	1.35		REPRESA 4+248						2,373.00	0.11	
4+273.00			ENTRADA	29.01	28.04	29.19	0.97	1.15			
CAUDAL DERIVADO	0.02		SALIDA	28.88	27.94	29.09	0.94	1.15			
			Tomas de parcela hasta el sifon								
5+650.00	1.35		REPRESA 5+650						1,377.00	0.02	
5+675.00			ENTRADA	28.60	27.66	28.81	0.94	1.15			
5+904.00	1.35	1.35	SALIDA	28.50	27.56	28.71	0.94	1.15			
5+958.00			ENTRADA SIFON 5+920	28.46	27.52	28.67	0.94	1.15			
6+163.00	1.35	1.35	SALIDA SIFON 5+920	28.38	27.44	28.59	0.94	1.15			
6+218.00			ENTRADA SIFON 6+220	28.34	27.40	28.55	0.94	1.15			
CAUDAL DERIVADO	0.13		SALIDA SIFON 6+220	28.25	27.31	28.46	0.94	1.15			
			Tomas antes de represa y canales								
7+090.00	1.20		REPRESA RIO GALLINA						1,415.00	0.13	
7+115.00			ENTRADA	28.08	27.14	28.29	0.94	1.15			
8+479.00	1.22	1.22	SALIDA	28.00	27.04	28.19	0.96	1.15			
8+534.00			ENTRADA SIFON RIO GALLINA	27.73	26.77	27.92	0.96	1.15			
8+975.00	0.80		SALIDA SIFON RIO GALLINA	27.60	26.64	27.79	0.96	1.15			
9+027.00	0.42	0.42	Agua potable (Belen AyA)	27.51	26.55	27.70	0.96	1.15			
9+240.00			ENTRADA SIFON LA GALLINA	27.04	26.53	27.23	0.51	0.70			
CAUDAL DERIVADO	0.08		SALIDA SIFON LA GALLINA	26.88	26.37	27.07	0.51	0.70			
			Tomas antes de represa y canales								
9+600.00	0.42		REPRESA 9+600						2,485.00	0.08	
9+625.00			ENTRADA	26.73	26.22	26.92	0.51	0.70			
10+300.00	0.06		SALIDA	26.63	26.12	26.82	0.51	0.70			
CAUDAL DERIVADO	0.13		Toma CA 1-5	26.36	25.85	26.55	0.51	0.70			
			Tomas antes de represa y canales								
10+720.00	0.21		REPRESA RIO BELEN						1,095.00	0.13	
10+745.00			ENTRADA	26.19	25.68	26.38	0.51	0.70			
10+792.00	0.21	0.21	SALIDA	26.15	25.58	26.33	0.57	0.75			
10+894.00			ENTRADA SIFON RIO BELEN	26.13	25.56	26.31	0.57	0.75			
CAUDAL DERIVADO	0.09		SALIDA SIFON RIO BELEN	26.11	25.54	26.29	0.57	0.75			
			Tomas antes de represa y canales								
11+040.00	0.21		REPRESA 11+040						295.00	0.09	
11+065.00			ENTRADA	26.04	25.47	26.22	0.57	0.75			
CAUDAL DERIVADO	0.05		SALIDA	25.94	25.37	26.12	0.57	0.75			
			Tomas antes de represa y canales								
11+750.00	0.21		REPRESA 11+750						685.00	0.05	
11+775.00			ENTRADA	25.60	25.03	25.78	0.57	0.75			
CAUDAL DERIVADO	0.02		SALIDA	25.50	24.93	25.68	0.57	0.75			
			Tomas antes de represa y canales								
12+300.00	0.05		REPRESA CARRIZAL						525.00	0.02	
12+325.00			ENTRADA	25.23	24.66	25.41	0.57	0.75			
12+811.00			SALIDA	25.13	24.56	25.31	0.57	0.75			
			Vertedor de excedencias FINAL CA-	24.89	24.32	25.07	0.57	0.75			
			NAL								

9.7. Anexo 7. Cuadro hidráulico de caudales por tramo para el Canal Alto 2.

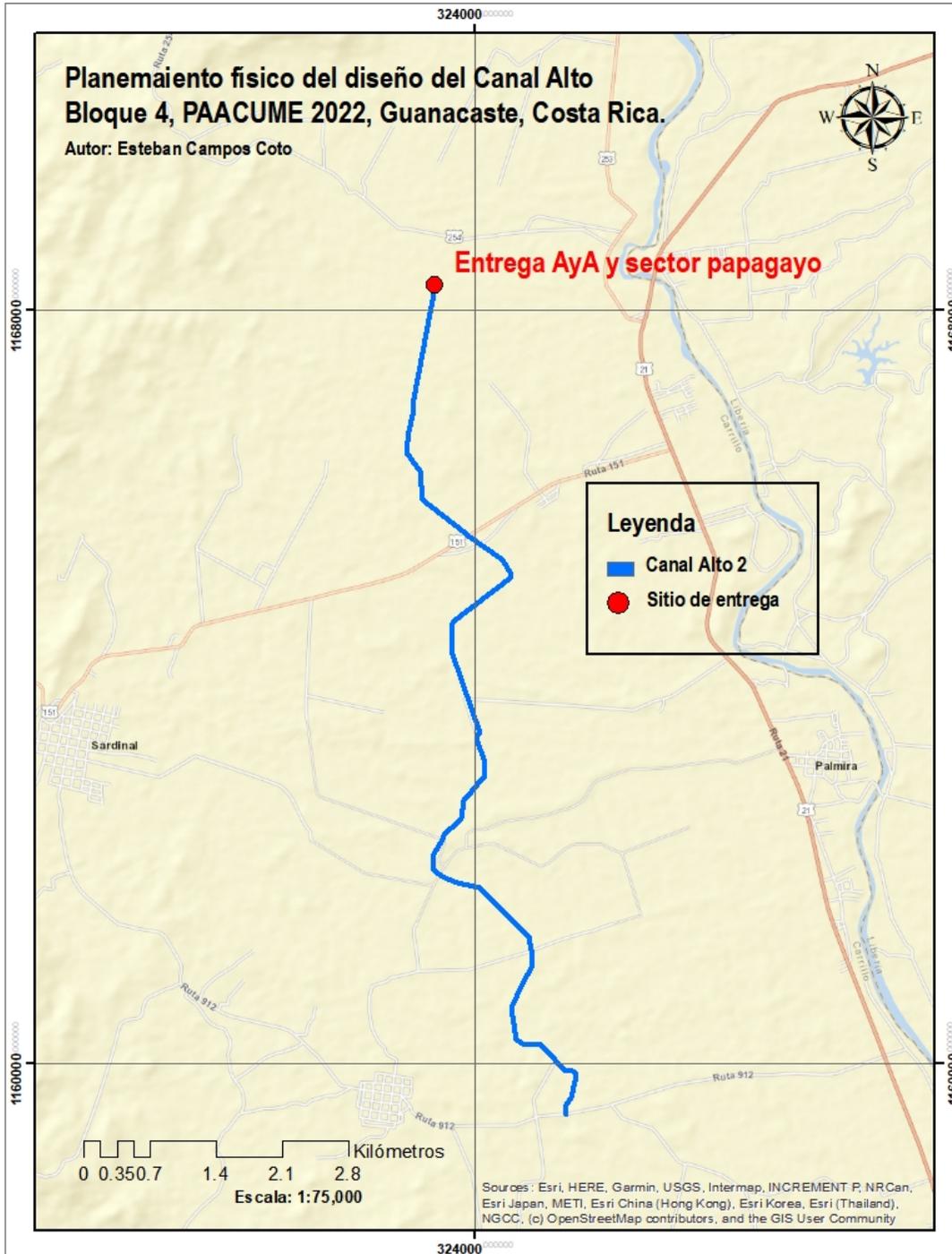
Tabla 57. Caudales por tramo para el Canal Alto 2

ESTACION	CAUDAL	CAUDAL DE DISEÑO SIFON	SITIO O ESTRUCTURA	ELEVACION NA	ELEVACION DE RASANTE	ELEVACION DE BORDO	TIRANTE	H	DISTANCIA ENTRE PRESAS	CAUDAL RE-	CAUDAL POR TRAMO
0+000.00	2.96		Obra de toma	30.25	28.99	30.44	1.26	1.45			
CAUDAL DERIVADO	0.09		Tomas de parcela hasta el sifon								
			REPRESA San Blas						760.00		0.09
0+760.00	2.86		ENTRADA	30.14	28.88	30.33	1.26	1.45			
0+785.00			SALIDA	30.02	28.78	30.23	1.24	1.45			
0+800.00	2.86	2.86	ENTRADA SIFON San Blas	30.01	28.77	30.22	1.24	1.45			
0+883.00			SALIDA Sifon San Blas	29.97	28.73	30.18	1.24	1.45			
1+515.00	2.86	2.86	ENTRADA SIFON 1+560	29.88	28.64	30.09	1.24	1.45			
1+582.00			SALIDA SIFON 1+560	29.84	28.60	30.05	1.24	1.45			
1+587.00	0.02		Toma Tubería CA 2-2	29.80	28.56	30.01	1.24	1.45			
2+084.00	0.14		Toma Tubería CA 2-4	29.76	28.52	29.97	1.24	1.45			
CAUDAL DERIVADO	0.16		Tomas de parcela hasta el sifon								
			REPRESA 2+125						1,340.00		0.16
2+125.00	2.71		ENTRADA	29.76	28.52	29.97	1.24	1.45			
2+150.00			SALIDA	29.63	28.42	29.82	1.21	1.40			
CAUDAL DERIVADO	0.31		Tomas de parcela hasta el sifon								
			REPRESA Sardinal						1,675.00		0.31
3+825.00	2.40		ENTRADA	29.37	28.16	29.56	1.21	1.40			
3+850.00			SALIDA	29.20	28.06	29.41	1.14	1.35			
3+866.00	2.40	2.40	ENTRADA SIFON Sardinal	29.20	28.06	29.41	1.14	1.35			
3+930.00			SALIDA SIFON Sardinal	29.13	27.99	29.34	1.14	1.35			
CAUDAL DERIVADO	0.28		Tomas de parcela hasta el sifon								
			REPRESA Salitral						1,550.00		0.28
5+400.00	2.12		ENTRADA	28.91	27.77	29.12	1.14	1.35			
5+425.00			SALIDA	28.74	27.67	28.92	1.07	1.25			
6+130.00	2.12	2.12	ENTRADA SIFON Salitral	28.64	27.57	28.82	1.07	1.25			
6+205.00			SALIDA SIFON Salitral	28.48	27.41	28.66	1.07	1.25			
6+587.00	0.19		Toma CA 2-6	28.42	27.35	28.60	1.07	1.25			
7+578.00	0.02		Toma CA 2-8	28.27	27.20	28.45	1.07	1.25			
CAUDAL DERIVADO	0.32		Tomas antes de represa y canales								
			REPRESA 7+620						2,195.00		0.32
7+620.00	1.80		ENTRADA	28.26	27.19	28.44	1.07	1.25			
7+645.00			SALIDA	28.29	27.12	28.47	1.17	1.35			
CAUDAL DERIVADO	0.07		Tomas antes de represa								
			REPRESA 8+675						1,097.00		0.07
8+675.00	1.80		ENTRADA	28.14	26.97	28.42	1.17	1.45			
8+700.00			SALIDA	28.07	26.90	28.25	1.17	1.35			
CAUDAL DERIVADO	0.32		Tomas antes de represa								
			REPRESA 9+875						2,230.00		0.32
9+875.00	1.42		ENTRADA	27.89	26.72	28.07	1.17	1.35			
9+900.00			SALIDA	27.75	26.65	27.95	1.10	1.30			
10+150.00	1.42		Vertedor de excedencias	27.72	26.62	27.92	1.10	1.30			
10+160.00	1.42	1.42	ENTRADA SIFON Palmas	27.71	26.61	27.91	1.10	1.30			
10+324.00			SALIDA SIFON Palmas	27.51	26.41	27.71	1.10	1.30			
CAUDAL DERIVADO	0.22		Tomas antes de represa y canales								
			REPRESA 10+630						730.00		0.22
10+630.00	1.20		ENTRADA	27.47	26.37	27.67	1.10	1.30			
10+655.00			SALIDA	27.42	26.32	27.62	1.10	1.30			
10+958.00	1.20		Agua potable (Papagayo, Urraca y AyA)	27.37	26.27	27.57	1.10	1.30			

9.8. Anexo 8. Sitio de entrega de agua para tratamiento de agua potable CA1.



9.9. Anexo 9. Sitio de entrega de agua para tratamiento de agua potable y sector turismo CA2.



9.10. Anexo 10. Caudales de diseño y dimensiones de los sifones invertidos propuestos

Sifones Canal Alto 1																
ESTACION	CAUDAL DE DISEÑO	LONGITUD ESTIMADA	DIAMETRO (M)	b	y	H	V	ESTACION DE ENTRADA B	ESTACION DE SALIDA G	ELEVACION DE ENTRADA B	ELEVACION C	ELEVACION F	ELEVACION DE SALIDA G	RIO O QUEBRADA	PERDIDA SIFON	PERDIDA DISPONIBLE
2+900.00	1.45	274.07	1.5	1.25	0.97	1.15	0.82	2+900.00	3+181.00	28.42	27.76	27.50	28.25	PALMAS	0.169	0.173
5+904.00	1.35	45.45	1.35	1.25	0.97	1.15	0.94	5+904.00	5+958.00	27.52	26.90	26.77	27.44	-	0.080	0.083
6+163.00	1.35	47.21	1.35	1.25	0.94	1.15	0.94	6+163.00	6+218.00	27.40	26.71	26.65	27.31	-	0.082	0.083
8+479.00	1.22	50.09	1.2	1.00	0.96	1.15	1.08	8+479.00	8+534.00	26.77	26.21	26.04	26.64	RIO GALLINA	0.128	0.133
9+027.00	0.42	209.35	0.9	0.75	0.51	0.70	0.66	9+027.00	9+240.00	26.53	26.04	25.79	26.37	LA GALLINA	0.163	0.296
10+792.00	0.21	98.38	0.8	0.60	0.00	0.00	0.43	10+792.00	10+894.00	25.56	25.20	25.14	25.54	RIO BELEN	0.020	0.058

Sifones Canal Alto 2																
ESTACION	CAUDAL DE DISEÑO	LONGITUD ESTIMADA	DIAMETRO (M)	b	y	H	V	ESTACION DE ENTRADA B	ESTACION DE SALIDA G	ELEVACION DE ENTRADA B	ELEVACION C	ELEVACION F	ELEVACION DE SALIDA G	RIO O QUEBRADA	PERDIDA SIFON	PERDIDA DISPONIBLE
0+800.00	2.86	70.43	2.13	1.50	1.24	1.45	0.80	0+800.00	0+883.00	28.77	27.66	27.59	28.73	San Blas	0.041	0.04
1+515.00	2.86	54.48	2.13	1.50	1.24	1.45	0.80	1+515.00	1+582.00	28.64	27.49	27.54	28.60	-	0.037	0.04
3+866.00	2.40	55.27	1.8	1.50	1.14	1.35	0.94	3+866.00	3+930.00	28.06	27.18	27.09	27.99	Sardinal	0.069	0.07
6+130.00	2.12	66.36	1.5	1.50	1.07	1.25	1.20	6+130.00	6+208.00	27.57	26.97	26.66	27.41	Sardinal	0.16	0.16
10+160.00	1.42	161.37	1.35	1.25	1.10	1.30	0.99	10+160.00	10+324.00	26.61	26.08	25.74	26.41	Palmas	0.20	0.20

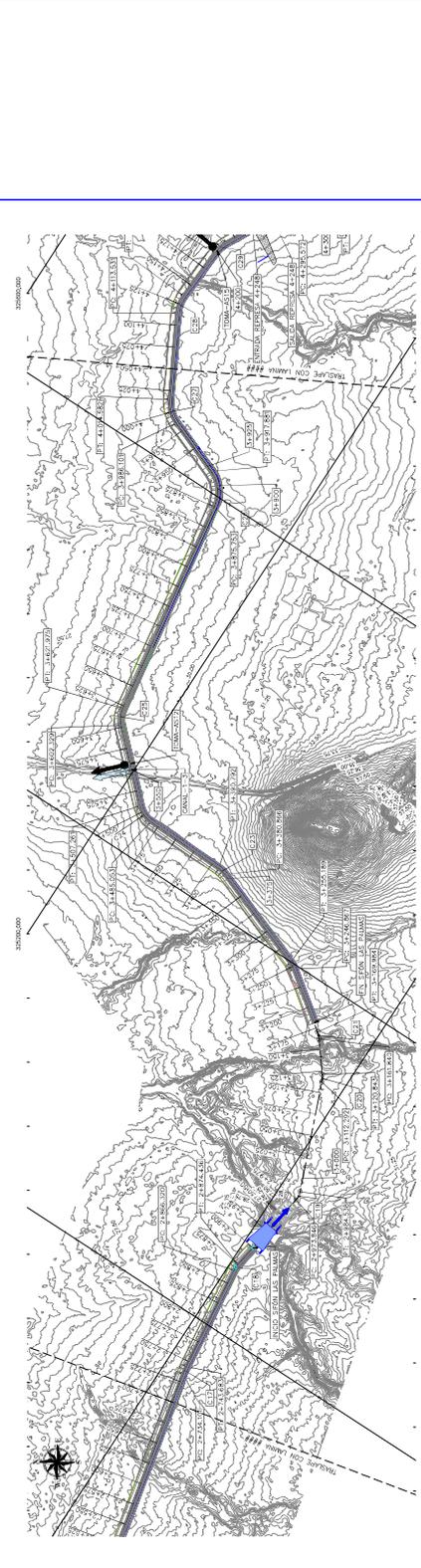


TABLA DE COORDENADAS

PUNTO	COORDENADA NORTE (N)	COORDENADA ESTE (E)	DESCRIP.
223	3247828.84	1156697.370	28.430 INICIO SEÑAL LAS PAMAS
224	3248692.001	1156644.141	28.250 FIN SEÑAL LAS PAMAS
201	3250528.77	1156515.223	29.150 CANAL-1-3
187	3252572.666	1156510.074	29.146 TORMA-0572

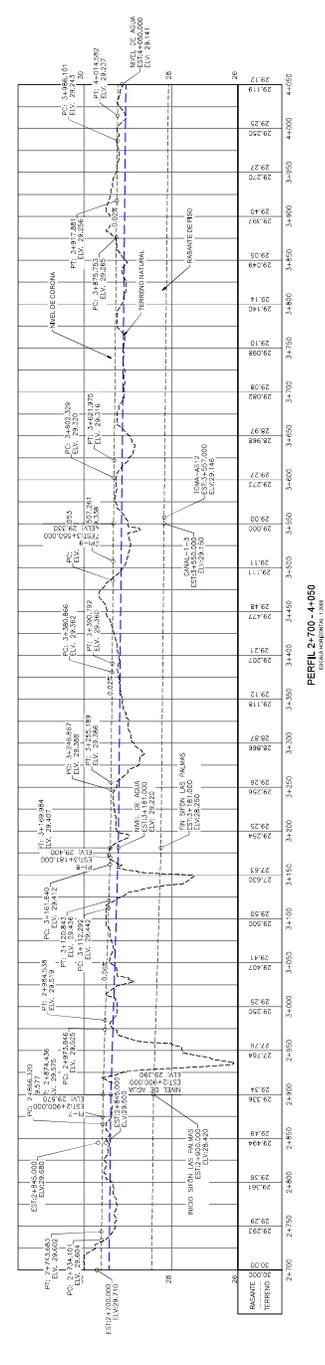
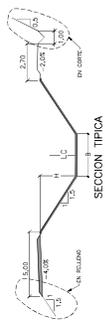
TABLA DE CURVAS HORIZONTALES

P.I.	ESTACION	RADIO	LONGITUD	CORDENADA NORTE (N)	CORDENADA ESTE (E)	DELTA
C17	2+718.895	100.000	8.582	3247748.895	1156662.282	59.926°
C18	2+740.403	30.000	8.116	3247676.404	1156672.299	15.307°
C19	2+779.422	20.000	10.652	3247572.714	1156675.298	30.375°
C20	2+816.597	30.000	8.655	3248288.895	1156691.216	18.197°
C21	2+853.937	30.000	8.143	3248747.477	1156650.582	15.759°
C22	2+912.055	30.000	8.233	3249030.881	1156652.695	15.747°
C23	2+946.664	30.000	25.229	3251433.241	1156562.846	18.726°
C24	2+989.007	30.000	19.644	3254272.714	1156722.223	23.717°
C25	3+189.007	40.000	42.738	325261.881	1155988.244	62.727°
C27	4+050.275	40.000	28.481	3253021.158	1155946.430	46.747°
C28	4+124.274	40.000	17.813	3254462.214	1155830.250	31.147°

PLANTA 2+700 - 4+050
COORDENADAS EN UTM

TABLA DE DATOS DE LAS CURVAS HORIZONTALES

Curva	Radio (m)	Longitud (m)	Delta (grados)	Coordenada Norte (m)	Coordenada Este (m)
C17	100	8.582	59.926	3247748.895	1156662.282
C18	30	8.116	15.307	3247676.404	1156672.299
C19	20	10.652	30.375	3247572.714	1156675.298
C20	30	8.655	18.197	3248288.895	1156691.216
C21	30	8.143	15.759	3248747.477	1156650.582
C22	30	8.233	15.747	3249030.881	1156652.695
C23	30	25.229	18.726	3251433.241	1156562.846
C24	30	19.644	23.717	3254272.714	1156722.223
C25	40	42.738	62.727	325261.881	1155988.244
C27	40	28.481	46.747	3253021.158	1155946.430
C28	40	17.813	31.147	3254462.214	1155830.250

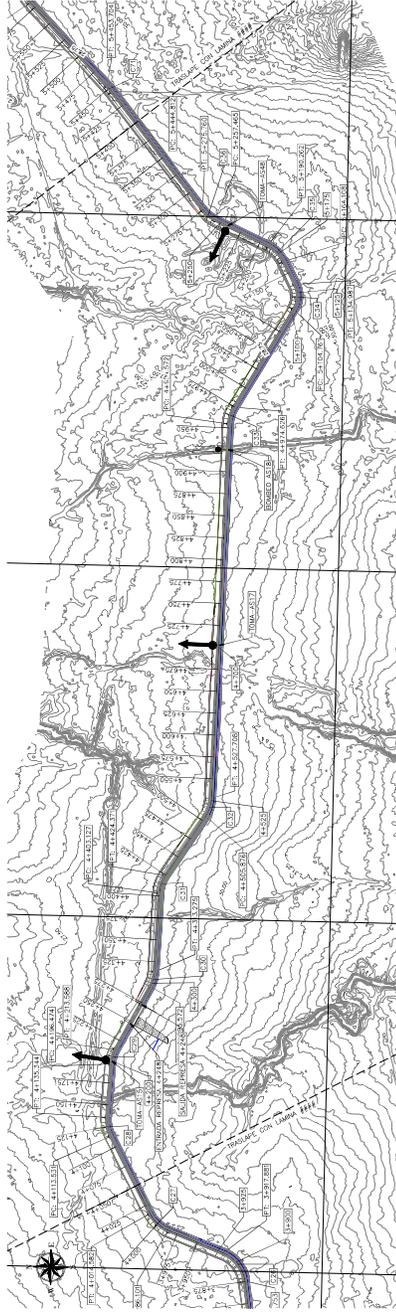


PERFIL 2+700 - 4+050
ELEVACIONES EN M

senara
SISTEMAS DE INGENIERIA

PROYECTO DE OBRAS DE INFRAESTRUCTURA
Red de Distribución Bloque 4
Cerro Alto Tramo 1

PROVINCIA:	CONDICION:	ESTADO:	FECHA:
DEPARTAMENTO:	TIPO DE OBRA:	FECHA DE ENTREGA:	FECHA DE EJECUCION:
senara			
PROYECTO DE OBRAS DE INFRAESTRUCTURA			
CENTRO ADMINISTRATIVO: CAJAMARCA			
PROYECTO: OBRAS DE INFRAESTRUCTURA			
INDICACIONES DEL PROYECTO:			
INDICACIONES DEL DISEÑO:			



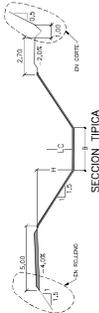
PLANTA 4+050 - 5+400
COORDENADAS UTM

TABLA DE CURVAS HORIZONTALES

P.I.	ESTACION	LONGITUD	COORDENADA X	COORDENADA Y	DELTA	
C27	4+100.00	40.000	28.491	3252861.526	1352849.533	46.72467
C28	4+124.716	40.000	21.813	3254483.214	1355048.793	31.74497
C29	4+202.164	40.000	17.113	3254483.214	1355726.061	24.50467
C30	4+324.271	40.000	17.703	3252861.526	1355670.533	30.72167
C31	4+414.236	40.000	21.243	3252861.526	1355050.853	30.72167
C32	4+437.229	40.000	21.837	3252861.526	1355733.833	31.74207
C33	4+437.229	40.000	21.837	3252861.526	1355733.833	31.74207
C34	5+137.287	30.000	30.325	3252861.526	1344889.861	29.72327
C35	5+177.271	40.000	26.184	3252761.794	1344821.236	30.72247
C36	5+265.275	40.000	16.296	3252861.526	1344796.237	26.72297
C71	5+443.281	100.000	8.495	3254732.271	1344667.036	65.92467

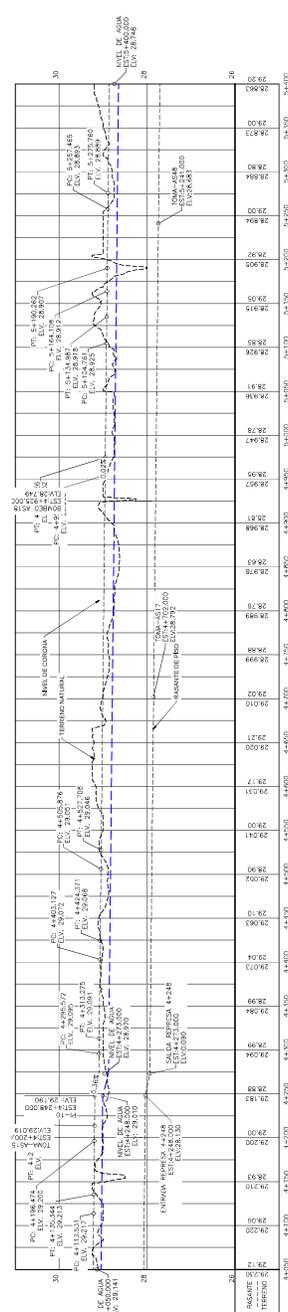
TABLA DE COORDENADAS

PUNTO	COORDENADA X (UTM)	COORDENADA Y (UTM)	ELEVACION	DESCRIP.
188	3254483.214	1355048.793	2821.9	TOMA 4515
203	3254483.214	1355048.793	2821.9	TOMA 4515
199	3252861.526	1355050.853	2821.9	TOMA 4515
202	3252861.526	1355050.853	2821.9	TOMA 4515
196	3252861.526	1355050.853	2821.9	TOMA 4515



SECCION TIPICA

Estacion	Coordenada X	Coordenada Y	Elevacion
4+000	28.491	3252861.526	2821.9
4+050	21.813	3254483.214	2821.9
4+100	17.113	3254483.214	2821.9
4+150	17.703	3252861.526	2821.9
4+200	17.703	3252861.526	2821.9
4+250	21.243	3252861.526	2821.9
4+300	21.837	3252861.526	2821.9
4+350	21.837	3252861.526	2821.9
4+400	21.837	3252861.526	2821.9
4+450	26.184	3252761.794	2821.9
4+500	16.296	3252861.526	2821.9
4+550	8.495	3254732.271	2821.9



PERFIL 4+050 - 5+400
ELEVACIONES EN METROS

senara
SISTEMAS DE INGENIERIA

PROYECTO DE OBRAS DE INFRAESTRUCTURA
**Red de Distribución Bloque 4
Calle Alto Tambo 1**

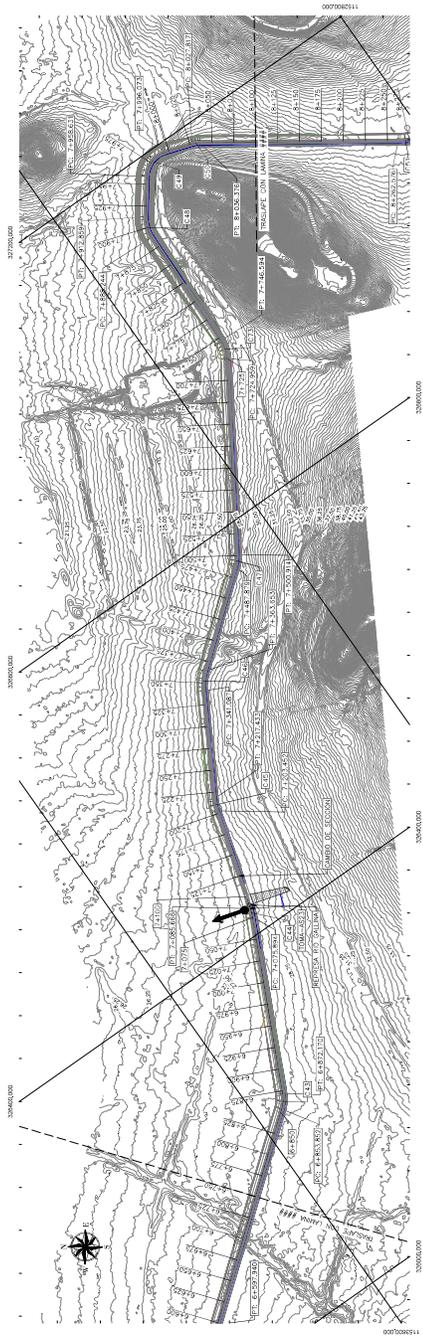
PROVINCIA	CANTON	DISTRITO	PARROQUIA	ZONA
EL ZAMORA CHINCHIPE	EL CAYADO	EL CAYADO	EL CAYADO	EL CAYADO

senara
CENTRO NACIONAL DE INVESTIGACIONES Y DESARROLLO TECNOLÓGICO

PROYECTO RESPONSABLE DE EJECUCIÓN: JAVIER F. ...
PROYECTO RESPONSABLE DE DISEÑO: ...
PROYECTO RESPONSABLE DE VERIFICACIÓN: ...

INDICADOR DE AVANCE

EVALUACIÓN	REVISIÓN	AUTORIZACIÓN	LÍNEA
...



PLANTA 6+750-8+100
ESCALA: 1:500

TABLA DE COORDENADAS

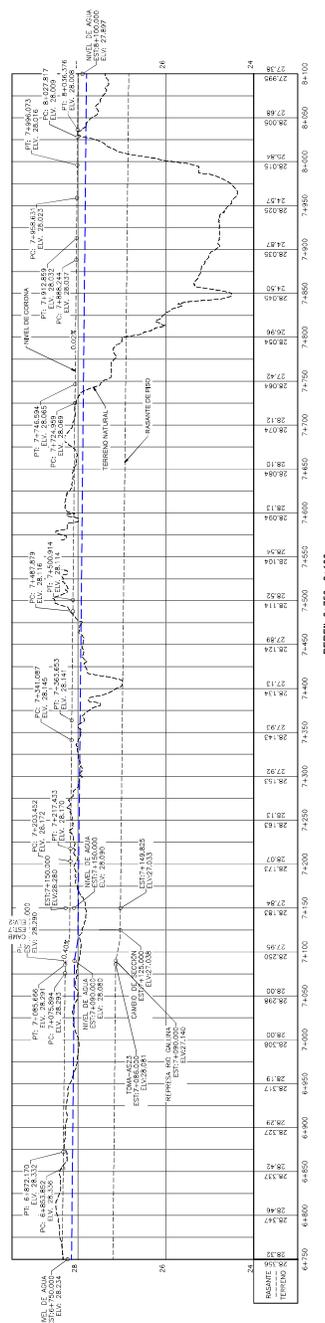
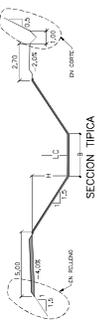
PUNTO	COORDENADA X (M)	COORDENADA Y (M)	DESCRIP.
133	326466.89	1152468.80	28+581
210	326466.34	1152462.71	27+208

TABLA DE CURVAS HORIZONTALES

PI.	ESTACION	RADIO	LONGITUD	COORDENADA X DELA	COORDENADA Y DELA
C43	7+483.075	40.000	18.317	3262248.03	1152558.846
C44	7+493.391	60.000	9.771	3264243.661	1153470.114
C45	7+510.474	60.000	13.881	3265442.058	1154443.424
C46	7+522.005	60.000	22.897	326771.359	1153255.098
C47	7+535.048	40.000	13.020	326791.255	1153255.098
C48	7+548.055	40.000	17.834	326986.054	1153763.000
C49	7+561.011	40.000	17.834	327181.852	1153763.000
C50	7+574.018	30.000	37.469	327377.652	1153763.000

TABLA DE DATOS DE LAS CURVAS HORIZONTALES

PI	ESTACION	RADIO	LONGITUD	COORDENADA X DELA	COORDENADA Y DELA
C43	7+483.075	40.000	18.317	3262248.03	1152558.846
C44	7+493.391	60.000	9.771	3264243.661	1153470.114
C45	7+510.474	60.000	13.881	3265442.058	1154443.424
C46	7+522.005	60.000	22.897	326771.359	1153255.098
C47	7+535.048	40.000	13.020	326791.255	1153255.098
C48	7+548.055	40.000	17.834	326986.054	1153763.000
C49	7+561.011	40.000	17.834	327181.852	1153763.000
C50	7+574.018	30.000	37.469	327377.652	1153763.000



PERFIL 6+750-8+100
ESCALA: 1:500

senara
paacume

Red de Distribución Bloque 4
Cerro Alto Tramo 1

PROYECTO DE INGENIERIA: **Red de Distribución Bloque 4 Cerro Alto Tramo 1**

PROYECTANTE: **senara paacume**

PROYECTADO POR: **CELESTINO ARANDA, S-014388111**

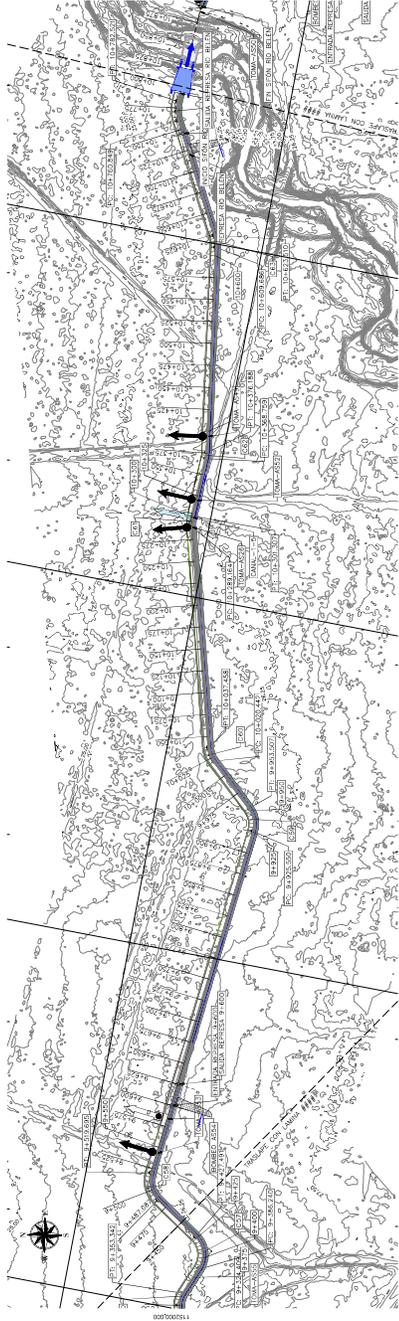
PROYECTADO EN: **LAJUNTA**

PROYECTADO PARA: **COMANDO EN JEFE FUERZA ARMADA PERUANA**

PROYECTADO PARA: **COMANDO EN JEFE FUERZA ARMADA PERUANA**

INDICADO POR: **INDICADO POR**

PROYECTADO POR:	CELESTINO ARANDA, S-014388111
PROYECTADO EN:	LAJUNTA
PROYECTADO PARA:	COMANDO EN JEFE FUERZA ARMADA PERUANA
PROYECTADO PARA:	COMANDO EN JEFE FUERZA ARMADA PERUANA
INDICADO POR:	INDICADO POR



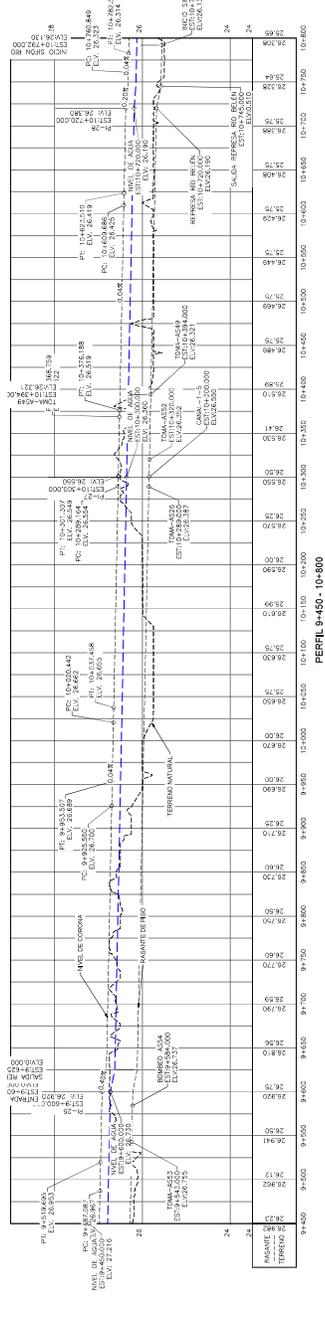
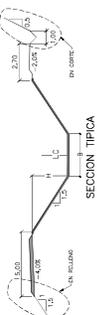
PLANTA 94450 - 10+800

ESCALA: HORIZONTAL 1:500

PUNTO	COORDENADA X (M)	COORDENADA Y (M)	DESCRIP.
195	327254.98	1151800.00	TOMA-6513
231	327252.005	1151783.229	EMBUDO-4554
196	327261.628	1151712.929	TOMA-6506
202	327265.303	1151711.093	CANAL-1+5
197	327261.878	1151709.072	TOMA-6532
198	327265.038	1151707.231	TOMA-6509
203	327265.038	1151707.231	REPERICION-800
219	327252.287	1150594.422	REGLO-800
218	327252.644	1150592.562	FIN SECCION-800

PI	ESTACION	RAIO	LONGITUD	COORDENADA X (M)	COORDENADA Y (M)	DELTA
C57	9+438.275	10.000	41.251	327448.777	1151927.730	184.470°
C58	9+450.211	10.000	32.407	327458.317	1151871.236	167.473°
C59	9+463.217	10.000	27.857	327466.041	1151834.410	153.241°
C60	15+925.186	10.000	17.815	327591.077	1151733.215	182.744°
C61	15+935.283	40.000	12.143	327626.566	1151718.864	173.236°
C62	15+937.684	40.000	7.859	327617.088	1151706.029	159.827°
C63	15+940.211	40.000	3.000	327617.088	1151693.029	146.419°
C64	15+931.668	40.000	27.462	327704.233	1150636.884	112.225°

Estacion	Alto	Grado	Radio	Longitud	Coordenada X	Coordenada Y
9+438.275	10.000	184.470	41.251	327448.777	1151927.730	
9+450.211	10.000	167.473	32.407	327458.317	1151871.236	
9+463.217	10.000	153.241	27.857	327466.041	1151834.410	
15+925.186	10.000	182.744	17.815	327591.077	1151733.215	
15+935.283	40.000	173.236	12.143	327626.566	1151718.864	
15+937.684	40.000	159.827	7.859	327617.088	1151706.029	
15+940.211	40.000	146.419	3.000	327617.088	1151693.029	
15+931.668	40.000	112.225	27.462	327704.233	1150636.884	

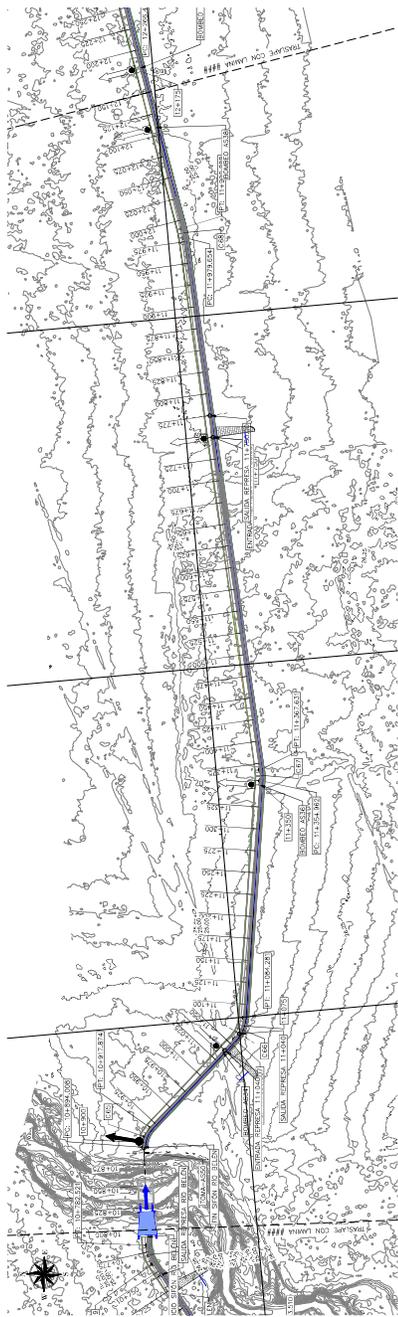


paacume
Planificación y Asesoramiento en Ingeniería Civil

Red de Distribución Bloque 4
Calle Alto Tramo 1

PROYECTANTE	PAACUME	AUTOR	PAACUME	REVISOR	PAACUME
COORDINADOR	PAACUME	PROYECTANTE	PAACUME	REVISOR	PAACUME
senatara					
CORPORACIÓN SENATARA S.A.S.					
PROYECTO RESPONSABLE DE EJECUCIÓN: JAVIER F. ...					
PROYECTO RESPONSABLE DE DISEÑO: JAVIER F. ...					
PROYECTO RESPONSABLE DE VERIFICACIÓN: JAVIER F. ...					
INDICADO POR: ...					

ESCALA:	HORIZONTAL	VERTICAL	LÁMINA	PP-108
FECHA:



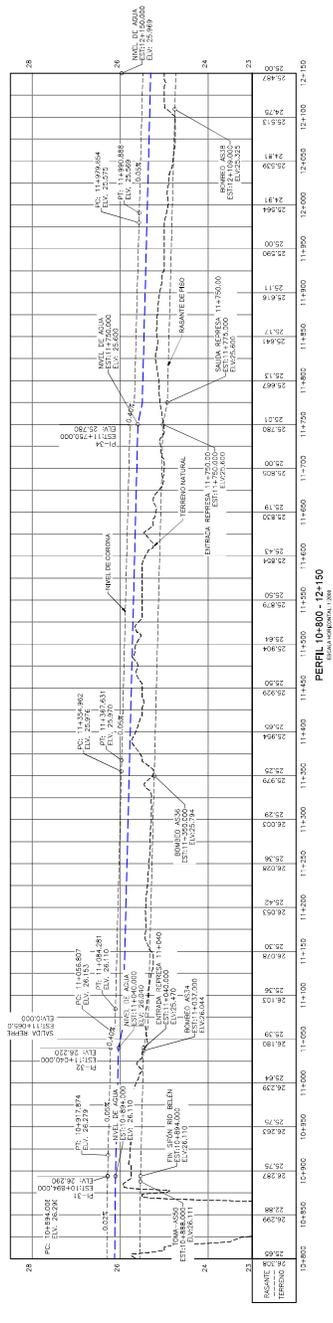
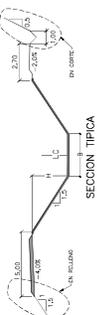
PLANTA 10+800 - 12+150
ESCALA: 1:500

TABLA DE COORDENADAS

PUNTO	COORDENADA X (M)	COORDENADA Y (M)	ELEVACION (M)	DESCRIP.
217	327726.287	1190834.422	26.33	INDO SFOM RIO BELÉN
218	327720.54	1190833.252	26.10	FIN SFOM RIO BELÉN
198	327720.466	1190844.544	26.11	TOMA-A-6554
230	327802.932	1190833.697	26.94	BOMBEO-A-554
229	327701.050	1190838.498	25.784	BOMBEO-A-555
228	327688.639	1190838.372	25.820	BOMBEO-A-557
227	327688.639	1190838.372	25.820	BOMBEO-A-558
226	327688.639	1190838.372	25.820	BOMBEO-A-559
225	327688.639	1190838.372	25.820	BOMBEO-A-560
224	327688.639	1190838.372	25.820	BOMBEO-A-561
223	327688.639	1190838.372	25.820	BOMBEO-A-562
222	327688.639	1190838.372	25.820	BOMBEO-A-563
221	327688.639	1190838.372	25.820	BOMBEO-A-564
220	327688.639	1190838.372	25.820	BOMBEO-A-565
219	327688.639	1190838.372	25.820	BOMBEO-A-566
218	327688.639	1190838.372	25.820	BOMBEO-A-567
217	327688.639	1190838.372	25.820	BOMBEO-A-568
216	327688.639	1190838.372	25.820	BOMBEO-A-569
215	327688.639	1190838.372	25.820	BOMBEO-A-570
214	327688.639	1190838.372	25.820	BOMBEO-A-571
213	327688.639	1190838.372	25.820	BOMBEO-A-572
212	327688.639	1190838.372	25.820	BOMBEO-A-573
211	327688.639	1190838.372	25.820	BOMBEO-A-574
210	327688.639	1190838.372	25.820	BOMBEO-A-575
209	327688.639	1190838.372	25.820	BOMBEO-A-576
208	327688.639	1190838.372	25.820	BOMBEO-A-577
207	327688.639	1190838.372	25.820	BOMBEO-A-578
206	327688.639	1190838.372	25.820	BOMBEO-A-579
205	327688.639	1190838.372	25.820	BOMBEO-A-580
204	327688.639	1190838.372	25.820	BOMBEO-A-581
203	327688.639	1190838.372	25.820	BOMBEO-A-582
202	327688.639	1190838.372	25.820	BOMBEO-A-583
201	327688.639	1190838.372	25.820	BOMBEO-A-584
200	327688.639	1190838.372	25.820	BOMBEO-A-585
199	327688.639	1190838.372	25.820	BOMBEO-A-586
198	327688.639	1190838.372	25.820	BOMBEO-A-587
197	327688.639	1190838.372	25.820	BOMBEO-A-588
196	327688.639	1190838.372	25.820	BOMBEO-A-589
195	327688.639	1190838.372	25.820	BOMBEO-A-590
194	327688.639	1190838.372	25.820	BOMBEO-A-591
193	327688.639	1190838.372	25.820	BOMBEO-A-592
192	327688.639	1190838.372	25.820	BOMBEO-A-593
191	327688.639	1190838.372	25.820	BOMBEO-A-594
190	327688.639	1190838.372	25.820	BOMBEO-A-595
189	327688.639	1190838.372	25.820	BOMBEO-A-596
188	327688.639	1190838.372	25.820	BOMBEO-A-597
187	327688.639	1190838.372	25.820	BOMBEO-A-598
186	327688.639	1190838.372	25.820	BOMBEO-A-599
185	327688.639	1190838.372	25.820	BOMBEO-A-600

TABLA DE CURVAS HORIZONTALES

P.V.	ESTACION	RADIO	LONGITUD	COORDENADA X	COORDENADA Y	DELTA
C64	10+711.608	40.000	21.472	327726.287	1190834.422	1102336°
C65	11+064.613	60.000	23.866	327720.54	1190833.252	1102336°
C66	11+497.111	60.000	27.474	327562.389	1190844.544	1102336°
C67	11+861.333	60.000	12.699	327946.237	1190833.697	1102336°
C68	11+985.277	60.000	11.233	327884.783	1190838.498	1102336°



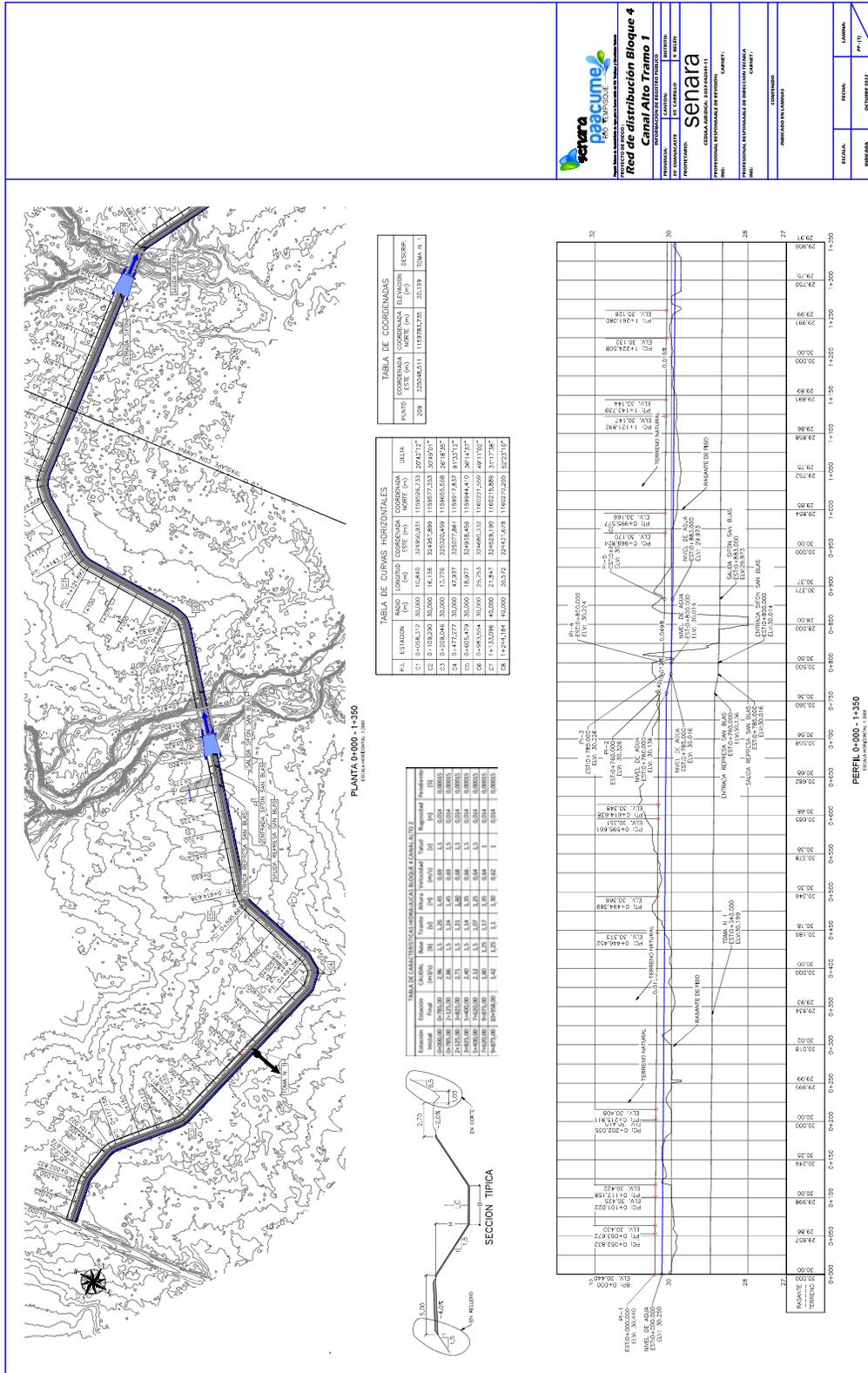


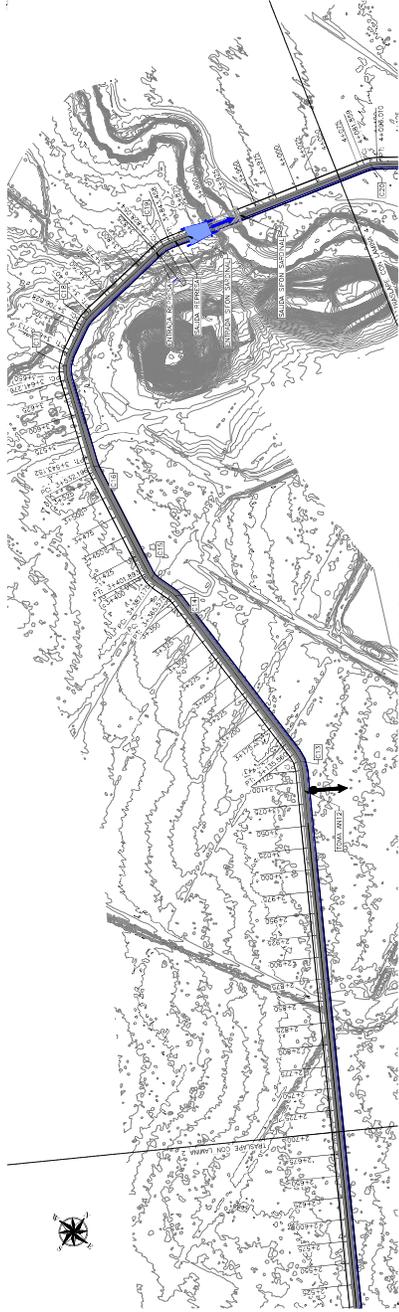
Senara Paacume
Asesoría y Ejecución de Proyectos

**Red de Distribución Bloque 4
Calle Alto Tramo 1**

PROVINCIA:	GUAYAS	CANTÓN:	PAACUME
PARROQUIA:	PAACUME	SECCION:	PAACUME
PROYECTO:	Red de Distribución Bloque 4 Calle Alto Tramo 1		
FECHA:	15/08/2017		
INGENIERO RESPONSABLE DE PROYECTO:	JAVIER F. CARRERA		
INGENIERO RESPONSABLE DE DISEÑO:	JAVIER F. CARRERA		
INGENIERO RESPONSABLE DE VERIFICACION:	JAVIER F. CARRERA		
INDICACIONES:			

9.12. Anexo 12. Planos finales del diseño Canal Alto 2.



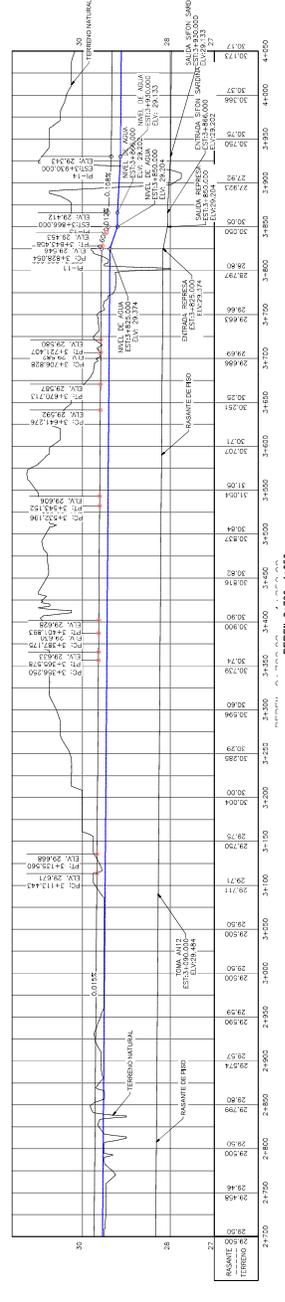
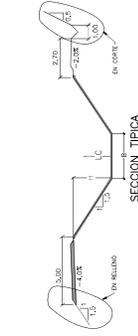


PLANTA 2+700 - 4+050
CANAL NATURAL 1:200

PUNTO	COORDENADA ESTE (m)	COORDENADA NORTE (m)	ELEVACION (m)	DESCRIPCIÓN
Z10	224270.040	110857.258	26.004	TIERRA NATURAL

P.I.	ESTACION	LONGITUD	COORDENADA X	COORDENADA Y	DELTA	
C13	3+124.292	40.000	22.118	34252.932	118.883.884	317.021*
C14	3+164.292	30.000	9.828	33881.754	118.892.215	17.463.92*
C15	3+194.292	30.000	14.718	33387.791	118.934.468	287.012*
C16	3+234.292	60.000	10.845	32066.405	118.992.460	1077.42*
C17	3+294.292	40.000	79.817	32068.474	118.909.448	4769.92*
C18	3+334.292	40.000	14.579	32294.675	118.216.206	3770.31*
C19	3+374.292	40.000	15.401	32290.083	118.227.257	2270.35*

Estación	Elevación	Canal	Boca	Tipología	Alfalfa	Intensidad	Tamaño	Regulación	Previsión
2+700.00	27.000	2.00	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0.0001
2+750.00	27.000	2.00	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0.0001
2+800.00	27.000	2.00	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0.0001
2+850.00	27.000	2.00	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0.0001
2+900.00	27.000	2.00	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0.0001
2+950.00	27.000	2.00	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0.0001
3+000.00	27.000	2.00	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0.0001
3+050.00	27.000	2.00	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0.0001
3+100.00	27.000	2.00	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0.0001
3+150.00	27.000	2.00	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0.0001
3+200.00	27.000	2.00	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0.0001
3+250.00	27.000	2.00	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0.0001
3+300.00	27.000	2.00	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0.0001
3+350.00	27.000	2.00	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0.0001
3+400.00	27.000	2.00	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0.0001
3+450.00	27.000	2.00	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0.0001
3+500.00	27.000	2.00	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0.0001
3+550.00	27.000	2.00	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0.0001
3+600.00	27.000	2.00	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0.0001
3+650.00	27.000	2.00	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0.0001
3+700.00	27.000	2.00	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0.0001
3+750.00	27.000	2.00	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0.0001
3+800.00	27.000	2.00	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0.0001
3+850.00	27.000	2.00	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0.0001
3+900.00	27.000	2.00	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0.0001
3+950.00	27.000	2.00	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0.0001
4+000.00	27.000	2.00	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0.0001
4+050.00	27.000	2.00	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0.0001



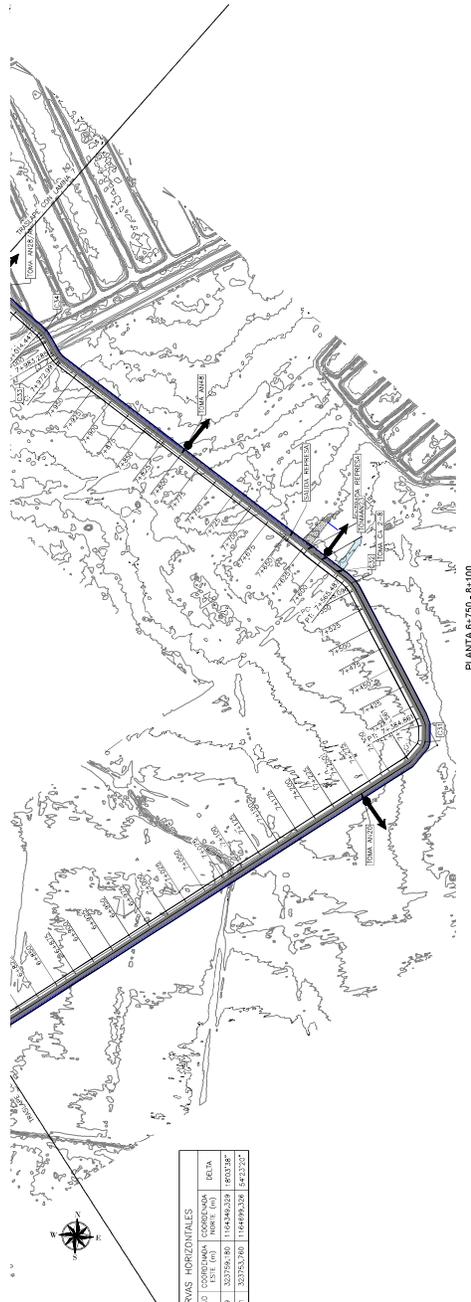
PERFIL 2+700 - 4+050
CANAL NATURAL 1:200

Senara
SERVICIO NACIONAL DE AGUA POTABLE Y
SANEAMIENTO RURAL

Proyecto de Infraestructura
Red de Distribución Bloque 4
Ceja Alta Tramo 1

PROYECTANTE	FECHA	ESTADO	DISEÑO	REVISIÓN	AUTORIZACIÓN
SENARA	2024	ESTUDIO	ESTUDIO	ESTUDIO	ESTUDIO

INDICAR EL RESPONSABLE DE ESTOS DATOS



CURVAS HORIZONTALES

P.I.	ESTACION	COORDENADA NORTE (m)	COORDENADA ESTE (m)	DELLA
609	323758.246	1144488.259	820738*	
971	323755.246	1144488.259	542325*	

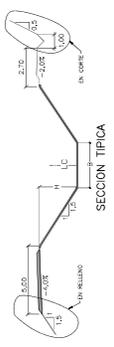


TABLA DE CALIDADES Y CALIDADES BLOQUE CANALIZADA

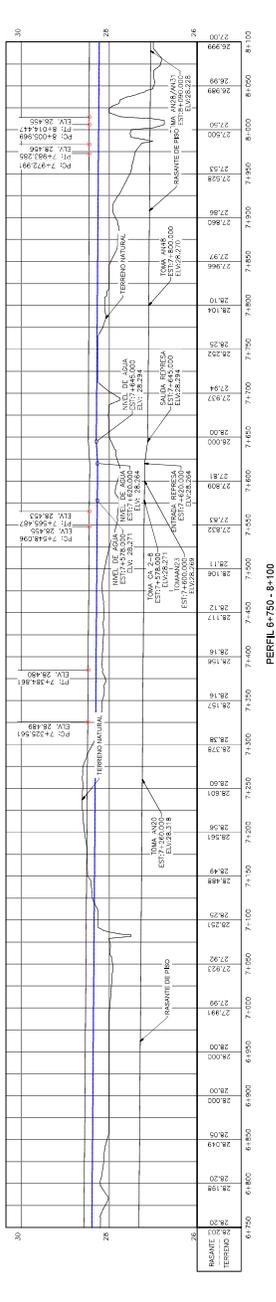
Estacion	Elevacion	Calidad	Base	Tamaño	Alteza	Inclinacion	Tamaño	Regulacion	Permeabilidad
20000.00	20700.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20700.00	21200.00	2.00	1.5	1.28	1.45	0.00	1.5	0.004	0.0001
21200.00	21700.00	2.00	1.5	1.28	1.45	0.00	1.5	0.004	0.0001
21700.00	22200.00	2.00	1.5	1.28	1.45	0.00	1.5	0.004	0.0001
22200.00	22700.00	2.00	1.5	1.28	1.45	0.00	1.5	0.004	0.0001
22700.00	23200.00	2.00	1.5	1.28	1.45	0.00	1.5	0.004	0.0001
23200.00	23700.00	2.00	1.5	1.28	1.45	0.00	1.5	0.004	0.0001
23700.00	24200.00	2.00	1.5	1.28	1.45	0.00	1.5	0.004	0.0001
24200.00	24700.00	2.00	1.5	1.28	1.45	0.00	1.5	0.004	0.0001
24700.00	25200.00	2.00	1.5	1.28	1.45	0.00	1.5	0.004	0.0001

TABLA DE CURVAS HORIZONTALES

P.I.	ESTACION	COORDENADA NORTE (m)	COORDENADA ESTE (m)	DELLA
C27	742627.178	40.000	94.000	324407.115
C27	742627.178	40.000	94.000	324407.115
C27	742627.178	40.000	94.000	324407.115
C27	742627.178	40.000	94.000	324407.115
C27	742627.178	40.000	94.000	324407.115
C27	742627.178	40.000	94.000	324407.115
C27	742627.178	40.000	94.000	324407.115
C27	742627.178	40.000	94.000	324407.115
C27	742627.178	40.000	94.000	324407.115
C27	742627.178	40.000	94.000	324407.115

TABLA DE CORDENADAS

PUNTO	COORDENADA NORTE (m)	COORDENADA ESTE (m)	ELEVACION (m)	DESBOMB.
21.3	324187.078	1163117.258	28.518	TOMA ANZO
198	324769.497	1163508.131	28.571	TOMA CA 2-8
218	324248.895	1162841.205	28.570	TOMA CA2
216	323855.305	1162665.204	28.228	TOMA ANZO/AN31



PERFIL 6+750 - 8+100
Escala horizontal: 1:500

paacume
PAACUMES S.A.S.

Proyecto de Mejoramiento de la Infraestructura de Agua Potable y Saneamiento Básico del Área Urbana de Trujillo

Red de Distribución Bloque 4

Tramo 1

PROYECTANTE	PAACUMES S.A.S.	DISEÑO	PAACUMES S.A.S.
ELABORADO	PAACUMES S.A.S.	REVISADO	PAACUMES S.A.S.
APROBADO	PAACUMES S.A.S.	VALIDADO	PAACUMES S.A.S.
FECHA	2024	ESTADO	FINAL

senara

SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO

CENTRO TECNOLÓGICO DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO

INDICADORES DE CALIDAD

INDICADOR	VALOR	UNIDAD
INDICADOR DE CALIDAD	VALOR	UNIDAD






Red de distribución Bloque 4
Cerro Alto Tronco I

PROYECTANTE	DISEÑADO	ELABORADO	AUTORIZADO
SENARA	SENARA	SENARA	SENARA

senara

CORPORACIÓN SENARA S.A. - INSTITUCIÓN DE FOMENTO

Escala	Fecha	Lamina	Folio
1:100	01/08/2011	PA-18	1/10