



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

## FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN

**PROYECTO EJECUTIVO PARA EL DISEÑO DE UN CANAL DE DESALOJO DE AGUA  
PLUVIAL DEBIDO A LAS INUNDACIONES EN EL HOSPITAL RURAL PROSPERA IMSS,  
MUNICIPIO DE AMANALCO DE BECERRA, EDO. DE MÉXICO**

Trabajo profesional

Que para obtener el título de

Licenciado en Ingeniería Civil

Presenta

Jorge Alberto Belmont Guadarrama

Asesor: Ing. Ricardo García Valdivia

Naucalpan, Estado de México, agosto 2021



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

## CONTENIDO

RESUMEN .....	IV
OBJETIVOS.....	V
OBJETIVO GENERAL .....	V
OBJETIVOS PARTICULARES.....	V
INTRODUCCIÓN.....	VI
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	VIII
JUSTIFICACIÓN .....	VIII
PROPUESTA .....	IX
CAPÍTULO 1. ESTUDIO HIDROLÓGICO.....	1
1.1. GENERALIDADES .....	1
1.2. CARACTERÍSTICAS FISIAGRÁFICAS DE LA CUENCA .....	2
1.2.1. Localización.....	2
1.2.2. Identificación de zonas vulnerables .....	2
1.2.3. Trazo del parteaguas de las cuencas de aportación a las instalaciones.....	2
1.2.4. Pendiente media del cauce principal.....	2
1.2.5. Método de Taylor y Schwarz.....	3
1.2.6. Tiempo de concentración.....	8
1.3. ANÁLISIS DE LA PRECIPITACIÓN .....	11
1.3.1. Estaciones Climatológicas.....	11
1.3.2. Polígonos de Thiessen. ....	11
1.3.3. Estación Amanalco de Becerra. ....	12
1.3.4. Estación Agua Bendita.....	13
1.3.5. Factor de ajuste .....	14
1.3.6. Funciones de distribución de probabilidad .....	14
1.3.7. Error Cuadrático mínimo .....	15
1.3.8. Análisis para la estación Amanalco de Becerra. ....	16
1.3.9. Análisis para la estación Agua Bendita. ....	17
1.3.10. Media ponderada de alturas de precipitación máxima 24 horas.....	19
1.3.11. Fórmula de precipitación duración-periodo de retorno obtenidas por Bell.....	20
1.3.12. Fórmula de precipitación-duración-periodo de retorno obtenidas por Chen.....	23
1.3.13. Comparativa entre los dos métodos de Intensidad-Duración-Periodo de Retorno.....	25
1.4. MODELO LLUVIA ESCURRIMIENTO .....	29
1.4.1. Cobertura y uso del suelo .....	29
1.4.2. Edafología de la cuenca de aportación. ....	30
1.4.3. Número de curva de escurrimientos.....	30
1.4.4. Método de Chow.....	37
1.4.5. Método del Hidrograma Unitario Triangular. ....	45
1.4.6. Método Racional Americano.....	46
1.4.7. Modelamiento de la cuenca en HEC-HMS.....	49
1.4.8. Conclusiones del estudio hidrológico.....	53
CAPÍTULO 2. DISEÑO DEL CANAL .....	54
2.1. ESTUDIO TOPOGRÁFICO .....	54
2.1.1. Topografía. ....	54

2.1.2.	Problemática del sitio.....	56
2.1.3.	Selección del punto de descarga.....	56
2.1.4.	Trazo horizontal del canal.....	57
2.2.	<b>DISEÑO DEL CANAL.....</b>	<b>58</b>
2.2.1.	Selección de la geometría del canal.....	58
2.2.2.	Ejemplo real de aplicación en el proyecto:.....	62
2.2.3.	Transición.....	65
2.2.4.	Diseño estructural.....	66
2.2.5.	Cantidades de obra.....	67
<b>CAPÍTULO 3.</b>	<b>TRÁNSITO DE AVENIDAS.....</b>	<b>69</b>
3.1.	Modelamiento hidráulico con HEC-RAS.....	69
3.1.1.	Resultados de los modelamientos hidráulicos con HEC-RAS.....	72
	<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>77</b>
	<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>78</b>
	<b>ANEXOS.....</b>	<b>80</b>



## **RESUMEN**

Diseño de un canal para evitar inundación en una zona vulnerable de inundación aplicando hidráulica de canales, y herramientas digitales de modelo hidráulico.

Este trabajo es un proyecto ejecutivo del diseño de un canal de concreto armado que tiene como fin de evitar problemas de inundación en una zona marginal a un río, haciendo uso de modelos hidrológicos convencionales y la utilización de HEC-HMS. Aplicando las ecuaciones hidráulicas para flujos abiertos conociendo previamente datos esenciales obtenidos del estudio hidrológico se diseña el canal y se compara el resultado con HEC-RAS.

# Objetivos

## Objetivo General

Realizar un proyecto ejecutivo para desalojar agua pluvial que afecta anualmente a las instalaciones del hospital rural prospera del IMSS en el municipio de Amanalco de Becerra, Estado de México. El plan consta del diseño un canal trapezoidal de concreto armado que descargará al río Amanalco.

El proyecto que cuenta con topografía desde 200 metros aguas arriba del hospital, hasta el efluente del río Amanalco; tiene la finalidad de proyectar una infraestructura hidráulica y tener los parámetros necesarios para realizar el estudio hidrológico que será la base para dimensionar las medidas del canal, y posterior análisis del funcionamiento hidráulico.

## Objetivos particulares

Para la realización de este tipo de infraestructura, se requiere hacer previamente estudios topográficos, hidrológicos, impacto ambiental, de factibilidad etc. En este trabajo, se centrará en el estudio hidrológico, y análisis hidráulico de la avenida máxima, por el hecho de que para diseñar cualquier infraestructura hidráulica se requiere conocer el caudal con la que trabajará el canal. Posteriormente conociendo el gasto de diseño que se desearía controlar, se diseñará un canal que pueda desalojar el agua pluvial de manera segura y eficaz. Para la comprobación de los resultados se utilizará software especializado para los cálculos hidráulicos.

Este trabajo detallará el proceso para la realización de un estudio hidrológico, ilustrando la formulación, metodología, teoría y desarrollo de las ecuaciones utilizadas para determinar el gasto del punto de interés. Por lo tanto, el tema con más relevancia será el estudio hidrológico. Para el diseño hidráulico se discutirán las ecuaciones utilizadas para canales, el desarrollo y justificación del dimensionamiento del canal. Por último, se realiza una simulación del canal con un gasto permanente asociado al gasto máximo de un hidrograma calculado en la primera parte de este trabajo que es el estudio hidrológico; el motivo de la simulación es para comprobar que los tirantes no excedan los bordos del canal y comprobar el correcto funcionamiento de este.

## INTRODUCCIÓN

El agua como es bien sabido es fundamental para la vida y desarrollo económico, sin embargo, el agua también presenta problemas al humano por modificar o alterar los cauces o en general su entorno, la principal dificultad que el hombre tiene con el agua son las inundaciones. El origen de las inundaciones puede ser categorizadas por cuatro puntos que son llamados como problemas no estructurales. El primer punto se clasifica por problemas ambientales, en los cuáles entra la deforestación, desvío natural de cauces, cambio de régimen de escurrimiento. El segundo punto se le conoce como problemas técnicos, en donde entran los programas de prevención y apoyo a zonas vulnerables a la inundación. El tercer punto está definido como problemas legales, en donde entran los ordenamientos territoriales, administración de riesgos por inundaciones, establecimientos de reglamentos más severos etc. El último se categoriza como problemas políticos; el ejemplo más común de esta categoría es la voluntad política para enfrentar problemas de reubicación. Los puntos mencionados anteriormente tienen una frecuencia de ocurrencia mayor a la permanencia de autoridades municipales y/o estatales. Estos niveles de gobierno no evalúan los efectos a mediano y largo plazo, como el ejemplo de construir infraestructura dentro de zonas inundables.(Comisión Nacional del Agua, 2011)

El tema de las inundaciones es de interés en la ley de aguas nacionales, se mencionará algunas fracciones al respecto:

En el capítulo III sobre la Comisión Nacional del Agua, artículo 9, párrafo XIV menciona lo siguiente:

Fomentar y apoyar el desarrollo de los sistemas de agua potable y alcantarillado; los de saneamiento, tratamiento y reúso de aguas; los de riego o drenaje y los de control de avenidas y protección contra inundaciones en los casos previstos en la fracción IX del presente Artículo; contratar, concesionar o descentralizar la prestación de los servicios que sean de su competencia o que así convenga con los Gobiernos Estatales y, por conducto de éstos, con los Municipales, o con terceros;

En el título sexto, capítulo V párrafo segundo del artículo 83:

"La Comisión", en los términos del reglamento, y con el apoyo de los Organismos de Cuenca, clasificará las zonas en atención a sus riesgos de posible inundación, emitirá las normas y recomendaciones necesarias, establecerá las medidas de operación, control y seguimiento y aplicará los fondos de contingencia que se integren al efecto. En el título octavo, sobre la inversión de infraestructura hidráulica, capítulo I, fracción III menciona lo siguiente:

Controlen, y sirvan para la defensa y protección de las aguas nacionales, así como aquellas que sean necesarias para prevenir inundaciones, sequías y otras situaciones excepcionales que afecten a los bienes de dominio público hidráulico; sin perjuicio de las competencias de los Gobiernos Estatales o Municipales;

Por último, en el Título segundo, capítulo II del artículo 7, párrafo IX:

La prevención y atención de los efectos de fenómenos meteorológicos extraordinarios que pongan en peligro a personas, áreas productivas o instalaciones;(Cámara de Diputados del H. Congreso de la Unión, 1992)

Con las leyes mencionadas anteriormente de la ley de aguas nacionales, se entiende que es de interés nacional proteger, evitar y controlar zonas vulnerables a inundarse.

A nivel nacional, el agua que recibe el país es por el orden de 1488 miles de millones de metros cúbicos de agua en forma de precipitación. De esta cantidad de agua, México dispone solamente 458 miles de millones metros cúbicos de agua. Solamente la región hidrológico-administrativa número VIII conocida como Lerma-Santiago-Pacífico hay disponible 34.037 millones de metros cúbicos de agua al año, es decir el 7.43% de agua del país.

La precipitación anual de la región hidrológica administrativa VIII Lerma Santiago Pacífico es de 817.9mm. La media anual del país es de 759.6mm.

El Estado de México (que gran parte del territorio del Estado de México pertenece a la región hidrológica administrativa VIII Lerma Santiago Pacífico), recibe una media de 850.6 mm de lluvia, teniendo una mayor precipitación en el mes de Julio que es de 176.5mm. En el estado de México, con datos de precipitación máxima 24 horas obtenidas por las isoyetas proporcionadas por la Secretaría de Comunicación y Transportes (SCT) da a conocer que el territorio en donde cae más intensidad de lluvia dentro del estado está situado en la zona occidental del Estado, correspondiente a los municipios de Amanalco de Becerra, Coatepec Harinas, Temascaltepec, Zinacantepec, y parte del municipio de Toluca. Esta región del estado de México forma parte de la Cordillera Neovolcánica Transversal y del Cinturón de Fuego del Pacífico. Gracias al relieve, la temperatura y elevación del sitio es una zona con abundante agua, gracias a ello fue posible la construcción de la presa Miguel Alemán. Gran parte del agua que abastece esta presa procede del municipio de Amanalco de Becerra.

Este trabajo, consiste en el diseño para la protección de inundación que afectan instalaciones del Instituto mexicano del seguro social en el municipio de Amanalco de Becerra. La obra seleccionada para la atención del control de inundación es un canal revestido de concreto que evacúa agua hasta el río de Amanalco.

Para llegar a un diseño ideal de este trabajo se contemplan tres reglas primordiales de la ingeniería en una estructura:

1. Económica
2. Funcional
3. Segura

En la parte económica del diseño se cuidan los volúmenes de tierra que son producto de la excavación del canal. El uso de materiales de construcción caros que no tengan un sustento en su aplicación perjudica el costo total de la obra

Para la seguridad del proyecto se cuida el N.A.M.E. del canal en la cual se estima un gasto de lluvia para un periodo de retorno de 50 años, al igual que las velocidades sean permisibles y la turbulencia que podría ocasionar el fluido a lo largo del recorrido del canal sea tolerable y seguro.

En la funcionalidad se contempla la eficacia del canal y además que cumpla con el objetivo, en otras palabras, que el canal no obstaculice otras tareas de una infraestructura o actividad económica que altere la integridad a un grupo de personas.

Este proyecto cuida estas tres filosofías de diseño haciendo uso de la hidrología, hidráulica de canales y simuladores de conductos abiertos.

## **PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

En el Municipio de Amanalco de Becerra, uno de los 125 municipios del Estado de México tiene una población de 22,868 habitantes(SEDESOL, 2016), este cuenta con un hospital, cuyo nombre es “Hospital Rural Prospera IMSS” con coordenadas UTM (393724.93 m E, 2129572.35 m N), coordenadas geográficas (Latitud 19° 15’24.85’’, Longitud 100° 0’40.57’’) con elevación de 2323 m.s.n.m. (ver localización del sitio en Imagen de Anexo 1) Este cuenta con un problema de inundación que causa malestar y suspensión del servicio a la población. El motivo por el que se inunda el hospital es por tres razones:

- El hospital se localiza a un costado de un río perenne efluente al río Amanalco.
- Existe demasiado azolve al costado del hospital
- El río o canal natural ha sido modificado por un bordo que ocasiona una creciente de tirante aguas arriba.
- El cauce ha sido modificado, desviando el curso del agua a otra zona.
- Amanalco de Becerra está en uno de los municipios del estado de México con más altura de precipitación de lluvia.(SCT, 2015)
- El hospital se encuentra en la zona baja de la cuenca del río perenne.

Los puntos mencionados ocasionan el desbordamiento del río que se sitúa a un costado del Hospital; siendo insuficiente los bordos del canal natural. (Ver Imagen de Anexo 2)

## **JUSTIFICACIÓN**

Un Hospital es un centro de atención médica que previene y atiende enfermedades; al suspender esta actividad causa un impacto social, las justificaciones son las siguientes:

- 1.-El agua en exceso producto del desbordamiento del canal queda en contacto con material biológico del hospital, pudiendo provocar un foco de infección a la población.
- 2.El hospital cuenta con equipo médico sensible al estar en contacto directo en agua.
- 3.Único hospital de la región.
- 4.Población indígena afectada.

## **PROPUESTA**

Existen varios escenarios posibles para atender la problemática de la inundación del Hospital. El primer escenario es retirar el azolve, que crea un cimacio aguas arriba. El segundo escenario es rectificar y construir un canal de concreto armado, con el fin de evitar la acumulación de azolve y descargar el agua pluvial de forma controlada. El último escenario es reubicar el hospital a una zona más alta.

Ventajas de los posibles escenarios: el primer escenario es el bajo costo inicial para atender la solución de inundación. Para el segundo escenario, es la forma eficaz que descargaría el agua pluvial, y su bajo costo de mantenimiento. El tercer escenario es eliminar el problema definitivamente.

Desventajas de las posibles soluciones: El primer escenario su conflicto en atender es el constante mantenimiento del retiro de azolve y maleza. Además, se tendría que darle una continua rectificación; estas acciones requieren ser atendidas continuamente, convirtiéndose así en un problema económico en dar mantenimiento; este conflicto continuará, y los gobiernos municipales que son cambiados cada tres años, pueden quitarle la prioridad en dar mantenimiento a los canales naturales. La desventaja del segundo escenario serán los altos costos iniciales para la construcción de un canal. El tercer escenario, su costo sería excesivo.

Comparando los tres escenarios podemos ver que, a corto plazo, el costo del primer escenario es menor que los otros dos, sin embargo, el escenario dos a pesar de que el costo a corto plazo es alto, a largo plazo será mucho menor que el escenario uno. El tercer escenario, el costo inicial es el más elevado.

## **CAPÍTULO 1. ESTUDIO HIDROLÓGICO**

### **1.1. GENERALIDADES**

La Hidrología es la ciencia que estudia el ciclo del agua; para la Ingeniería civil las dos ramas de la hidrología que frecuentemente son consultadas es la geohidrología y los escurrimientos causados por la precipitación. Este trabajo se enfocará solamente en la parte del escurrimiento causado por la precipitación.

La importancia de un estudio hidrológico para la Ingeniería hidráulica es por la formulación de esta pregunta: ¿Cuánta agua pasará aquí ante cualquier tormenta o lluvia? Conociendo el gasto producto de una tormenta o lluvia, es posible dimensionar una obra hidráulica para el aprovechamiento del agua o su desalojo tomando en cuenta la seguridad.

La realización del estudio hidrológico con el fin de conocer el gasto puntual parte de un inicio en la fisiografía de la cuenca; en ella se conoce el área de la cuenca, pendiente media del cauce, tiempo de concentración y composición de los ríos dentro de ella. Posteriormente se hace el análisis de la climatología del sitio; con ello se estudian los registros históricos de las tormentas ocurridas desde que las estaciones climatológicas operaron por primera vez. Haciendo uso de la estadística, se realizan modelos probabilísticos para conocer la frecuencia de tormentas ocurridas en la región. Esta metodología se le conoce como un método indirecto, por no contar con estaciones pluviométricas en el río. Conociendo las frecuencias de alturas de precipitación máxima veinticuatro horas, se realiza el cálculo correspondiente para la obtención de las intensidades de lluvia para varios periodos de retorno. Prosiguiendo se elaboran las gráficas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) que tienen como fin convertir un modelo de lluvia a escurrimiento.

Antes de continuar al modelo Lluvia-Escurrimiento, es importante conocer el tipo de superficie en donde el agua de precipitación cae. Existen superficies impermeables como superficies permeables, tipos de suelos alterados por actividad humana, tanto como áreas con diferentes tipos de vegetación. La clasificación del tipo de suelo es indispensable para estimar cuánta agua se perderá por infiltración y evapotranspiración.

Posteriormente con diferentes modelos de Lluvia-Escurrimiento, se selecciona el método que más representa a la cuenca de aportación. Existen métodos teóricos y empíricos. Todos realizan hidrogramas incluyendo el método racional americano. Estos métodos están normalmente en función del tipo de suelo, tiempo de concentración, intensidad de lluvia entre otros que se mencionarán en este documento.

Al final se discuten los diferentes métodos para seleccionar los gastos para varios periodos de retorno con base en para el diseño hidráulico; del canal.

## 1.2. CARACTERÍSTICAS FISIOGRÁFICAS DE LA CUENCA

### 1.2.1. Localización.

Al hospital rural prospera del I.M.S.S., Amanalco, se llega desde la ciudad de México tomando la avenida constituyente, con dirección la Marquesa-Toluca, después estando en Toluca, se toma la salida hacia Valle de Bravo, para desviarse después al libramiento los Colorines, para salirse a la avenida Amanalco de Becerra.

El punto donde se inicia el parteaguas del estudio es en la Coordenada Este 393762.55 m E, Coordenada Norte 2129495.25 m N, UTM, Zona 14Q.

### 1.2.2. Identificación de zonas vulnerables

En la Imagen de Anexo 2, se presentan en planta las instalaciones del hospital, con las zonas que tienen conflicto el inmueble. Se determinó que el hospital recibe agua de dos cuencas, que se mencionan a continuación.

La parte sur del hospital, donde se localiza el río perenne, es una zona de alto conflicto mencionados en el planteamiento del problema. La cuenca de aportación para este punto se le conocerá en este documento como “cuenca principal”.

Se identificó que en la carretera México - Amanalco de Becerra tiene una descarga de agua pluvial hacia un “lavadero” (canal) que cruza el talud entre la carretera y el estacionamiento del hospital. El canal a su vez descarga a un colector de concreto de 60 centímetros de diámetro hacia el desvío artificial del cauce del agua del río perenne (ver imagen 2 del anexo). La cuenca de aportación de las canaletas se le conocerá como cuenca “cunetas”.

Al tener dos cuerpos receptores a las instalaciones, se estudiarán estas dos cuencas que alojan agua en la zona. Las zonas vulnerables marcadas en la (imagen 3 del anexo), fueron descritas por el jefe del personal a cargo del mantenimiento del hospital (Coria, 2018)

### 1.2.3. Trazo del parteaguas de las cuencas de aportación a las instalaciones

Los parteaguas que aportan agua a las instalaciones, fueron trazados mediante softwares como ArcGIS, AutoCad, Global mapper y de forma manual; las cartas topográficas que se utilizaron fueron obtenidas de la página oficial de INEGI. Las cartas utilizadas son: “E14A36” y “E14A37” de la cual la primera es la que abarca más del 10 % de la cuenca principal, la segunda carta topográfica el resto.

La cuenca tiene un área plana en proyección horizontal para la **cuenca cunetas de: (41394.41 m<sup>2</sup>), (0.04139 km<sup>2</sup>) ó (4.13 Ha).** **Para la cuenca principal: (3,848.697 m<sup>2</sup>), (384.86 ha) o (3.84 km<sup>2</sup>).** Por lo que el tamaño de las cuencas en general se considera como muy pequeña.

El método utilizado para calcular el área de la cuenca fue con el software de Autocad. En la Imagen de Anexo 4 se puede apreciar el parteaguas de la cuenca principal

### 1.2.4. Pendiente media del cauce principal

La pendiente media del cauce principal es un parámetro importante para el estudio del comportamiento del agua; este tiene una relación importante y compleja como el aprovechamiento hidroeléctrico, o en



solución de problemas de inundaciones. (Villón, 2002). La pendiente del cauce se considera como la división de los desniveles de los extremos del tramo, entre la longitud horizontal de dicho tramo

Para estimar la pendiente media del cauce, se trazó una línea en el cauce principal de la cuenca y con ayuda de software como CIVILCAD fue posible la obtención de los datos de elevación y cadenamamiento para las dos cuencas (Imagen de Anexo 5 a Imagen de Anexo 8)

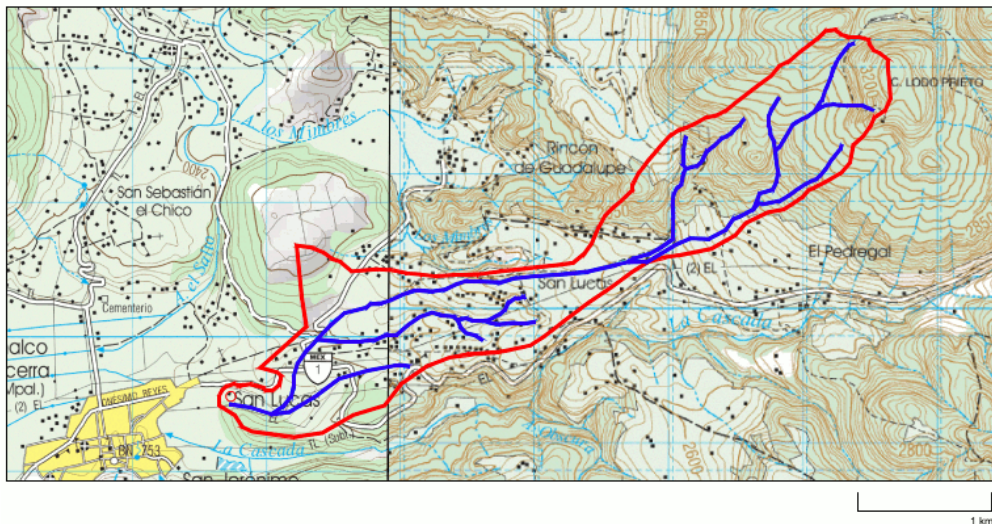


imagen 1-1

### 1.2.5. Método de Taylor y Schwarz

El método de Taylor y Schwarz es un procedimiento para estimar la pendiente media un cauce. Existen dos ecuaciones para estimar la pendiente media, sin embargo, ambas ecuaciones parten de la ecuación de Chezy

$$v_i = k\sqrt{s_i} \quad \text{ec. 1.1}$$

Donde:

- $k$ = factor que depende de la rugosidad.
- $s_i$ = pendiente del tramo.

Como se sabe por definición:

$$v = \frac{\Delta x}{t_i} \quad \text{ec. 1.2}$$

Donde:

- $\Delta x$  = longitud de tramo.
- $t_i$  = tiempo

Sustituyendo y despejando la ecuación (ec. 1.1) en (ec. 1.2) tenemos:

$$t_i = \frac{\Delta x}{k\sqrt{s_i}} \quad \text{ec. 1.3}$$

Entonces para “tramos no iguales” pero con “desniveles iguales” tenemos:

$$\frac{L}{k\sqrt{s}} = \sum \frac{\Delta x}{k\sqrt{s_i}} \quad \text{ec. 1.4}$$

Como:

$$m = \frac{L}{\Delta x} \quad \text{ec. 1.5}$$

Sustituyendo la ecuación (ec. 1.5) en (ec. 1.4) tenemos:

$$s = \left( \frac{m}{\sum \frac{1}{s_i}} \right)^2 \quad \text{ec. 1.6}$$

La ecuación (ec. 1.6) sirve para desniveles iguales y longitud de tramos distintos. Cabe mencionar que “m” es la cantidad de tramos analizados.

Para definir la otra hipótesis (tramos iguales, desniveles diferentes) se tiene:

$$t = \frac{l_i}{k\sqrt{s}} \quad \text{ec. 1.7}$$

$$v = \frac{L}{t} \quad \text{ec. 1.8}$$

Donde:

- L=distancia total del recorrido.

Por consiguiente, sustituyendo la ecuación (ec. 1.7) y (ec. 1.1) en (ec. 1.8) tenemos:

$$s = \left( \frac{L}{\sum \frac{l_i}{\sqrt{s_i}}} \right)^2 \quad \text{ec. 1.9}$$

La ecuación (ec. 1.9) sirve para tramos iguales y desniveles diferentes.

Se obtuvieron los tramos de los dos cauces principales y se trazó el perfil (Imagen 1-2) de la cuenca principal; y de esta forma se obtuvieron estaciones y elevaciones, con las que se pudo obtener los datos necesarios para obtener la pendiente media del cauce (Tabla 1-3)

Mediante en lenguaje de programación para Matlab, se desarrolló un algoritmo capaz de obtener el tiempo de concentración de un cauce, aplicando la fórmula (ec. 1.6). Los datos de entrada son los siguientes:

- Longitud del cauce principal
- Distancia entre cadenamientos
- Elevación inicial
- Elevación final
- Listado de elevaciones omitiendo el primer y segundo cadenamiento

A continuación, se muestra el algoritmo desarrollado:

```
%COLOCAR LA LONGITUD FINAL DEL CAUCE EN METROS, LA LONGITUD DEBE ESTAR
%REDONDEADA EN MÚLTIPLOS DE 10.
LONGF=;
%COLOCAR LA DISTANCIA ENTRE CADENAMIENTOS EN METROS.
DIST=;
N_O=LONGF/DIST;
CADI=[0:DIST:(LONGF-DIST)];

CADF=[DIST:DIST:LONGF];
NUM=[1:1:N_O];
%ESCRIBE LA ELEVACION INICIAL
EII=;
%ESCRIBE LA ELEVACIÓN FINAL
EFF=;
%ESCRIBE LAS ELEVACIONES IMPORTANTE:NO PONER LA ELEVACION FINAL NI INICIAL:
E=[
];

EI=[EII,E];
EF=[E,EFF];
S=[(ABS(EF-EI)./DIST)];

U=(1./S.^0.5);

FORMAT BANK
TABLA=[NUM',CADI',CADF',EI',EF',S',U'];
SUMA=SUM(U);
FORMAT LONG
S_MED=[(N_O/SUMA)^2]

%TIEMPOS DE CONCENTRACIÓN

%KIRPICH
TCK=[0.0003245*((LONGF/(S_MED)^0.5))^0.77];
```

```

%ROWE
TCR=((0.87*(LONGF*0.001).^3)/(EFF-EII))^0.385;
%PEZOLLI
TCP=0.055*((LONGF*0.001)/(S_MED)^0.5);
%S.C.S
TCS=((LONGF^1.15)/(3085*(EFF-EII)^0.380));

TIEMPOS=[TCK,TCR,TCP,TCS];

FORMAT BANK

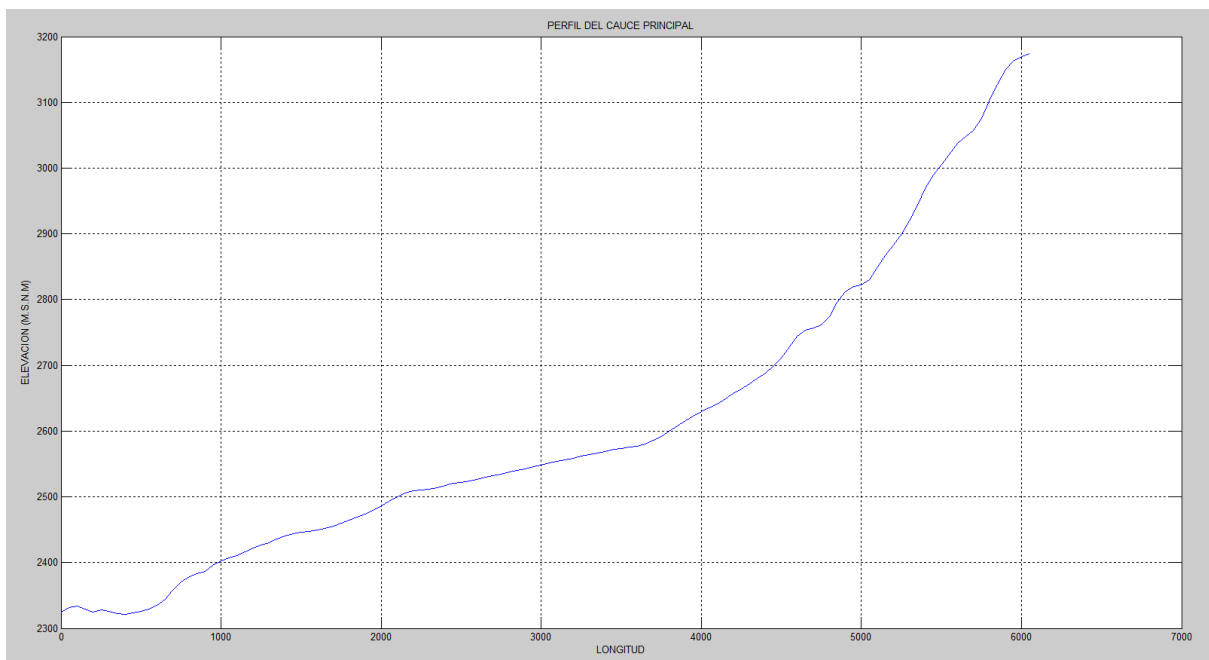
TC_HRS=MIN(TIEMPOS)
TC_MIN=TC_HRS*60

ELEVACIONES=[EII,E,EFF];
CADENAMIENTOS=[0:DIST:LONGF];

PLOT(CADENAMIENTOS,ELEVACIONES,'-B')
TITLE('PERFIL DEL CAUCE PRINCIPAL')
XLABEL('LONGITUD')
YLABEL('ELEVACION (M.S.N.M)')
GRID ON

```

Este programa también está diseñado para graficar el cauce, que se puede mostrar en la Imagen 1-2



*Imagen 1-2*

En la Imagen de Anexo 8 se muestra el perfil del cauce principal de la cuenca denominada como cunetas, que fue dibujada por la empresa contratada para levantar la topografía. Por otra parte, en la Tabla 1-1 se muestran los datos que fueron utilizados para la obtención de la pendiente media del cauce principal de la cuenca denominada “cunetas”.

Se utilizaron los dos métodos (ec. 1.6 y ec. 1.9) por el hecho de que la cuenca “cunetas” presenta información de detalle en su cauce principal a diferentes tramos de longitud, por lo cual se emplea la ec. 1.6. y la cuenca principal como se tienen detalles de longitudes iguales y desniveles diferentes se emplea la ec. 1.9. Se expone a continuación la información del cauce principal denominado “cunetas”

Información del cauce principal cuenca “cunetas”					
Elev Inicial	Elev Final	Cad ini	Cad Final	s	L/((sn)^0.5)
2334	2333	0+006.720	0+020.070	0.07491	48.7777652
2333	2332	0+020.070	0+040.080	0.04998	89.5098095
2332	2331	0+040.080	0+057.290	0.05811	71.3955766
2331	2330	0+057.290	0+074.040	0.05970	68.5523295
2330	2329	0+074.040	0+090.820	0.05959	68.7365823
2329	2328	0+090.820	0+108.680	0.05599	75.4783125
2328	2327	0+108.680	0+115.850	0.13947	19.1990055
2327	2326	0+115.850	0+119.420	0.28011	6.74531638
2326	2325	0+119.420	0+123.670	0.23529	8.76159945
2325	2324	0+123.670	0+127.900	0.23641	8.69982569
2324	2323	0+127.900	0+131.120	0.31056	5.77808342
2323	2322	0+131.120	0+131.980	1.16279	0.79753119
2322	2321	0+131.980	0+134.110	0.46948	3.10863266
2321	2320	0+134.110	0+136.430	0.43103	3.53371872
2320	2319	0+136.430	0+138.660	0.44843	3.33010015
2319	2318	0+138.660	0+140.890	0.44843	3.33010015
2318	2317	0+140.890	0+143.110	0.45045	3.3077255
2317	2316	0+143.110	0+145.340	0.44843	3.33010015
2316	2315	0+145.340	0+147.610	0.44053	3.42009985
2315	2314	0+147.610	0+149.810	0.45455	3.26312733
2314	2313	0+149.810	0+152.060	0.44444	3.375
2313	2312	0+152.060	0+154.300	0.44643	3.35252502
2312	2311	0+154.300	0+155.600	0.76923	1.48222805
2311	2310	0+155.600	0+182.750	0.03683	141.466872
2310	2309	0+182.750	0+202.820	0.04983	89.912704
2309	2308	0+202.820	0+276.110	0.01364	627.432604

Tabla 1-1

Empleando la ecuación (ec. 1.9) de acuerdo a las características de los datos obtenidos de los perfiles, se obtiene una pendiente media de **0.092851 (cuenca principal) y 0.04085 (cuenca cunetas)**.

### 1.2.6. Tiempo de concentración.

Para realizar un hidrograma de descarga o un modelo de lluvia es necesario estimar el tiempo que tardará en recorrer el agua a través de una cuenca. La realización de hidrogramas para el diseño de infraestructuras hidráulicas es importante, conocer el gasto máximo posible que pudiera ocurrir.

El tiempo de concentración se le conoce como el tiempo que tarda una partícula de agua en recorrer desde el punto más alejado de una cuenca hasta el punto deseado. Existen varios métodos para obtener este parámetro; las variables que se utilizan para el cálculo del tiempo de concentración son: Longitud del cauce, pendiente media del cauce y el desnivel entre el punto más alto y más bajo. Dichos métodos están basados en ecuaciones semiempíricas.

Los métodos utilizados para este trabajo son: método de Kirpich, método de Pezolli, método de la S.C.S. y Rowe.

La ecuación de Kirpich es la ecuación (ec. 1.10)

$$Tc = 0.0003245 \left( \frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.77} \quad \text{ec. 1.10}$$

En donde:

- Tc: Tiempo de concentración en horas
- L Longitud del cauce principal en metros
- Pendiente media del cauce (adimensional y geométrica)

Otro criterio para la obtención del tiempo de concentración es el método de Pezolli, cuya ecuación es:

$$Tc = 0.055 \left( \frac{0.001 L}{\sqrt{S}} \right) \quad \text{ec. 1.11}$$

En donde:

- Tc: Tiempo de concentración en horas
- L: Longitud del cauce principal en metros
- S: Pendiente media

Otro método para la obtención del tiempo de concentración es con el método de Rowe:

$$Tc = \left( \frac{0.87 L^3}{D} \right)^{0.385} \quad \text{ec. 1.12}$$

En donde:

- L: longitud del cauce principal en Km.
- D: desnivel del cauce principal.
- Tc: tiempo de concentración en horas.

Otro procedimiento para la obtención de la pendiente media es con el método de la S.C.S.

$$Tc = \frac{L^{1.15}}{3085 D^{0.380}} \quad \text{ec. 1.13}$$

En donde:

- L: Longitud del cauce en metros
- D: Desnivel en metros.
- Tc: en horas

Utilizando las ecuaciones definidas para la obtención del tiempo de concentración, se resumen en la Tabla 1-2

<b>TIEMPO DE CONCENTRACIÓN [min]</b>		
<b>MÉTODO</b>	<b>Cuenca cunetas</b>	<b>Cuenca principal</b>
Kirpich	3.98	39.6
Pezolli	3.31	102.0
Rowe	2.56	33.6
S.C.S	2.53	33.49

*Tabla 1-2*

El tiempo de concentración para la cuenca cunetas, se definió que el tiempo de concentración adecuado es el método de S.C.S, ya que es para cuencas menores a 3000 km<sup>2</sup> (Breña Puyol, 2003) y Para la cuenca principal también se utilizará el método de la S.C.S por tener el menor tiempo de concentración



## 1.3. ANÁLISIS DE LA PRECIPITACIÓN

### 1.3.1. Estaciones Climatológicas

En la cuenca de estudio, se encuentran 3 estación climatológicas que servirán de apoyo para el estudio (Imagen de Anexo 9 e Imagen 1-3).

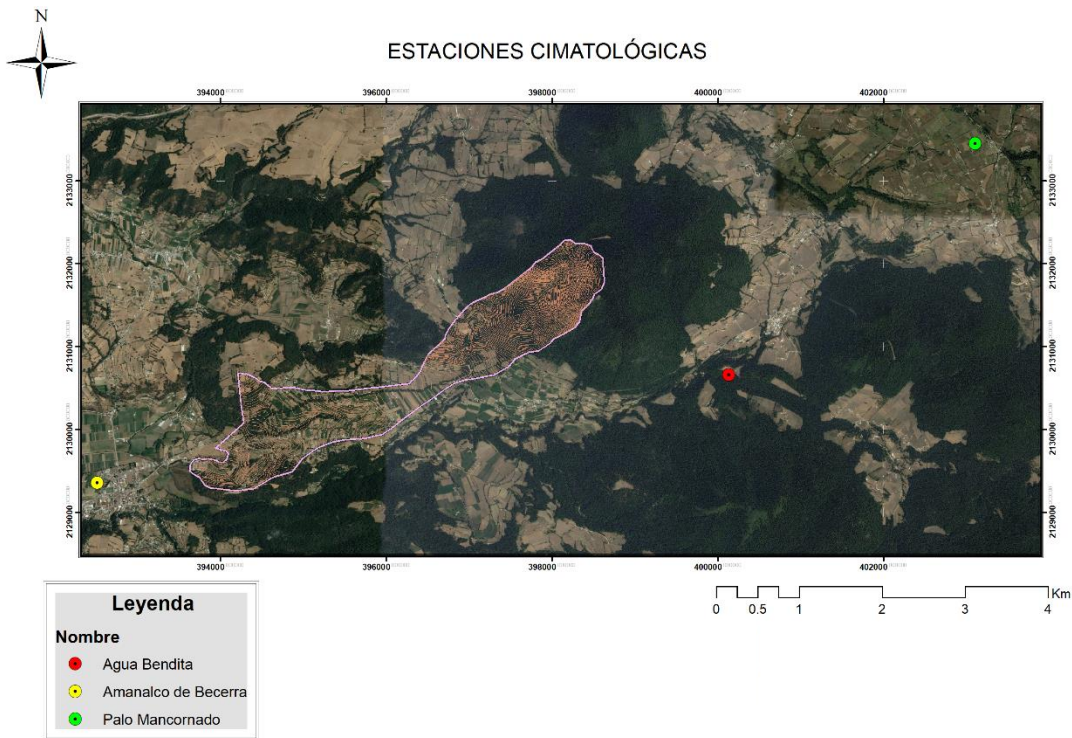


Imagen 1-3

### 1.3.2. Polígonos de Thiessen.

El método de polígonos de Thiessen consiste en obtener áreas tributarias de cada estación empleando polígonos, ya que existen uniformidades de distribución de las estaciones.

Con las estaciones Climatológicas mostradas se trazaron los polígonos de Thiessen (Imagen de Anexo 10 e Imagen 1-4). Como es visible en las imágenes previamente mencionadas se determina que dos estaciones representan las condiciones hidrológicas de la cuenca principal. Las estaciones representativas de la cuenca son: Amanalco de Becerra y estación Agua Bendita; posteriormente se hablará detalladamente de estas estaciones.

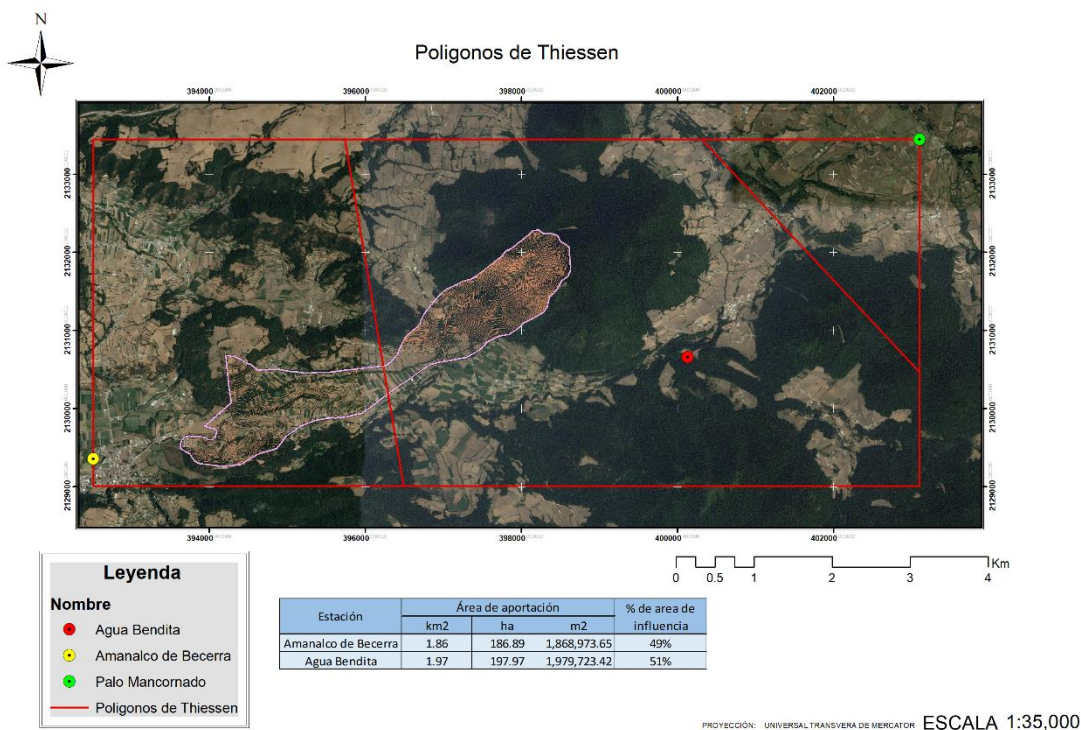


Imagen 1-4

### 1.3.3. Estación Amanalco de Becerra.

La estación Amanalco de Becerra con coordenadas UTM (392510.72, 2129359.74) 14Q cuenta con datos desde 1962 hasta 1992. (Tabla 1-3)

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX
1962	0	0	6.9	28	14	20	29	35	44	28	21.5	9	44
1963	0	0	5	3.6	10.5	61	43	40	37	18	6	0	61
1964	9	5.3	7.11	8.86	18.12	5.9	28	21	34	26	14	19	34
1965	6	27	0	14	17	25	43	35	18	27	15	24.5	43
1966	5	1.5	20	11.5	14.5	14.3	21.5	19.5	17	23.3	5.1	23.3	23.3
1967	23.3	4.5	20	13.2	21.5	16.5	21	16.2	17.2	16.5	14.2	4.5	23.3
1968	5	6	1	8.5	15.4	37	16.5	18.5	38	15.3	15	24.5	38
1969	3	0	8.2	0	1.5	19.2	19.1	24.5	50.3	17.5	15.3	2.8	50.3
1970	3.4	6.2	0	0	0	17.5	20	20.2	22	9.5	12.8	0	22
1971	3.8	0	11.1	3.2	40.8	40	20.8	20.1	20.8	20.7	11.3	7.5	40.8
1972	0	0	6.8	20.3	18.2	34.5	38.5	30.5	38.5	9.7	20.3	0	38.5
1973	2.5	0	0	11.2	34.5	45	23	40.6	28	38.5	6.8	4.5	45
1974	9.5	9.3	38	5.5	18.6	20.8	60.3	36	29.5	23	16.3	0	60.3
1975	57.8	3.3	0	0	31	47.3	34.7	23.3	41	15	12	0	57.8

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX
1976	12.9	4.3	5.7	8.3	23.2	34	22.4	40.5	26.8	32.5	15	26	40.5
1977	4.5	1.6	0	6.2	24.4	41.8	35.4	23	45.6	40.5	40.5	13.5	45.6
1978	13	17	5.7	1	12.4	34.5	34	38	20.5	39	4	9.5	39
1979	0	4	0	16.5	31	26.5	33.5	44	21.5	7	13.5	39	44
1980	80	0	0	7	18	33	41.5	34	25.7	35	8	5	80
1981	25.6	19.2	2	14.2	14	41	30.2	27	36	30.5	1	0	41
1982	1	10.5	0	20	40.2	0	30.1	27	23	23	4	6.9	40.2
1983	24.5	17	20	30	20	30	45	13.1	25.35	7.3	12.35	20	45
1984	6	0	0	0	24.5	29.5	32.5	25	33.5	13	0	0	33.5
1985	0	2	5.4	6.4	15	32.1	32.5	28.3	32.1	21.6	15.65	11.9	32.5
1986	0	5.6	0	21	28	42	11	10	22	53.8	7.6	20.6	53.8
1987	0	3	0	9.1	5.3	20	42	38	22	8	2.4	0	42
1988	0	5.4	0	2	10	22.4	32	32	25.5	15.7	0	3.6	32
1989	0	0	0	12	0	32.4	19.5	14.8	21	10.4	10	19.4	32.4
1990	6	0	0.5	8	26	29.6	24	32.6	23	12	0	0	32.6
1991	0	0	0	0	16	39.8	32.9	32	19.8	32	0	0	39.8
1992	38.6	14.8	0	3	22.8	22.6	29.3	14	18.2	14	16.4	9	38.6

Tabla 1-3

### 1.3.4. Estación Agua Bendita

La estación Agua Bendita con coordenadas UTM (400138.93, 2130664.55) 14Q cuenta con datos desde 1982 hasta el 2010. (Tabla 1-4)

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX
1964						80	15	13	10.6	10.6	8.3	14.5	80
1965	5.2	23.2	0	8.3	8.3	8.3	6.4	45	8.3	8.3	6	5	45
1966	0	0	8.3	4	6	8.2	8.3	11	6	8	0	4	11
1967	6	4	6	6.2	8.3	9	8	9	9	6	5	0	9
1968	0	5	3.1	9	35.5	31.5	27.5	11.5	23.5	23.5	1.8	14	35.5
1969	8.5	0	3	0	18	17.5	21.5	30	42.5	7	1.1	5.4	42.5
1972							6	9			24.2	1.8	24.2
1973	5.8	4	0	19.8	20	42.4	20	28.5	20	24.1	20	4.2	42.4
1974	4	8.5	16.4	9	28	32.5	32	26.5	32	13.4	7	2.6	32.5
1975	60	0	0	0	17.5	26	100	20	33	39	8	0	100
1976	0	25	5.4	25.8	11.5	15.5	33	19.4	20	23.5	10.5	19.5	33
1977	5	1	2.5	10	19.5	22	40.3	37	20	36	14	14.6	40.3
1978	16	26.5	12.5	8.1	9.9						13	20	26.5
1979	0	14	0	13.3	16	27	26.3	17	17.5	8	10.5	29	29
1980	90.3	0	2.2	19	17.5	20.5	24.5	38	26	17.7	24.5	1.5	90.3
1981	32.5	39	3	7	16	34.6	20	17.4	22.5	17	3.5	3	39
1982	0	6	0	17	23.5	19	25.7	26	17	18.2	0.6	22.8	26

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX
1983	37.4	22.8		0	17.4	26.8	23.2	26	27.5	18	14.2	3.2	37.4
1984	16.5	4.5	1.7	0	22.2	22.5	32.5	21	23.7	19.7	2	3.8	32.5
1985	1.4	2.3	8.5	6.7	24.5	31	18.6	20	10.9	12.6	13.2	10.2	31
1986	0	3.3	0	2.1	2.6	22.5	38.3	22.5	16.8	38.5	16.1	3	38.5
1990							83.9	27.5	35.8	19.3	6.3	0	83.9
1992	30.5	12	0	12	25	38	48	45	36	60	8		60
1993	14	12	0	3.5	0	44.5	22.5	15.5	25	16	3	0	44.5
1994	0	0	0	16	25	20	36	18	18	25	0	0	36
1995	0	8	4	6	7	17	17	10.5	12	19	6	6	19
1996	0	0	0	6.5	21.5	25	18	17	17	12.5	0	16	25
1997	11	3	41	7	17	24.5	18	32	17	16	15	10	41
1998	14	1	0	0	2	22	25	24	52.1	14	4	0	52.1
1999	0	0	0	2	10	18	19	27	9.5	36	2	2	36
2000	0	0	0	20	18	12	9.5	15	11	15	5.5	6	20
2001	13	2	30.5	9	5	24	12	18	12	19	2.5	6	30.5
2002	18	7	8	14	20	19			20	20	41	5	41
2003									20.6	0	0	0	20.6
2004	0	6	0	0	0	0	0	0	20.9	19.3		13.4	20.9
2005	0	8.4	19.4	0	0	0	18.9	20.9	8.5	6.4	3.1		20.9
2006	0	0	0	20.5	13.6	20	20	20.2	20	20	1	0	20.5
2007	5.4	7.2	5.3	2	10.7	20	20.8	20	47.3	25.9	11.8	11.4	47.3
2008	0	0	0	21.3	25.1	22.9	39.1	47.3	27.5	10.2	0	0	47.3
2009	14.9	0	0	0.6	14.3	97	4.6	6.2	6.3	6.4	0	0	97
2010	8.7	5	0	0	5.4	5.3	9.6	7.5	9.3	0	4.3	0	9.6

Tabla 1-4

### 1.3.5. Factor de ajuste

Las precipitaciones máximas 24 horas se les aplicó un factor de 1.13 debido a la corrección por intervalo fijo de observación (Hershfield, 1961). El motivo de la aplicación de dicho factor es por una investigación realizada por L.L. Weiss que encontró que los resultados de un análisis probabilístico llevado a cabo con lluvias máximas anuales tomadas en un único y fijo intervalo de observación, para cualquier duración comprendida entre 1 y 4 horas, al ser incrementadas en un 13% conducían a magnitudes más aproximadas a las obtenidas en el análisis basado en lluvias verdaderas. (Aranda, 1998).

### 1.3.6. Funciones de distribución de probabilidad

Los procesos hidrológicos son, en general complejos, y que es difícil representarlos en forma determinista. Por ello, es necesario habitualmente estudiarlos como procesos estocásticos.(Haan, 1977).

Las precipitaciones máximas 24 horas que son datos de un espacio muestral y que son considerados como valores discretos por ser valores finitos; fueron procesadas mediante el software Ax, realizado

por la CENAPRED (Espinoza, 2015), para determinar distribución de precipitaciones para cada periodo de retorno. (Imagen 1-5).

Las funciones que tiene este software, el cual son los más utilizados en México(Gómez, Aparicio, & Patiño, 2010) son:

Función	Momentos		Máxima verosimilitud	
	2 parámetros	3 parámetros	2 parámetros	3 parámetros
Normal	--	--	--	--
Lognormal	--	--	--	--
Gumbel	--	--	--	--
Exponencial	--	--	--	--
Gamma	--	--	--	--
Doble Gumbel	--			

Tabla 1-5

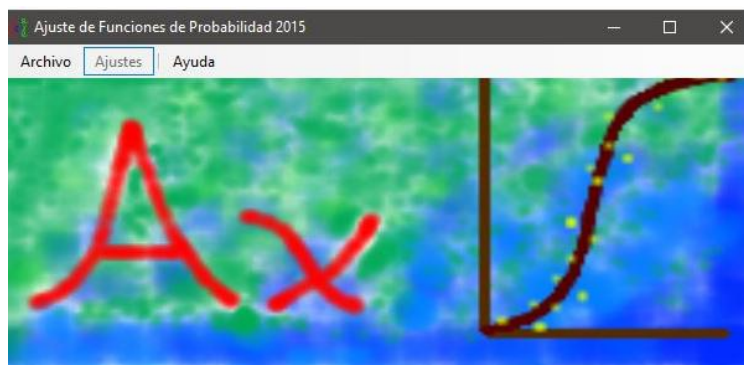


Imagen 1-5

### 1.3.7. Error Cuadrático mínimo

Para calcular el error cuadrático mínimo de los modelos de la Tabla 1-5 se utiliza la siguiente expresión:

$$E = \sqrt{\sum_{i=1}^n (\hat{x}_i - x_i)^2} \quad \text{ec. 1.14}$$

()

Donde:

- $\hat{x}_i$       i-ésimo dato estimado con la función de distribución en análisis.
- $x_i$         i-ésimo dato medido u observado.

La función de distribución con error mínimo cuadrático es la que mejor se ajusta para el conjunto dado de datos.

### 1.3.8. Análisis para la estación Amanalco de Becerra.

La estación Amanalco de Becerra se determinó mediante el software Ax con la cual la función con menor error estándar es la de Gumbel de máxima verosimilitud (Imagen 1-6)

Posteriormente en la Tabla 1-6 se muestran varias alturas de precipitación asociadas a diferentes periodos de retorno.

Función	Momentos		Máxima Verosimilitud	
	2 parámetros	3 parámetros	2 parámetros	3 parámetros
Normal	3.831	-----	3.831	-----
Lognormal	3.147	3.102	3.207	3.205
Gumbel	3.002	-----	2.829	-----
Exponencial	3.597	-----	24.770	-----
Gamma	3.333	3.149	3.489	3.262
Doble Gumbel	3.528			

Mínimo error estándar: 2.829

Calculado por la función: Gumbel (máx. ver.)

Aceptar

Imagen 1-6

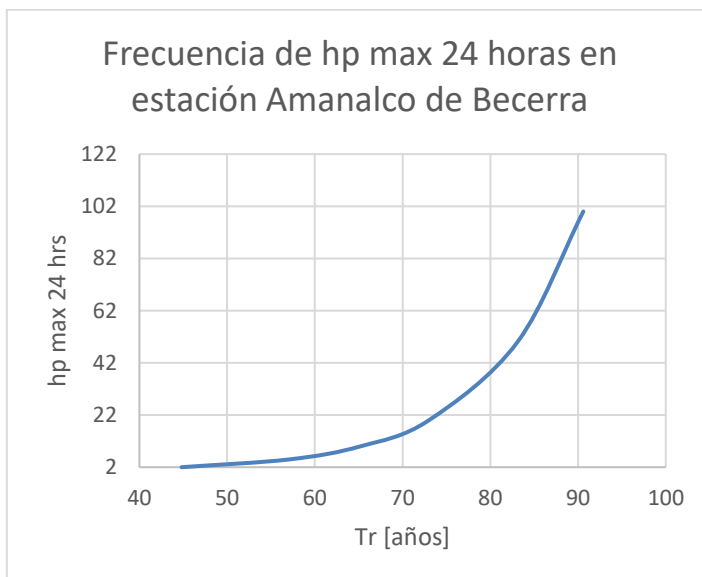


Imagen 1-7

No.	Tr (Años)	hp
1	2	45.08
2	5	57.63
3	10	65.99
4	20	74.01
5	50	84.29
6	100	92.09
7	200	99.77
8	500	110
9	1000	117.7
10	2000	125.4
11	5000	135.6
12	10000	143.2

Tabla 1-6

### 1.3.9. Análisis para la estación Agua Bendita.

La estación Agua Bendita se determinó mediante el software Ax con la cual la función con menor error estándar es la de Logarítmico normal 3 parámetros (máxima verosimilitud) (Imagen 1-9)

Función	Momentos		Máxima Verosimilitud	
	2 parámetros	3 parámetros	2 parámetros	3 parámetros
Normal	9.514	-----	9.514	-----
Lognormal	6.427	6.431	5.555	5.523
Gumbel	6.529	-----	7.418	-----
Exponencial	6.461	-----	12.884	-----
Gamma	6.423	6.336	6.862	11111.000
Doble Gumbel	6.251			

Mínimo error estándar: 5.523

Calculado por la función: Lognormal (máx. ver.) 3 p.

imagen 1-8



Imagen 1-9

No.	Tr (Años)	hp
1	2	34.5
2	5	58.6
3	10	76.9
4	20	96.3
5	50	123.8
6	100	146.4
7	200	170.5
8	500	205.2
9	1000	234
10	2000	264.9
11	5000	305.7
12	10000	342.7

Tabla 1-7



### 1.3.10. Media ponderada de alturas de precipitación máxima 24 horas

En el apartado de polígonos de Thiessen de este documento se presentó las dos estaciones que representan las condiciones hidrológicas de la cuenca de estudio. Se mostro en la Imagen 1-4 e Imagen de Anexo 10) la influencia de cada estación, por lo cual la estación Amanalco abarca el 49% del área total y la estación Agua Bendita el 51%. Por lo tanto, se tiene que realizar una media ponderada de las alturas de precipitación máxima 24 horas; con la siguiente expresión algebraica se determina la media ponderada (ec. 1.15)

$$m_p = \frac{\sum hp \max 24 hrs_{tr} * A_{est}}{A_{total}} \quad ec. 1.15$$

Donde:

- $\sum hp \max 24 hrs_{tr}$ : altura de precipitación asociada a un periodo de retorno.
- $A_{est}$  : área de influencia de la estación.
- $A_{total}$ : área total de la cuenca de estudio.

De lo cual se muestran los resultados ponderados de la cuenca de estudio Tabla 1-8

No.	Tr (Años)	hp
1	2	39.547
2	5	57.865
3	10	71.167
4	20	84.883
5	50	103.857
6	100	119.058
7	200	135.073
8	500	157.621
9	1000	175.984
10	2000	195.418
11	5000	221.077
12	10000	243.622

Tabla 1-8

En la siguiente imagen se muestra la comparativa de los datos de la media ponderada y las dos estaciones (Imagen 1-10)

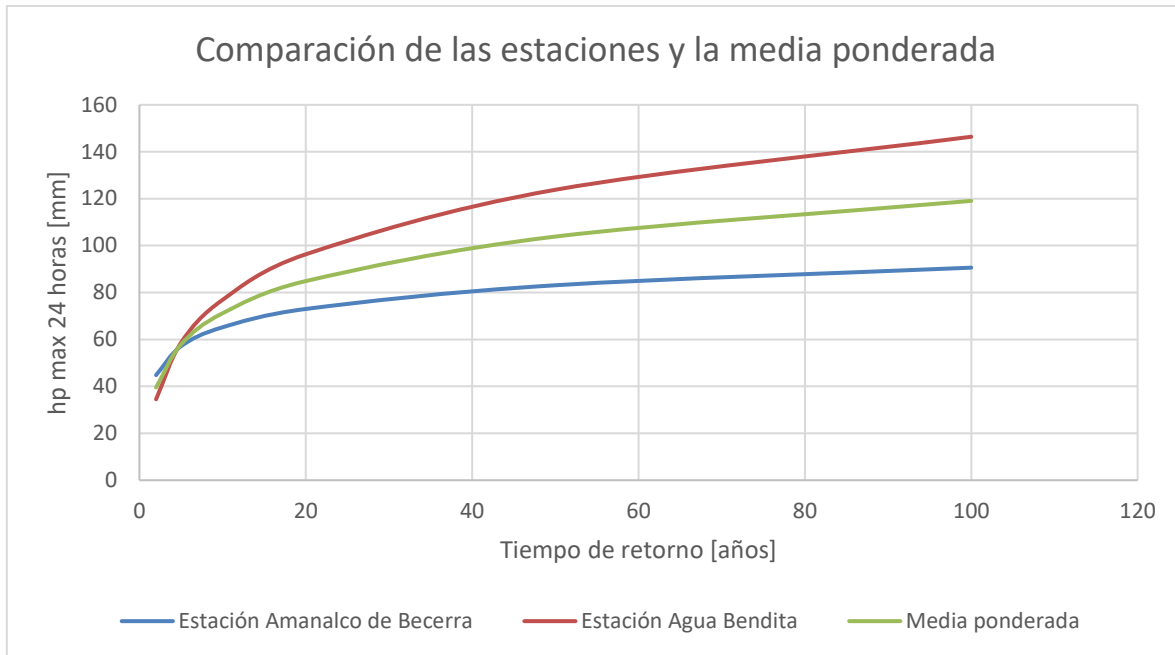


Imagen 1-10

Como es de esperarse la media ponderada es menor a la estación con mayores datos de alturas (estación Agua Bendita) y mayor que la estación con menores datos de alturas de precipitación máxima 24 horas (Estación Amanalco de Becerra).

### 1.3.11. Fórmula de precipitación duración-periodo de retorno obtenidas por Bell.

En 1969, Bell realizó la ecuación a partir de las extrapolaciones realizadas por U.S. Weather Bureau (USWB) para los periodos de retorno de 50 y 100 años y algunos coeficientes de lluvia-duración.

Para aplicar la ecuación (ec. 1.16) en la república mexicana, se recomienda su uso para periodos de retorno entre 2 y 10 años y duraciones pequeñas cercanas a 5 minutos. (Campos Aranda, 1990).

$$P_t^T = (0.35 \ln T + 0.76)(0.54t^{0.25} - 0.50)P_{60}^2 \quad \text{ec. 1.16}$$

Donde:

- $P_t^{10}$  = altura de lluvia para una duración de “t” y 10 años de periodo de retorno, en mm
- $P_t^T$  = altura de lluvia para la duración “t” y un periodo de retorno T en mm.
- $P_{60}^2$  = altura de lluvia para 60 minutos y un periodo de retorno T

Para la obtención de  $P_{60}^2$ ; Se multiplica un factor a la precipitación  $P_{1440}^2$  por el factor de convectividad  $K$  que se puede obtener mediante un mapa de regionalización (Ramírez, 2007); dicho factor es aplicado para ambos métodos.

Se muestra el mapa de regionalización propuesta por Ramírez. (Imagen 1-11)

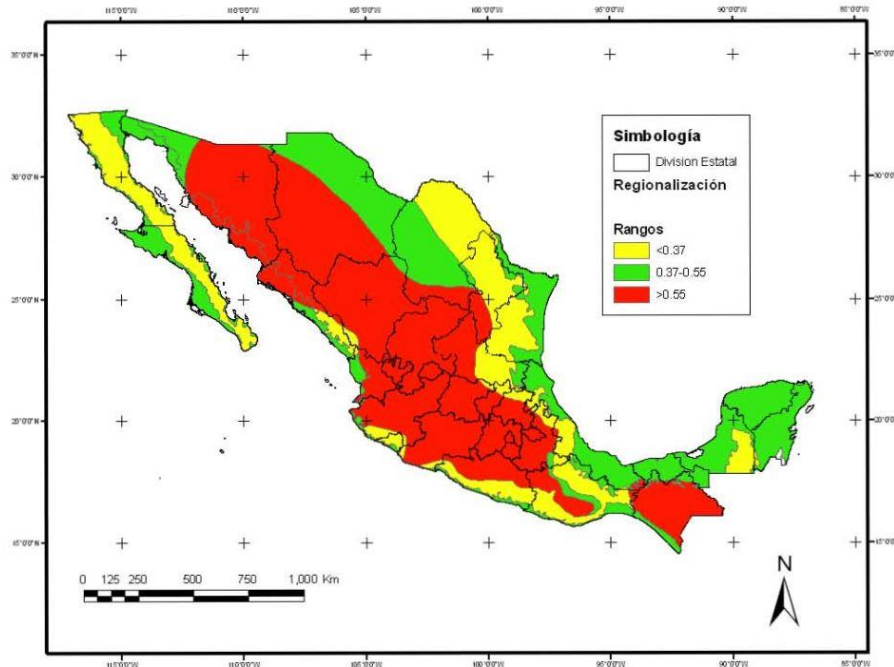


Imagen 1-11

Utilizando la ecuación 1.16 y el coeficiente K, se obtienen los siguientes datos:

PERIODO DE RETORNO	INTENSIDADES																
	5	10	15	20	25	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	140	1440
2	100.0785	74.90239	61.04906	52.23491	46.05262	41.43177	34.9079	30.46212	27.20137	24.68823	22.68078	21.03334	19.65242	18.47502	17.45698	16.09325	3.194221
5	132.0906	98.86139	80.5768	68.94327	60.78345	54.68454	46.07388	40.20603	35.90226	32.58524	29.93567	27.76127	25.93863	24.38462	23.04094	21.24099	4.215956
10	156.3068	116.9857	95.34896	81.58265	71.9269	64.70987	54.52061	47.57701	42.48423	38.5591	35.42379	32.85075	30.69397	28.85505	27.26504	25.13511	4.988868
20	180.523	135.11	110.1211	94.22204	83.07034	74.7352	62.96735	54.94799	49.06621	44.53296	40.9119	37.94023	35.44931	33.32549	31.48914	29.02923	5.76178
50	212.5351	159.069	129.6489	110.9304	97.80118	87.98796	74.13332	64.6919	57.7671	52.42997	48.16679	44.66815	41.73552	39.23509	37.07309	34.17697	6.783514
100	236.7513	177.1932	144.421	123.5698	108.9446	98.01329	82.58006	72.06288	64.34907	58.40384	53.65491	49.75763	46.49085	43.70553	41.29719	38.07108	7.556426

TABLA 1-9

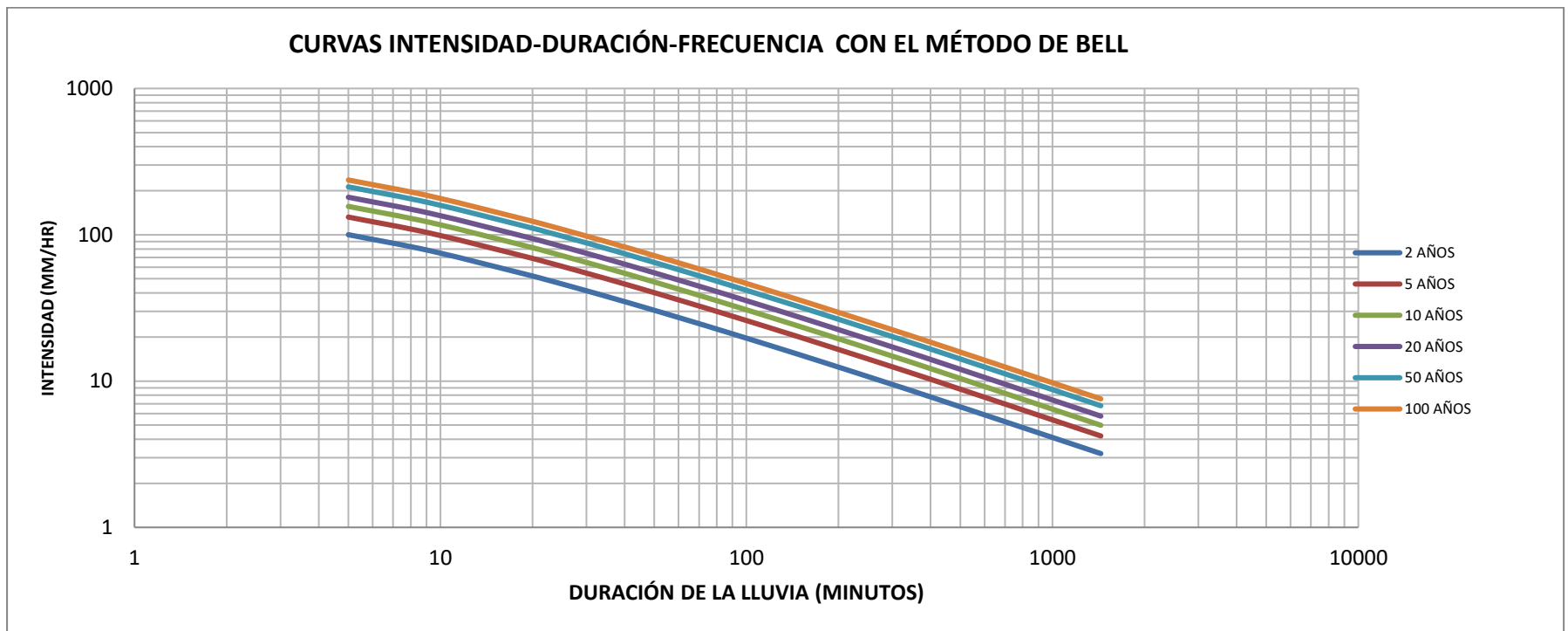


Imagen 1-12

### 1.3.12. Fórmula de precipitación-duración-periodo de retorno obtenidas por Chen.

Chen formuló la ecuación (ec. 1.17) basado en las precipitaciones para diferentes periodos de retorno apoyados en los estudios generados por la U.S. Weather Bureau (USWB)

$$P_t^T = \frac{a_1 P_1^{10} \log(10^{2-x} T^{x-1})}{(t + b)^c} \left( \frac{t}{60} \right) \quad \text{ec. 1.17}$$

Donde:

- $P_t^T$  Precipitación en milímetros para una duración “t” y un periodo de retorno “T”
- $T$  Periodo de retorno en años
- $t$  duración en minutos
- $a, b$  y  $c$  Son parámetros de la tormenta que pueden variar según el factor de convectividad  $R$

Cabe aclarar que esta fórmula solo aplica para  $T \geq 1$  año y  $5 \text{ min} \leq t \leq 24 \text{ hrs}$ .

Se recomienda usar este método para periodos de retorno mayores o iguales a 10 años.

En la (TABLA 1-10) Se muestran los resultados de aplicar la ecuación (ec. 1.17)

Periodo de retorno	duración en minutos										
	5	10	20	30	45	60	90	120	140	1440	24 hrs
2	99.35766	78.8984	56.56415	44.48258	33.99325	27.68562	20.39885	16.27648	14.38643	2.005581	45.087
5	120.97	96.06	68.87	54.16	41.39	33.71	24.84	19.82	17.52	2.44	57.63
10	137.32	109.05	78.18	61.48	46.98	38.26	28.19	22.50	19.88	2.77	65.992
20	153.68	122.03	87.49	68.80	52.58	42.82	31.55	25.17	22.25	3.10	74.015
50	175.29	139.20	99.79	78.48	59.97	48.84	35.99	28.72	25.38	3.54	84.298
100	191.64	152.18	109.10	85.80	65.57	53.40	39.35	31.39	27.75	3.87	92.095
200	207.99	165.17	118.41	93.12	71.16	57.96	42.70	34.07	30.12	4.20	99.779
500	229.61	182.33	130.72	102.80	78.56	63.98	47.14	37.61	33.25	4.63	110.062
1000	245.96	195.31	140.03	110.12	84.15	68.54	50.50	40.29	35.61	4.96	117.746
2000	262.31	208.30	149.33	117.44	89.75	73.09	53.85	42.97	37.98	5.29	125.43
5000	283.93	225.46	161.64	127.12	97.14	79.12	58.29	46.51	41.11	5.73	135.6
10000	300.28	238.45	170.95	134.44	102.73	83.67	61.65	49.19	43.48	6.06	143.284

TABLA 1-10

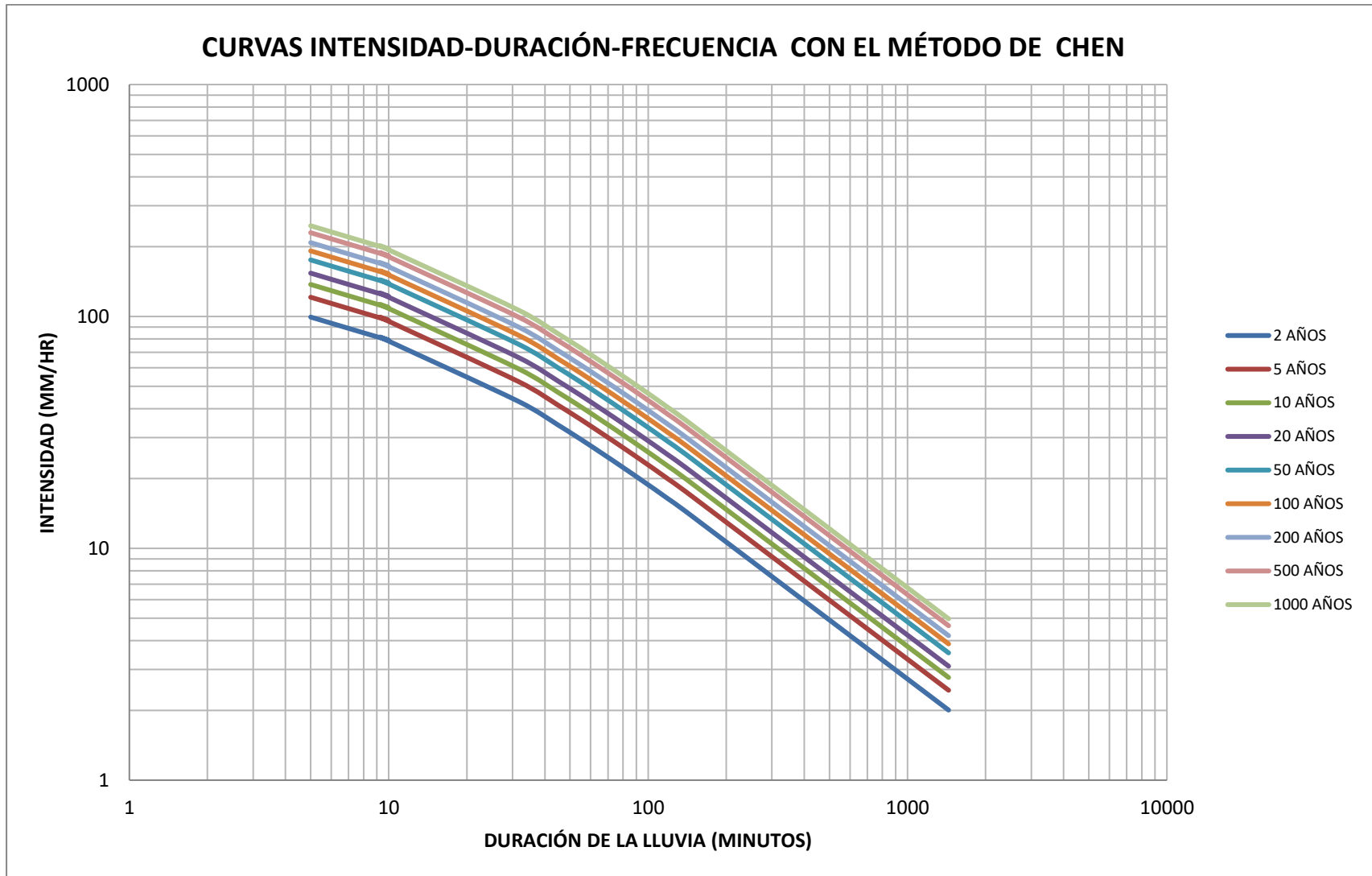


Imagen 1-13

### 1.3.13. Comparativa entre los dos métodos de Intensidad-Duración-Periodo de Retorno.

Referente a la recomendación de la aplicación del método de Bell, se comparó las dos metodologías para la obtención de datos de I-D-TR en sus intensidades, duraciones a varios periodos de retorno.

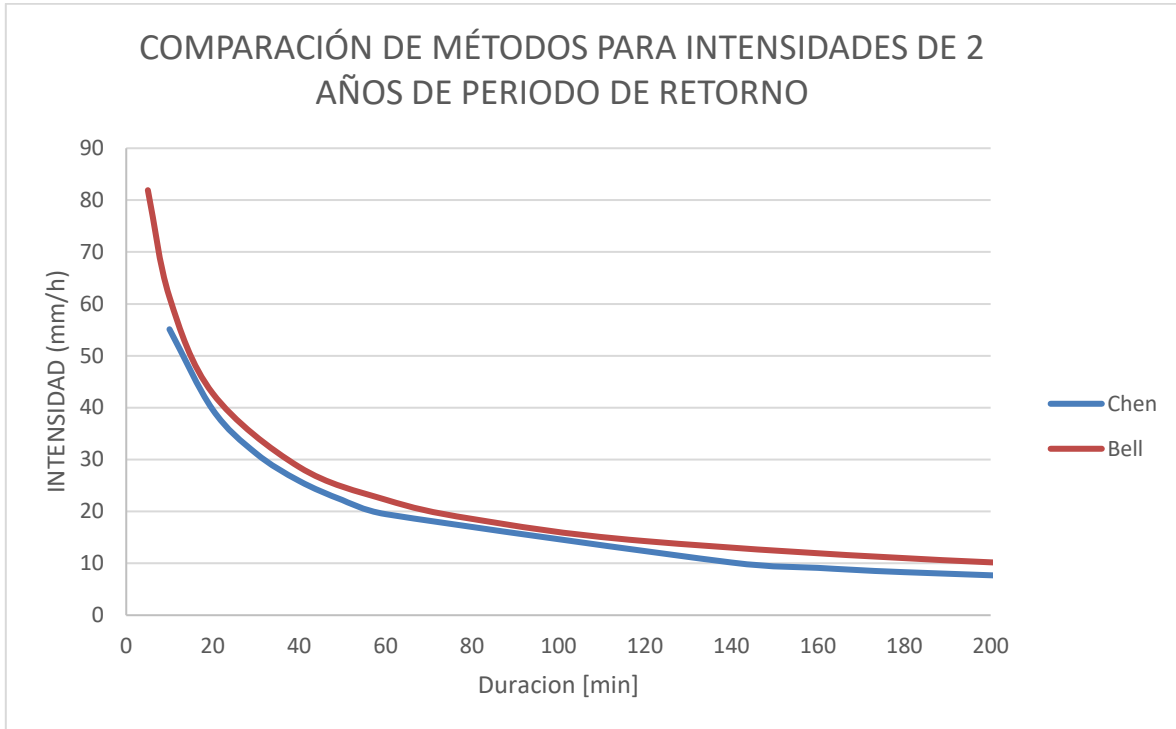


Imagen 1-14

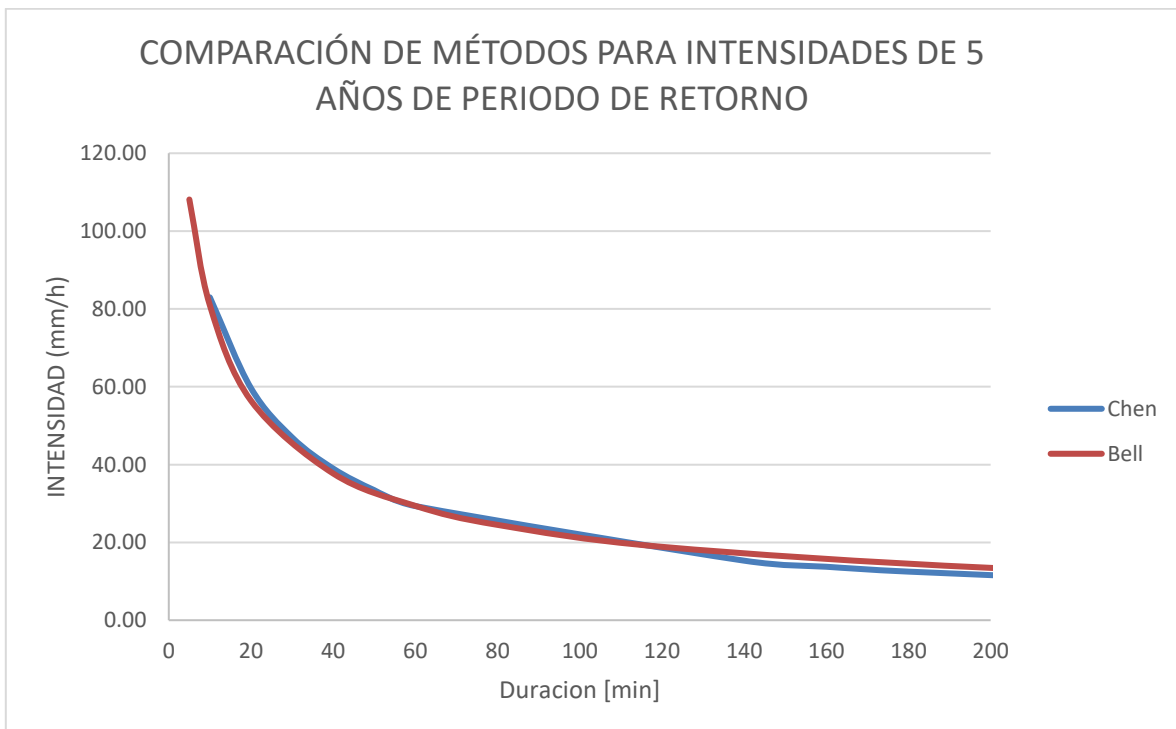


Imagen 1-15

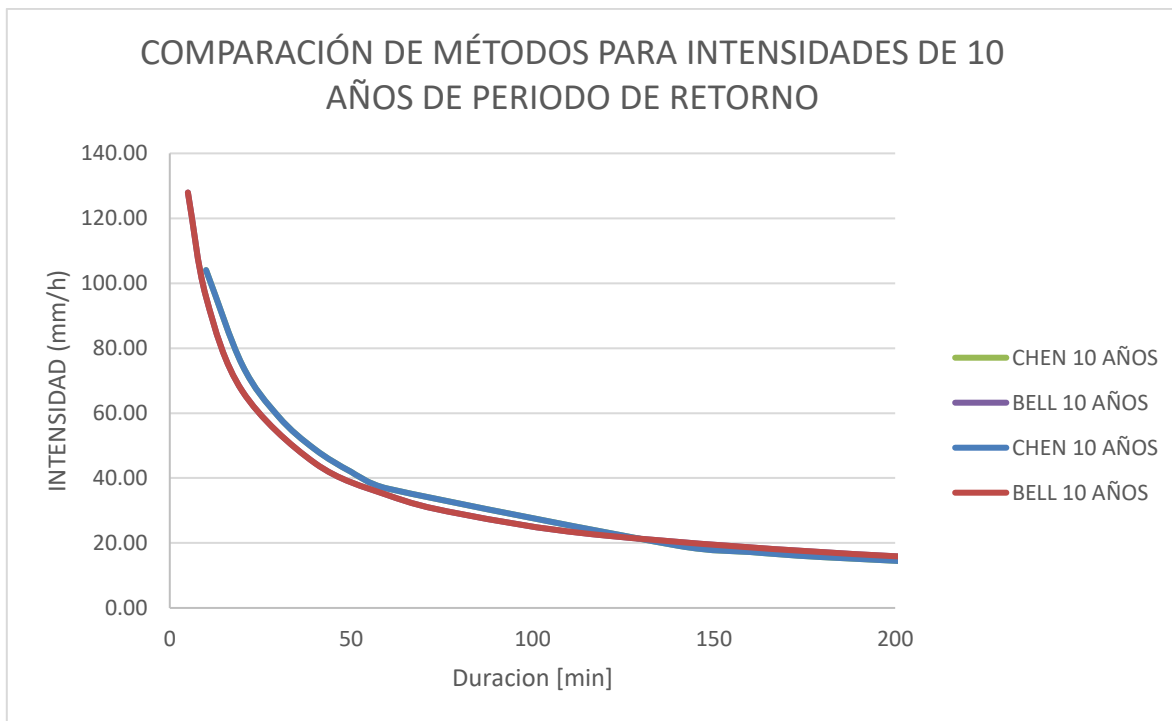


Imagen 1-16

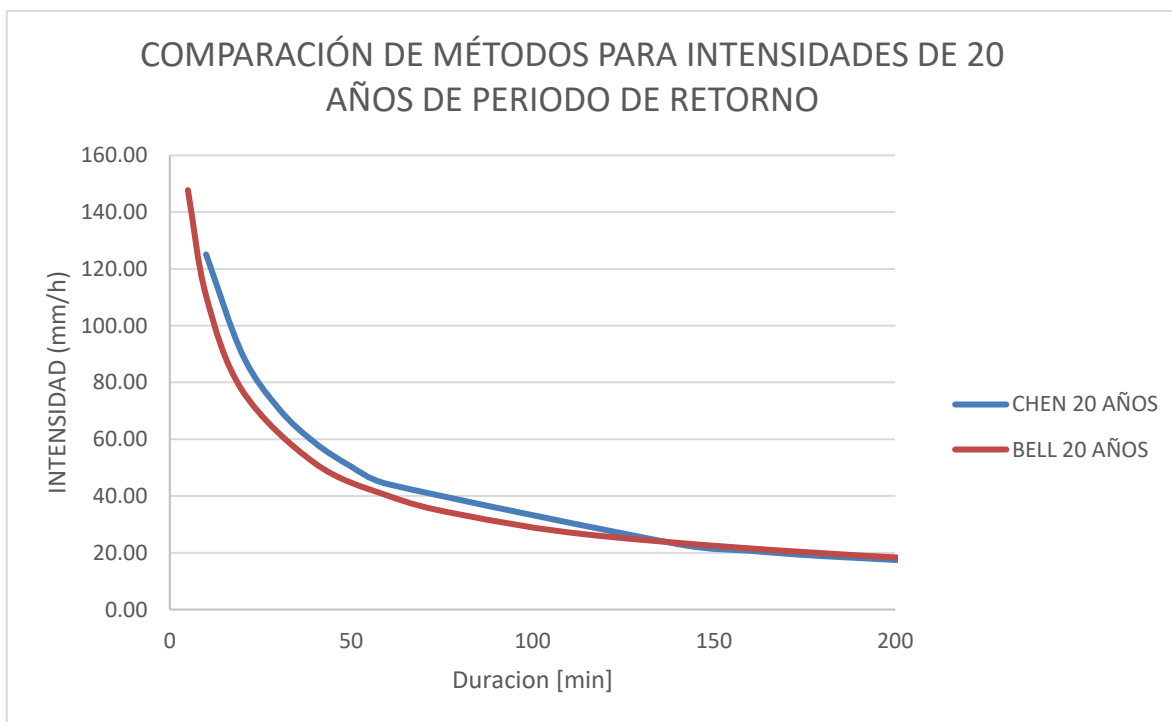


Imagen 1-17



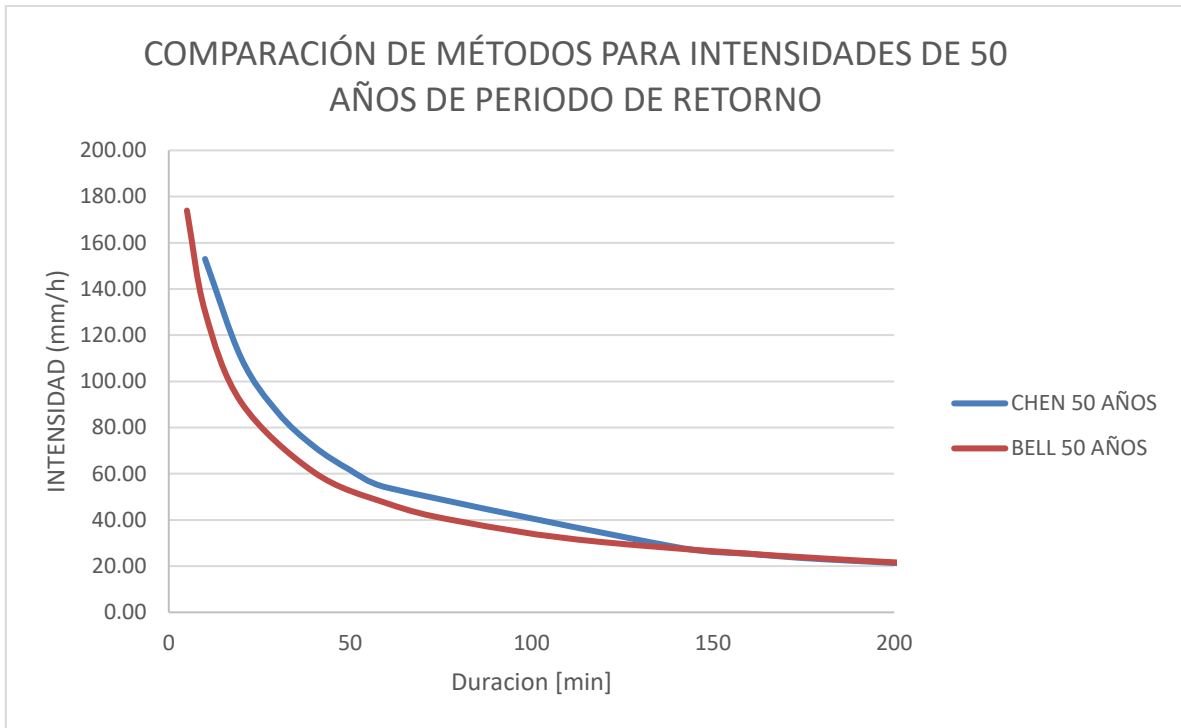


Imagen 1-18

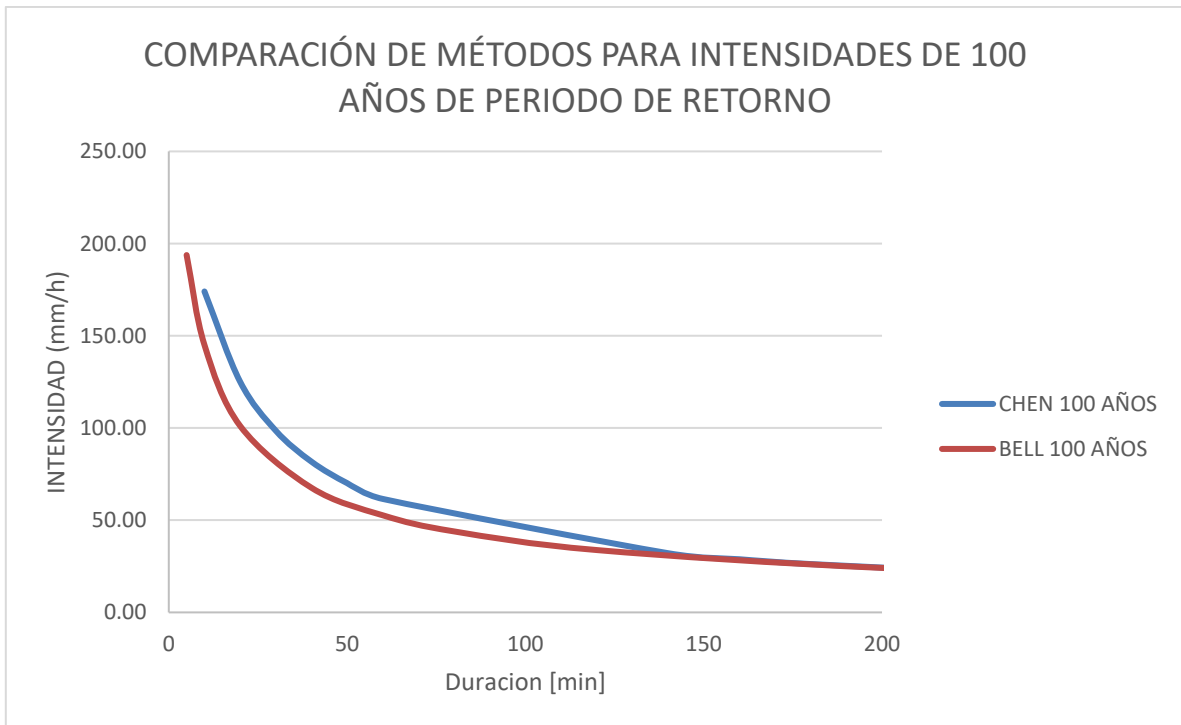


Imagen 1-19

En conclusión, de la comparativa de la metodología de las ecuaciones (ec. 1.16 y ec. 1.17) se utilizarán las recomendaciones de la investigación realizada por Campos Aranda (Campos Aranda, 1990) de la ecuación de Bell, que se utiliza para tiempos de retorno menores a 10 años. Y la fórmula de Bell para tiempos iguales o mayores de 10 años.

## 1.4. MODELO LLUVIA ESCURRIMIENTO

### 1.4.1. Cobertura y uso del suelo

En la cuenca de estudio se clasificaron 5 tipos de uso del suelo (Imagen 1-20 e Imagen de Anexo 11) de los cuales en la tabla 1-11 se muestran sus respectivas áreas.

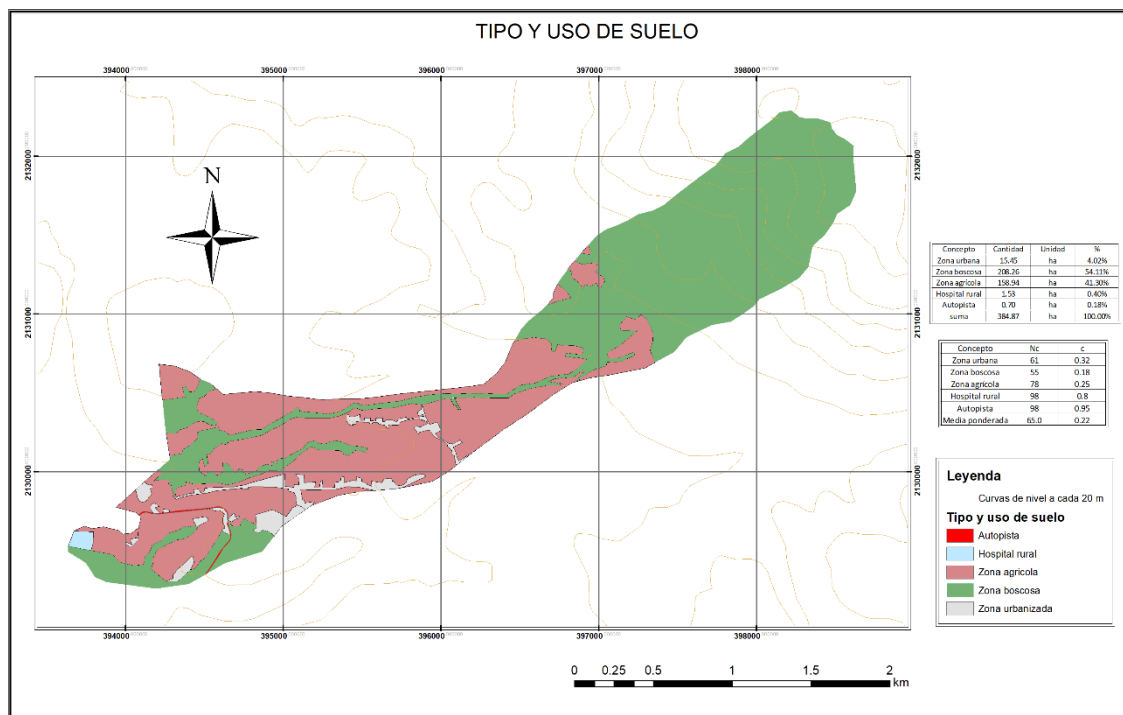


Imagen 1-20

Tipos y uso de suelo de la cuenca principal.		
Concepto	Cantidad	Unidad
Zona urbana	15.45	ha
Zona boscosa	208.26	ha
Zona agrícola	158.94	ha
Hospital rural	1.53	ha
Autopista	0.70	ha
<b>Total</b>	<b>384.87</b>	<b>ha</b>

Tabla 1-11

### 1.4.2. Edafología de la cuenca de aportación.

Edafología del griego “edafos” que significa suelo y logos “tratado” es una rama de la ciencia que indaga el suelo y sus composiciones. Para el estudio hidrológico, es de utilidad la información de las cartas edafológicas por el tipo de textura que tiene el suelo; estas cartas clasifican el suelo con tres tipos de textura en los 30 centímetros superficiales del suelo: gruesa, media y fina; de los cuales su nomenclatura son 1, 2 y 3 respectivamente.

Este tipo de información tiene aplicaciones en la rama de la agricultura por otra parte para la obra civil da conocimiento para elegir el tipo de maquinaria que habrá de usarse, características de basamentos en las construcciones (INEGI, 2018) como se mencionó previamente, será de interés conocer la textura.

En la cuenca de estudio se observa que en las cartas edafológicas de clave E14A36 y E14A37 tienen como clasificado el tipo de suelo como un Andosol Húmico con clase textural del número 2, es decir un suelo con textura media. (Imagen 1-21 e Imagen de Anexo 12).



Imagen 1-21

### 1.4.3. Número de curva de escurrimientos.

El número de curva es un parámetro que se utiliza para determinar la altura de lluvia que se pierde en una tormenta. El agua que se pierde ante una tormenta es por las condiciones del suelo, vegetación y evaporación. La antigua SCS (Soil Conservation Service) ahora NRCS (National Resources

Conservation Service) de los Estados Unidos definió la ecuación (ec. 1.18) como se menciona la historia de la obtención del método (Woodward, Hawkins, Hjelmfelt, Van Mullem, & Quan, 2000)

$$\frac{F}{S} = \frac{Pe}{P} \quad \text{ec. 1.18}$$

Donde:

- F: Retención de la lluvia [in]
- S: Potencial máximo de retención al inicio de la tormenta [in]
- Pe: Escurrimiento directo o precipitación efectiva [in]
- P: Precipitación total de la tormenta [in]

Por lo tanto, se puede definir “F” como la precipitación total de una tormenta menos el escurrimiento directo:

$$F = P - Pe \quad \text{ec. 1.19}$$

Substituyendo la ecuación (ec. 1.19) en (ec. 1.18) y resolviendo para el escurrimiento directo se tiene:

$$Pe = \frac{P^2}{P + S} \quad \text{ec. 1.20}$$

Posteriormente (Mockus, 1949) introdujo la definición de abstracción inicial “ $I_a$ ” con el cual representa el almacenamiento de agua en la superficie del terreno e infiltración que ocurre antes de que la escorrentía empiece.

La ecuación (ec. 1.20) se debe de agregar el concepto de abstracción inicial substituyendo la precipitación total se la siguiente forma:  $(P - I_a)$ . De esta manera se tiene la ecuación (ec. 1.21)

$$Pe = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S} \quad \text{ec. 1.21}$$

Tras varias observaciones en cuencas, Mockus determinó la siguiente relación entre abstracción inicial y potencial máximo de retención al inicio de la tormenta (ec. 1.22).

$$I_a = 0.2S \quad \text{ec. 1.22}$$

Introduciendo la expresión (ec. 1.22) en la ecuación (ec. 1.21) se formó la siguiente limitante:

$$Pe = \frac{(P - 0.2S)^2}{(P + 0.8S)} \quad P \geq 0.2S \quad \text{ec. 1.23}$$

$$Q = 0 \quad P \leq 0.2S \quad \text{ec. 1.24}$$

Esta nueva ecuación solo se requiere dos variables; altura de precipitación y retención máxima al inicio de la tormenta. Para la obtención de “S”, se utiliza el número de curva, cuya ecuación es:

$$Nc = \frac{1000}{(10 + S)} \quad \text{ec. 1.25}$$

Es importante señalar que las ecuaciones desde (ec. 1.18) hasta la ecuación (ec. 1.25) están en pulgadas.

Transformando unidades inglesas a unidades del sistema internacional y sustituyendo la ecuación (ec. 1.25) a la ecuación (ec. 1.23) se tiene la siguiente expresión que se puede utilizar para la república mexicana. Cabe aclarar que está en centímetros la expresión ec. 1.26

$$Pe = \frac{\left(P - \frac{508}{Nc} + 5.08\right)^2}{P + \frac{2032}{Nc} - 20.32} \quad \text{ec. 1.26}$$

El número de curva Nc fue clasificándose con varios registros de máximas lluvias anuales en diferentes cuencas de los Estados Unidos en donde se clasificaron por cobertura vegetal y tipo de suelo.

Conociendo la clasificación textural de la carta edafológica, se tiene que clasificar con criterio del proyectista el grupo hidrológico del suelo propuesto por la SCS que son clasificados por cuatro tipos de suelos: A, B, C y D. Su clasificación es la siguiente:

- A: Suelos con poco limo y arcilla (escurrimiento mínimo).
- B: Arenas finas y limos.
- C: Arenas muy finas, limos y bastante arcilla.
- D: Arcillas en grandes cantidades; suelos poco profundos con subhorizontes casi impermeables (escurrimiento máximo).

Existen algunas clasificaciones que se condicionan como hidrológica mala, regular y buena. Para poder clasificar estas variables se utiliza las siguientes recomendaciones para suelos agrícolas:

- Condición hidrológica mala: Tiene menos del 25% del terreno cubierto.
- Condición hidrológica regular: Tiene entre 25 y 50% del terreno cubierto.
- Condición hidrológica buena: Tiene del 50% del terreno cubierto.

Para uso forestal:

- Condición hidrológica mala: Tiene menos del 30% del terreno cubierto.
- Condición hidrológica regular: Tiene entre 30% y 70% del terreno cubierto.
- Condición hidrológica buena: Tiene más del 70% del terreno cubierto.

Conociendo el tipo de suelos de la cuenca es posible utilizar las tablas (Tabla 1-13) y (Tabla 1-14) para obtener el número de curva.

Uso del Suelo o cobertura	Número de curva, para el grupo hidrológico de suelo			
	A	B	C	D
Áreas urbanas completamente desarrolladas (Vegetación establecida) Césped, espacios abiertos, parques, campos de golf, panteones, etc.				
Buena condición; cubierta de pasto el 75% o más del área	39	31	74	80
Condición regular; cubierta de pasto del 50% al 75% de área	49	69	79	84
Mala condición; cubierta de pasto menos del 50 % del área	68	79	86	89
Lotes de estacionamiento pavimentados, techados, entrada de autos etc.	98	98	98	98
Calles y caminos:				
Pavimentados con banquetas y drenaje de aguas pluviales	98	98	98	98
De grava	76	85	89	91
De terracería	72	82	87	89
Pavimentados con cunetas	83	89	92	93
áreas comerciales y de negocios (85%)	89	92	94	95
Zonas industriales (72%)	81	88	91	93
Rancherías, pueblos y zonas urbanas (65%) con lotes de 500 m2 o menos	77	85	90	92

Uso del Suelo o cobertura	Número de curva, para el grupo hidrológico de suelo			
	A	B	C	D
Residencial: Tamaño promedio del lote:				
1000 m2 (38%)	61	75	83	87
1300 m2 (30%)	57	72	81	86
2000 m2 (25%)	54	70	80	85
4000 m2 (20%)	51	68	79	84
8000 m2 (12%)	46	65	77	82
áreas urbanas en desarrollo (vegetación no establecida)	77	86	91	94

Tabla 1-12

Uso del suelo o cobertura vegetal			Número de curva, para el grupo hidrológico de suelo			
Uso del suelo Práctica de tratamiento	Condición hidrológica	Condición hidrológica	A	B	C	D
Suelo agrícola cultivado						
Barbechado	Hileras rectas, cultivo de conservación	Mala	76	85	90	93
		Buena	74	83	88	90
Cultivos en Hileras	Hileras en línea recta	Mala	72	81	88	91
		Buena	67	78	85	89
	Cultivo de conservación	Mala	71	80	87	90
		Buena	64	75	82	85
	En contorno	Mala	70	79	84	88
		Buena	65	75	82	86
	En contorno y cultivo	Mala	69	78	83	87
		Buena	64	74	81	85
	En contorno y terrazas	Mala	66	74	80	82
		Buena	62	71	78	81
En contorno y terrazas, cultivo de conservación	Mala	65	73	79	81	
	Buena	61	70	77	80	
Granos pequeños	Hileras en línea recta	Mala	65	76	84	88
		Buena	63	75	83	87
		Mala	64	75	83	86



Uso del suelo o cobertura vegetal			Número de curva, para el grupo hidrológico de suelo				
Uso del suelo Práctica de tratamiento	Condición hidrológica	Condición hidrológica	A	B	C	D	
Suelo agrícola cultivado							
	Cultivos de conservación	Buena	60	72	80	84	
		Mala	63	74	82	85	
	En contorno	Buena	61	73	81	84	
		Mala	62	73	81	84	
	En contorno y cultivo de conservación	Buena	60	72	80	83	
		Mala	61	72	79	82	
	En contorno y terrazas	Buena	59	70	78	81	
		Mala	60	71	78	81	
	En contorno y terrazas, cultivo de conservación	Buena	58	69	77	80	
		Mala	66	77	85	89	
	Siembra densa, leguminosas o praderas con rotación	Hileras en línea recta	Buena	58	72	81	85
			Mala	64	75	83	85
Cultivos de conservación		Buena	55	69	78	83	
		Mala	63	73	80	83	
En contorno		Buena	51	67	76	80	
		Mala	68	79	86	89	
Hierba o pasto	Sin tratamiento mecánico	Regular	49	69	79	84	
		Buena	39	61	74	80	
		Mala	47	67	81	88	
	En contorno	Regular	25	59	75	83	
		Buena	6	35	70	79	
		Mala	30	58	71	78	
Praderas							
Áreas forestales, pastos o huertos, perennes o caducifolios		Mala	55	73	82	86	
		Regular	44	65	76	82	
		Buena	32	58	72	79	
Matorral, maleza		Mala	48	67	77	83	
		Buena	20	48	65	73	
Bosques		Mala	45	66	77	83	
		Regular	36	60	73	79	
		Buena	25	55	70	77	
Granjas			59	74	82	86	

Uso del suelo o cobertura vegetal			Número de curva, para el grupo hidrológico de suelo			
Uso del suelo Práctica de tratamiento	Condición hidrológica	Condición hidrológica	A	B	C	D
Suelo agrícola cultivado						
Forestal, pasto Herbáceas		Mala		79	86	92
		Regular		71	80	89
		Buena		61	74	84
Robles Alamos		Mala		65	74	
		Regular		47	57	
		Buena		30	41	
Enebro, pasto		Mala		72	83	
		Regular		58	73	
		Buena		41	61	

Tabla 1-13

Para la cuenca en estudio, se determinaron los números de curva en la Tabla 1-14. Por otra parte, aplicando la media ponderada de la clasificación de los suelos en función de la cobertura del área, se obtuvo un número de curva representativo de la cuenca de lo cual da 65

Concepto	Cantidad	Unidad	%	Nc
Zona urbana	15.45	ha	0.040	61
Zona boscosa	208.26	ha	0.541	55
Zona agrícola	158.94	ha	0.413	78
Hospital rural	1.53	ha	0.004	98
Autopista	0.70	ha	0.002	98
Media ponderada	384.87	ha	1	65.0

Tabla 1-14

La clasificación del suelo se clasificó como tipo “B” por estar en rango medio de la carta edafológica y por el factor que el bosque tiene cierta retención del agua. Obsérvese que para zona boscosa se tiene como número de curva de 55 en la Tabla 1-14 y Tabla 1-13.

#### 1.4.4. Método de Chow

El método de Chow consiste en el cálculo del gasto pico de hidrogramas para diseño de alcantarillas y otras estructuras de drenaje pequeñas. Este método solo proporciona el gasto de pico y es aplicable a cuencas no urbanas con una superficie menor de 25 km<sup>2</sup> (CONAGUA, 2000).

La fórmula para expresar el gasto pico, es mediante la siguiente ecuación (ec. 1.27)

$$Q = 2.78 A x Z \quad \text{ec. 1.27}$$

En donde:

- A= Área de la cuenca en km<sup>2</sup>
- $x = \frac{Pe}{d}$
- Z= Factor de reducción pico. (Se obtiene a base de la gráfica de Mockus)
- Pe= Precipitación efectiva (ec. 1.26)
- P= Precipitación en cm
- Nc= Número de curva

Cabe aclarar que existe una limitante en la ecuación (ec. 1.26) mostrada en las ecuaciones ( ec. 1.23 y ec. 1.24) que están expresadas en pulgadas.

El factor Z de reducción pico se obtiene de la Imagen 1-22 en donde t/tp se refiere a la relación de duración con tiempo pico (SCT, 2000)

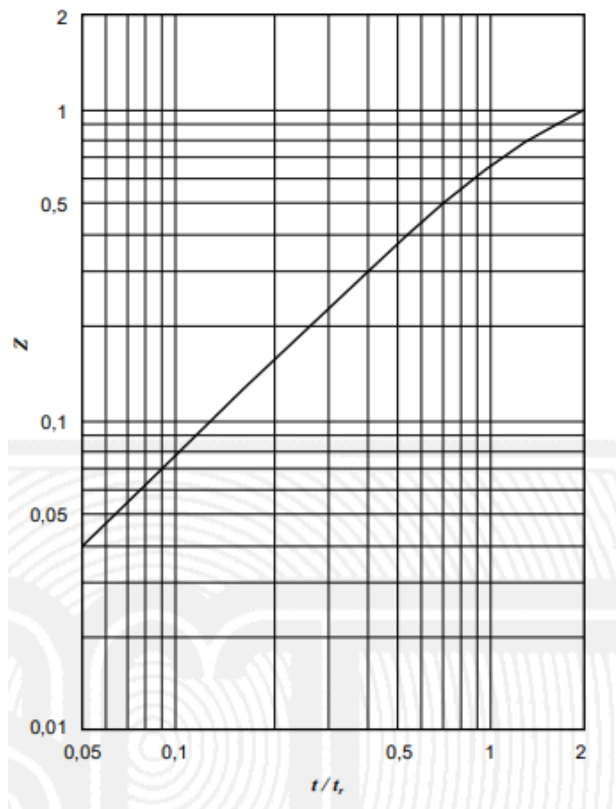


Imagen 1-22

A continuación, se muestran los resultados a varios periodos de retorno:

Método de Chow para un $T_r=2$ años.							
Duración (minutos)	intensidad (mm/hr)	P (cm)	Pe (cm)	x	d/tp	Z	Q [m <sup>3</sup> /s]
5	69.25	0.5771	0.0000	0.000	0.127	0.11	0.0000
10	55.11	0.9185	0.0000	0.000	0.255	0.2	0.0000
15	46	1.1500	0.0000	0.000	0.382	0.28	0.0000
20	40	1.3333	0.0000	0.000	0.510	0.37	0.0000
25	35	1.4583	0.0000	0.000	0.637	0.45	0.0000
30	30	1.5000	0.0000	0.000	0.765	0.55	0.0000
35	28	1.6333	0.0000	0.000	0.892	0.62	0.0000
40	26	1.7333	0.0000	0.000	1.020	0.699	0.0000
45	25	1.8750	0.0000	0.000	1.147	0.75	0.0000
60	19	1.9000	0.0000	0.000	1.530	0.85	0.0000
90	15	2.2500	0.0000	0.000	2.295	1	0.0000
120	12	2.4000	0.0000	0.000	3.060	1	0.0000
160	9.8	2.6133	0.0000	0.000	4.079	1	0.0000
200	7.5	2.5000	0.0000	0.000	5.099	1	0.0000
300	5.2	2.6000	0.0000	0.000	7.649	1	0.0000
400	4.1	2.7333	0.0000	0.000	10.198	1	0.0000
500	3.5	2.9167	0.0024	0.000	12.748	1	0.0000
800	2.4	3.2000	0.0153	0.001	20.397	1	0.0000
1440	1.6	3.8400	0.0825	0.003	36.715	1	0.0000
2000	1.2	4.0000	0.1070	0.003	50.992	1	0.0000

Tabla 1-15

Método de Chow para un Tr=5años.							
Duración (minutos)	intensidad (mm/hr)	P (cm)	Pe (cm)	x	d/tp	Z	Q [m3/s]
5	102	0.8500	0.0000	0.000	0.127	0.11	0.0000
10	83	1.3833	0.0000	0.000	0.255	0.2	0.0000
15	71	1.7750	0.0000	0.000	0.382	0.28	0.0000
20	60	2.0000	0.0000	0.000	0.510	0.37	0.0000
25	55	2.2917	0.0000	0.000	0.637	0.45	0.0000
30	48	2.4000	0.0000	0.000	0.765	0.55	0.0000
35	44	2.5667	0.0000	0.000	0.892	0.62	0.0000
40	39	2.6000	0.0000	0.000	1.020	0.699	0.0000
45	36	2.7000	0.0000	0.000	1.147	0.75	0.0000
60	29	2.9000	0.0020	0.002	1.530	0.85	0.0178
90	22	3.3000	0.0224	0.015	2.295	1	0.1597
120	20	4.0000	0.1070	0.054	3.060	1	0.5726
160	16	4.2667	0.1542	0.058	4.079	1	0.6186
200	14	4.6667	0.2390	0.072	5.099	1	0.7670
300	10.5	5.2500	0.3905	0.078	7.649	1	0.8357
400	8	5.3333	0.4147	0.062	10.198	1	0.6656
500	7.1	5.9167	0.6003	0.072	12.748	1	0.7708
800	1	1.3333	0.0000	0.000	20.397	1	0.0000
1440	1	2.4000	0.0000	0.000	36.715	1	0.0000
2000	1	3.3333	0.0250	0.001	50.992	1	0.0080

Tabla 1-16

Método de Chow para un Tr=10años.							
Duración (minutos)	intensidad (mm/hr)	P (cm)	Pe (cm)	x	d/tp	Z	Q [m3/s]
5	140	1.1667	0.0000	0.000	0.127	0.11	
10	101	1.6833	0.0000	0.000	0.255	0.2	
15	90	2.2500	0.0000	0.000	0.382	0.28	
20	75	2.5000	0.0000	0.000	0.510	0.37	
25	66	2.7500	0.0000	0.000	0.637	0.45	0.0002
30	59	2.9500	0.0033	0.007	0.765	0.55	0.0390
35	55	3.2083	0.0158	0.027	0.892	0.62	0.1798
40	48	3.2000	0.0153	0.023	1.020	0.699	0.1712
45	45	3.3750	0.0286	0.038	1.147	0.75	0.3057
60	37	3.7000	0.0636	0.064	1.530	0.85	0.5779
90	28	4.2000	0.1417	0.094	2.295	1	1.0105
120	22	4.4000	0.1806	0.090	3.060	1	0.9662
160	19	5.0667	0.3395	0.127	4.079	1	1.3622
200	16	5.3333	0.4147	0.124	5.099	1	1.3311
300	14	7.0000	1.0137	0.203	7.649	1	2.1691
400	9.9	6.6000	0.8514	0.128	10.198	1	1.3664
500	1	0.8333	0.0000	0.000	12.748	1	0.0000
800	1	1.3333	0.0000	0.000	20.397	1	0.0000
1440	1	2.4000	0.0000	0.000	36.715	1	0.0000
2000	0.5	1.6667	0.0000	0.000	50.992	1	0.0000

Tabla 1-17

Método de Chow para un Tr=20años.							
Duración (minutos)	intensidad (mm/hr)	P (cm)	Pe (cm)	x	d/tp	Z	Q [m3/s]
5	160	1.3333	0.0000	0.000	0.127	0.11	
10	130	2.1667	0.0000	0.000	0.255	0.2	0.0000
15	105	2.6250	0.0000	0.000	0.382	0.28	0.0000
20	90	3.0000	0.0050	0.015	0.510	0.37	0.0596
25	80	3.3333	0.0250	0.060	0.637	0.45	0.2894
30	70	3.5000	0.0405	0.081	0.765	0.55	0.4764
35	66	3.8500	0.0840	0.144	0.892	0.62	0.9551
40	59	3.9333	0.0965	0.145	1.020	0.699	1.0823
45	55	4.1250	0.1282	0.171	1.147	0.75	1.3713
60	44	4.4000	0.1806	0.181	1.530	0.85	1.6426
90	33	4.9500	0.3086	0.206	2.295	1	2.2013
120	29	5.8000	0.5610	0.280	3.060	1	3.0011
160	23	6.1333	0.6762	0.254	4.079	1	2.7130
200	18.5	6.1667	0.6882	0.206	5.099	1	2.2089
300	13	6.5000	0.8126	0.163	7.649	1	1.7387
400	11	7.3333	1.1568	0.174	10.198	1	1.8566
500	9.9	8.2500	1.5846	0.190	12.748	1	2.0345
800	4	5.3333	0.4147	0.031	20.397	1	0.3328
1440	1	2.4000	0.0000	0.000	36.715	1	0.0000
2000	1	3.3333	0.0250	0.001	50.992	1	0.0080

Tabla 1-18

Método de Chow para un Tr=50años.							
Duración (minutos)	intensidad (mm/hr)	P (cm)	Pe (cm)	x	d/tp	Z	Q [m3/s]
5	190	1.5833	0.0000	0.000	0.127	0.11	
10	160	2.6667	0.0000	0.000	0.255	0.2	0.0000
15	145	3.6250	0.0543	0.217	0.382	0.28	0.6510
20	110	3.6667	0.0594	0.178	0.510	0.37	0.7051
25	98	4.0833	0.1209	0.290	0.637	0.45	1.3974
30	86	4.3000	0.1606	0.321	0.765	0.55	1.8903
35	80	4.6667	0.2390	0.410	0.892	0.62	2.7174
40	71	4.7333	0.2547	0.382	1.020	0.699	2.8568
45	66	4.9500	0.3086	0.411	1.147	0.75	3.3020
60	55	5.5000	0.4649	0.465	1.530	0.85	4.2276
90	41	6.1500	0.6822	0.455	2.295	1	4.8659
120	34	6.8000	0.9312	0.466	3.060	1	4.9816
160	28	7.4667	1.2160	0.456	4.079	1	4.8789
200	21.5	7.1667	1.0844	0.325	5.099	1	3.4806
300	16	8.0000	1.4632	0.293	7.649	1	3.1311
400	11.5	7.6667	1.3068	0.196	10.198	1	2.0973
500	9.7	8.0833	1.5033	0.180	12.748	1	1.9301
800	1	1.3333	0.0000	0.000	20.397	1	0.0000
1440	1	2.4000	0.0000	0.000	36.715	1	0.0000
2000	1	3.3333	0.0250	0.001	50.992	1	0.0080

Tabla 1-19



Método de Chow para un Tr=100años.							
Duración (minutos)	intensidad (mm/hr)	P (cm)	Pe (cm)	x	d/tp	Z	Q [m3/s]
5	220	1.8333	0.0000	0.000	0.127	0.11	0.0000
10	190	3.1667	0.0132	0.079	0.255	0.2	0.1693
15	155	3.8750	0.0877	0.351	0.382	0.28	1.0504
20	130	4.3333	0.1672	0.501	0.510	0.37	1.9853
25	125	5.2083	0.3787	0.909	0.637	0.45	4.3755
30	99	4.9500	0.3086	0.617	0.765	0.55	3.6322
35	92	5.3667	0.4245	0.728	0.892	0.62	4.8278
40	81	5.4000	0.4345	0.652	1.020	0.699	4.8741
45	76	5.7000	0.5281	0.704	1.147	0.75	5.6506
60	62	6.2000	0.7003	0.700	1.530	0.85	6.3683
90	45	6.7500	0.9110	0.607	2.295	1	6.4980
120	39	7.8000	1.3686	0.684	3.060	1	7.3216
160	30	8.0000	1.4632	0.549	4.079	1	5.8708
200	24	8.0000	1.4632	0.439	5.099	1	4.6966
300	18	9.0000	1.9680	0.394	7.649	1	4.2112
400	14	9.3333	2.1471	0.322	10.198	1	3.4459
500	12	10.0000	2.5201	0.302	12.748	1	3.2355
800	1	1.3333	0.0000	0.000	20.397	1	0.0000
1440	1	2.4000	0.0000	0.000	36.715	1	0.0000
2000	1	3.3333	0.0250	0.001	50.992	1	0.0080

Tabla 1-20

En la Imagen 1-23 se muestra una gráfica con los datos del método de Chow para un  $Tr=10$  años.

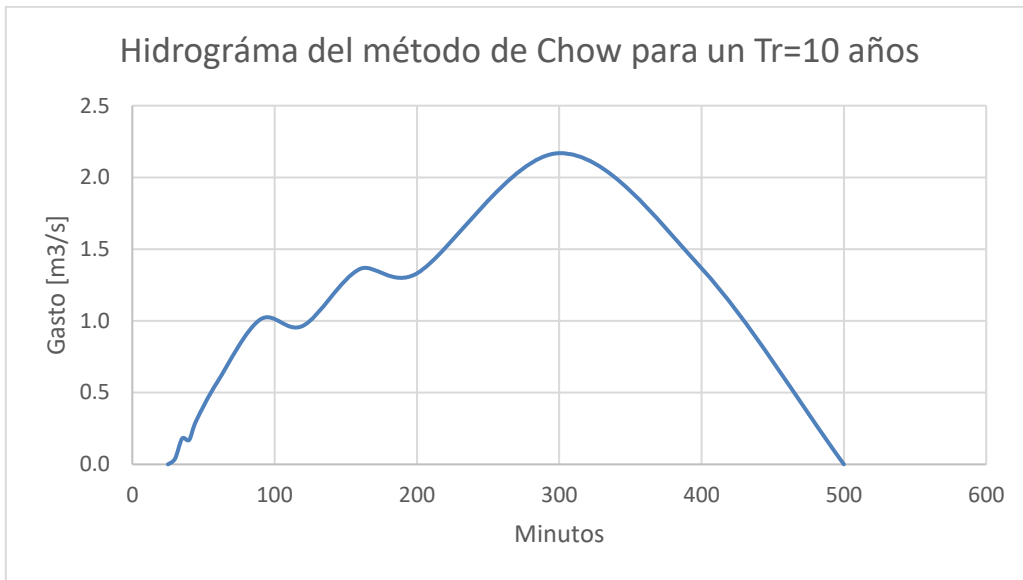


Imagen 1-23

Como puede verse para un  $Tr=2$  años no existe escurrimiento alguno. Esto pasa por la condición de la ecuación (ec. 1.23) y (ec. 1.24) donde se obtiene una precipitación menor a 0.2 del potencial máximo de retención al inicio de la tormenta. Este fenómeno ocurre cuando el número de curva es menor a 70, porque teóricamente el suelo retiene toda el agua y no logra escurrir Imagen 1-24

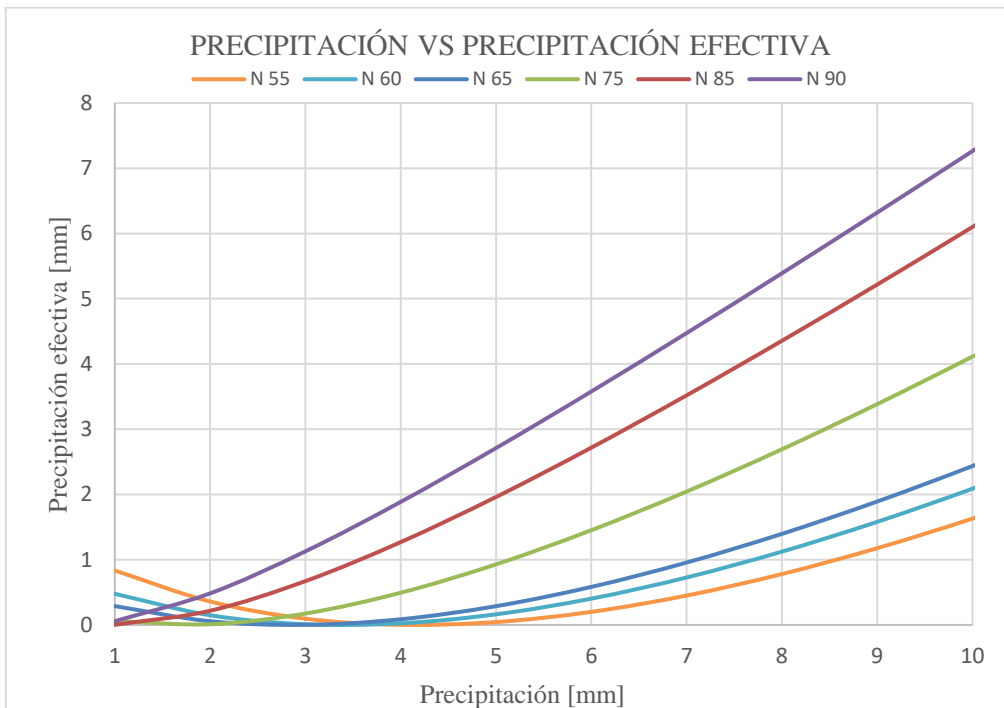


Imagen 1-24

### 1.4.5. Método del Hidrograma Unitario Triangular.

El Hidrograma Unitario Triangular es un hidrograma con la geometría como se muestra en la Imagen 1-25

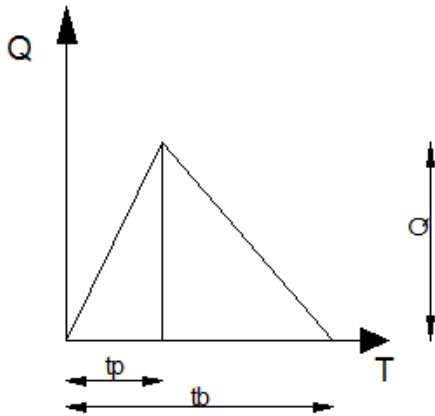


Imagen 1-25

Para determinar el gasto pico, se utiliza la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{Pe \cdot 0.555 A}{tp} \quad \text{ec. 1.28}$$

En donde:

- Pe: Precipitación en exceso [cm]
- A: Área [km<sup>2</sup>]
- tp : tiempo pico =  $\frac{d_e}{2} + tr$
- de: duración en exceso =  $d_e = 2\sqrt{tc}$
- tc: tiempo de concentración
- tr: =  $0.6tc$

Para cuencas grandes se toma

$$Q = \frac{Pe \cdot 0.208 A}{tp} \quad \text{ec. 1.29}$$

Con el cuál el “tp” para cuencas grandes se toma:

$$tp = \sqrt{tc} + 0.6tc \quad \text{ec. 1.30}$$

La cuenca de estudio se considera como cuenca muy pequeña y se toma la ecuación ec. 1.28

Los datos básicos para el método del Hidrograma unitario triangular se muestran a continuación

Datos básicos del H.U.T.	
Longitud (m)	6081.630
pendiente	0.093
Area (m2)	3848600
Área (km2)	3.849
Tiempo de concentración (horas)	0.56
tiempo de retraso	0.336
<i>de</i>	1.497
tiempo pico HUT (horas)	1.084
tiempo base (horas)	2.895
tiempo base (minutos)	173.710

Tabla 1-21

Los resultados del método del hidrograma unitario triangular se muestran en la Tabla 1-22

Tr	i [mm/hr]	P [cm]	Pe [cm]	Q [m3/s]	Q [l/s]
2	18.36	1.99	0.00	0.00	0.0
5	27.64	3.00	0.00	0.04	36.3
10	34.67	3.76	0.07	0.53	526.6
20	41.69	4.52	0.21	1.52	1521.6
50	50.97	5.53	0.47	3.49	3493.1
100	57.99	5.53	0.73	5.41	5408.0

Tabla 1-22

#### 1.4.6. Método Racional Americano

El método Racional, permite hacer estimaciones de caudales a partir de las precipitaciones máximas de precipitación que es directamente proporcional a la intensidad máxima de lluvia asociada a un periodo de retorno y al tiempo de concentración de la cuenca; la fórmula para estimar el gasto es la siguiente expresión

$$Q = \frac{C i A}{360} \quad \text{ec. 1.31}$$

En donde:

- C: Coeficiente de escurrimiento[adimensional]
- i: intensidad [mm/hr]
- A: Área [ha]

El coeficiente americano se obtiene de la Tabla 1-23

Tipo de Área Drenada	Coeficiente de escurrimiento	
	mínimo	máximo
<b>Zonas Comerciales:</b>		
Zona comercial	0.7	0.95
Vecindarios	0.5	0.7
<b>Zonas Residenciales:</b>		
Unifamiliares	0.3	0.5
Multifamiliares, espaciados	0.4	0.6
Multifamiliares, compactos	0.6	0.75
Semiurbanas	0.25	0.4
Casa habitación	0.5	0.7
<b>Zonas Industriales:</b>		
Espaciado	0.5	0.8
Compacto	0.6	0.9
Cementerios, Parques	0.1	0.25
Campos de Juego	0.2	0.35
Patios de Ferrocarril	0.2	0.4
Zonas Suburbanas	0.1	0.3
<b>Calles:</b>		
Asfaltadas	0.7	0.95
De concreto hidráulico	0.7	0.95
Adoquinadas	0.7	0.85
Estacionamientos	0.75	0.85
Techados	0.75	0.95
<b>Praderas</b>		
Suelos arenosos planos (pendientes 0.02 o menos)	0.05	0.1
Suelos arenosos con pendientes medias (0.02-0.07)	0.1	0.15
Suelos arenosos escarpados (0.07 o más)	0.15	0.2
Suelos arcillosos planos (0.02 o menos)	0.13	0.17
Suelos arcillosos con pendientes medias (0.02-0.07)	0.18	0.22
Suelos arcillosos escarpados (0.07 o más)	0.25	0.35

Tabla 1-23

El coeficiente de escurrimiento se clasificó de acuerdo a los diferentes tipos de suelo que existen en la cuenca principal. (Tabla 1-24)

Concepto	Área	Unidad	%	c
Zona urbana	15.45	ha	0.040	0.32
Zona boscosa	208.26	ha	0.541	0.18
Zona agrícola	158.94	ha	0.413	0.25
Hospital rural	1.53	ha	0.004	0.8
Autopista	0.70	ha	0.002	0.95
Media ponderada	384.87	ha	1	0.22

Tabla 1-24

La cuenca denominada “cunetas”, también se clasificó el coeficiente de escurrimiento de acuerdo al tipo de suelo que posee. El método de racional americano será el único método de gasto puntual que será utilizado para esta microcuenca, debido al poco tamaño que tiene (4.13 ha), y por ser un método conservador para áreas pequeñas.

Concepto	Área	Unidad	%	c
Autopista	0.29	ha	0.0702	0.95
Casas Hab.	0.0518	ha	0.0125	0.6
Zona agrícola	3.788	ha	0.9172	0.3
Media ponderada	4.13	ha	1	0.349

Tabla 1-25

La intensidad que se aplica de la ecuación (ec. 1.31) debe estar asociada al tiempo de concentración de la cuenca y a varios periodos de retorno. En la Tabla 1-26 y Tabla 1-27 se muestran los gastos obtenidos por este método.

Método racional americano para cuenca la principal.		
Tr	Intensidad mm/hr	Q [m3/s]
2	29.10	6.85
5	43.81	10.31
10	54.94	12.93
20	66.06	15.55
50	80.77	19.01
100	91.90	21.63

Tabla 1-26

Método racional americano para cuenca la "cunetas"		
Tr	Intensidad mm/hr	Q [m3/s]
2	79.65	0.32
5	119.91	0.48
10	150.37	0.60
20	180.83	0.73
50	221.09	0.89
100	251.54	1.01

Tabla 1-27

#### 1.4.7. Modelamiento de la cuenca en HEC-HMS

El software HEC-HMS (Hydrologic Modeling System) es una herramienta creada por centro de ingenieros hidrológicos (HEC, por sus siglas en ingles) de cuerpo de ingenieros hidrólogos del ejército de los Estados Unidos. (U.S. Army Corps of Engineers, 2018a),

El software HEC-HMS está diseñado para simular los procesos del sistema hídrico en una cuenca. Incluye varios procesos hidrológicos como infiltración, hidrogramas unitarios y ruta hidrológica. También incluye procesos como evapotranspiración, derretimiento de nieve, humedad del suelo. Por otra parte, el software es posible hacer simulación de gasto puntual y contiene herramientas para obtener transporte de sedimentos, erosión, previsión de gastos etc.

El programa posee características en un ambiente gráfico con entradas para utilidades computacionales, y herramientas para generar reportes. La interfaz gráfica del usuario permite el movimiento entre las diferentes partes del software. El resultado de las simulaciones es guardado en la memoria del sistema HEC-DSS que puede usarse en conjunto con otros softwares para el estudio de la disponibilidad del agua, drenaje urbano, ruta del flujo, zonas vulnerables a inundaciones, impacto de futura urbanización, diseño de vertederos, reducción de inundaciones y sistemas de operación.

Para el cálculo de la escorrentía, uso un hietograma de precipitación.

Este hietograma fue construido por medio del bloque alterno (Chow, 1994).

El hietograma del bloque alterno es un método para estimar la distribución temporal de precipitación de una tormenta que puede construirse gracias a las curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia. La profundidad de precipitación es obtenida por multiplicar la intensidad y los diferentes intervalos de duración de lluvia. Este producto se debe añadir por cada unidad adicional de tiempo y ordenarlos en una secuencia en forma piramidal.

En la Tabla 1-28 se muestra los cálculos correspondientes de la cuenca principal, considerando una tormenta de duración de 1 hora y un tiempo de retorno de 50 años (consultar Imagen 1-13 para determinar la intensidad). Para construir el bloque alterno primeramente se coloca en la columna 3 la intensidad asociada a la duración de la columna 1 o 2); posteriormente la profundidad acumulada es el producto de intensidad y duración, este resultado tiene unidades de mm; la quinta columna el primer dato se pone íntegro del primer valor de la cuarta columna y los valores subsecuentes se restan de profundidad acumulada menos profundidad acumulada subsecuente. Al final de acomodan los valores de precipitación de forma que el valor máximo coincida con el centroide de la gráfica.

Hietograma de precipitación de diseño en incrementos de 10 minutos para una tormenta de 50 años y 1 hora de duración en Amanalco de Becerra, utilizando el método del bloque alterno.

Duración (min)	Duración (hr)	Intensidad (mm/hr)	Profundidad acumulada (mm)	Profundidad incremental (mm)	Tiempo (min)	Precipitación (mm)	Intensidad (mm/hr)
10	0.2	152.97	25.50	25.50	0-10	3.45	20.7
20	0.3	109.96	36.65	11.16	10-20	6.66	39.94
30	0.5	86.62	43.31	6.66	20-30	25.50	152.97
40	0.7	71.85	47.90	4.59	30-40	11.16	66.95
50	0.8	61.62	51.35	3.45	40-50	4.59	27.54
60	1.0	54.08	54.08	2.73	50-60	2.73	16.38

Tabla 1-28

Graficando los valores de la Tabla 1-28 se tiene la Imagen 1-26

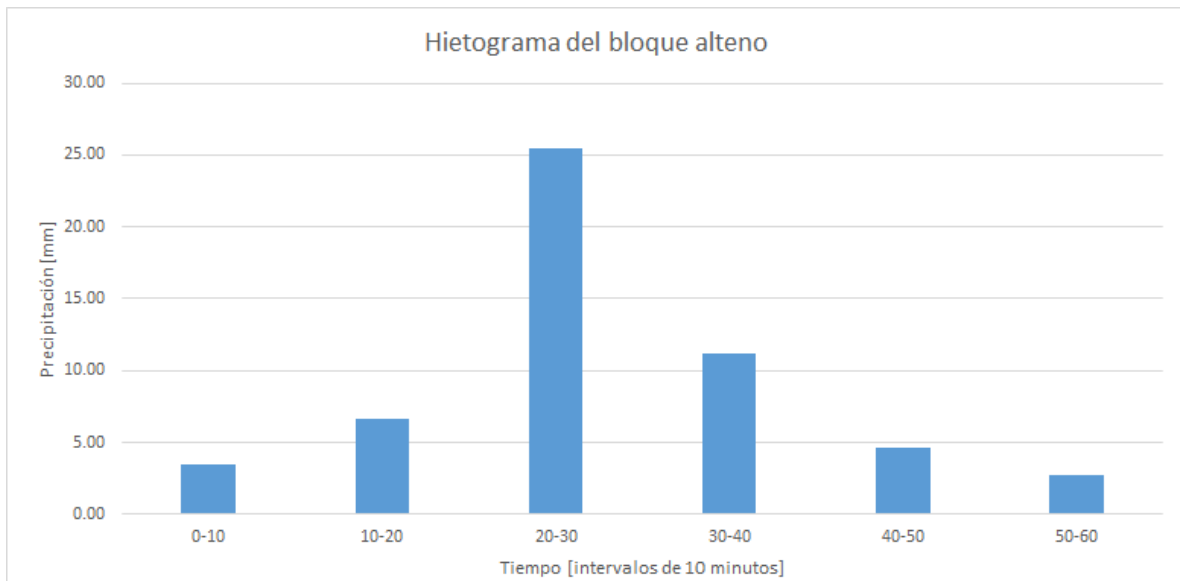


Imagen 1-26

Las características fisiológicas de la cuenca fueron introducidas al programa, las cuáles son:

- Área.
- Número de curva.
- Tiempo de retardo.
- Impermeabilidad.



Al introducir estas características junto con los datos de otros hietogramas, se obtienen los siguientes resultados:

Tr [años]	Área drenada [km2]	Caudal máximo [m3/s]
5	3.84	2.1
10	3.84	3
20	3.84	5.2
50	3.84	9.3
100	3.84	13.32

Tabla 1-29

Se muestran algunas imágenes del software HEC-HMS:

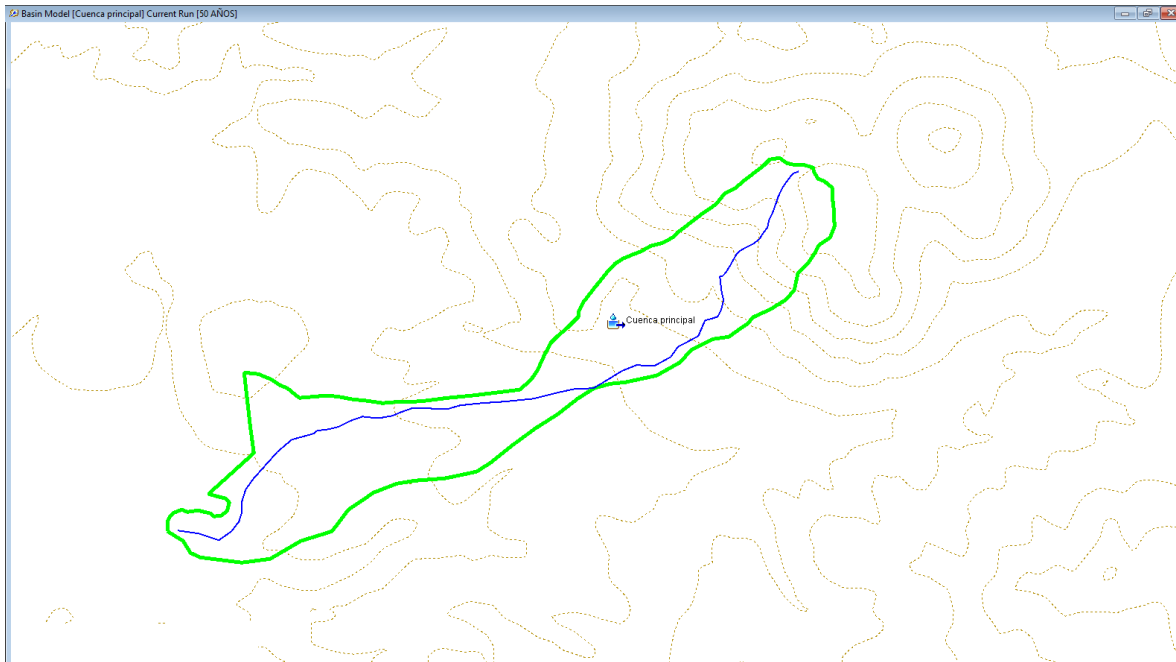


Imagen 1-27

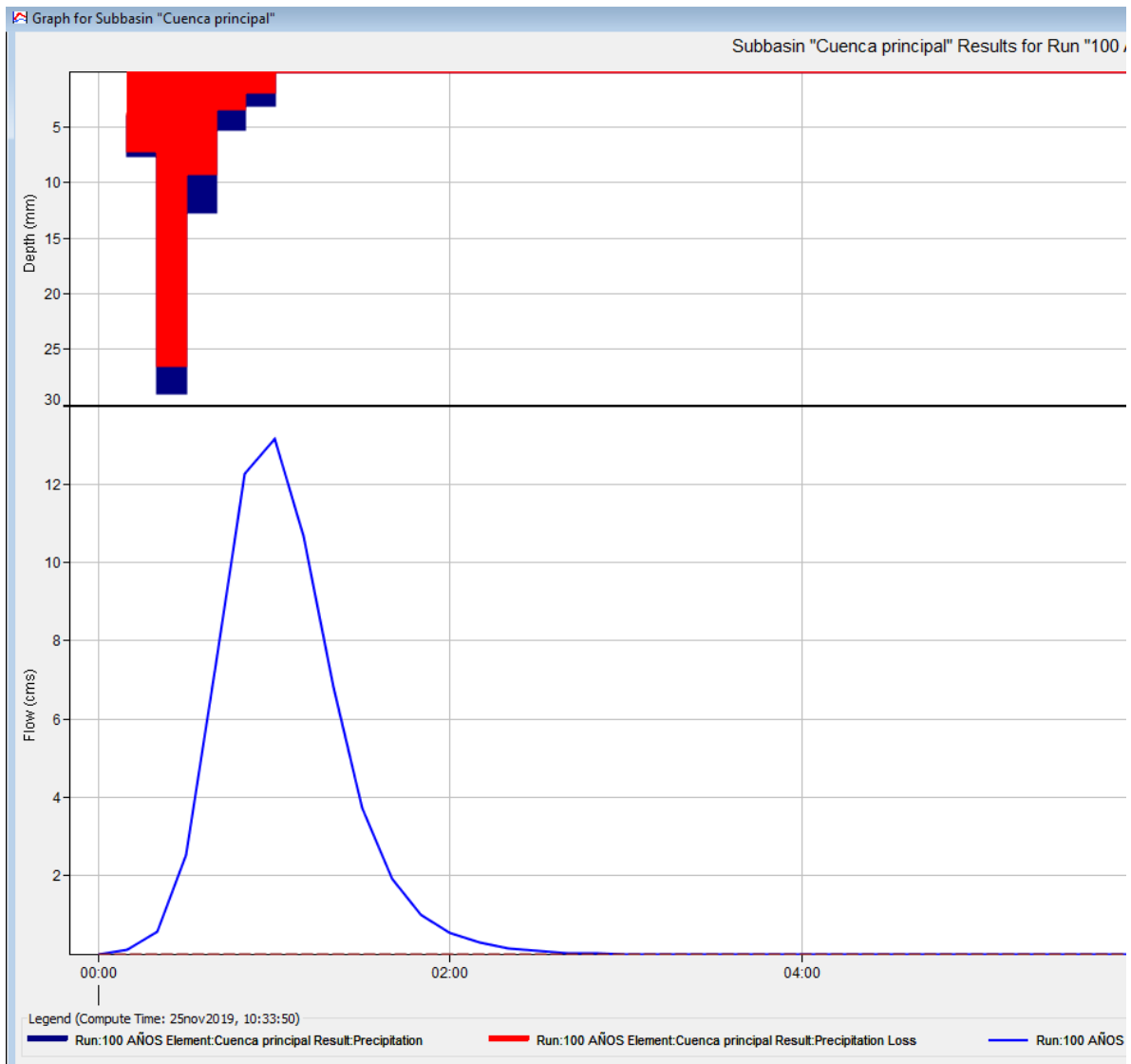


Imagen 1-28

La imagen 1-28 representa la parte superior el hietograma que escurre directo en la cuenca; la parte inferior representa la escorrentía producto del hietograma, es decir un hidrograma.

#### 1.4.8. Conclusiones del estudio hidrológico

En la Tabla 1-30 se muestran los diferentes gastos obtenidos con Chow, hidrograma unitario triangular, racional americano y modelo HEC-HMS.

Método	Gastos a varios periodos de retorno de la cuenca principal. [m <sup>3</sup> /s]					
	2	5	10	20	50	100
H.U.T.	0.00	0.04	0.53	1.52	3.49	5.41
Chow	0.00	0.84	2.17	3.00	4.98	7.32
HEC-HMS	-	2.10	3.00	5.20	9.30	13.32
Racional Americano	6.85	10.31	12.93	15.55	19.01	21.63

Tabla 1-30

Cabe aclarar que, de acuerdo con sus hipótesis, los cuatro métodos son útiles. Los primeros tres métodos de la Tabla 1-30 emplean el término del número de curva propuesto por la S.C.S. el cual está contemplado para cuencas no urbanas. Esta cuenca de estudio es una cuenca en donde la zona urbana corresponde a un 4.6% de urbanización, lo cual el empleo del método del número de curva es favorable. El método racional americano es un método conservador, el cuál aplica menos factores que los métodos donde se emplea la precipitación efectiva.

El método que se seleccionará para el diseño del canal serán los resultados del método del HEC-HMS, por el hecho que emplea el número de curva y es el mayor gasto de los métodos que aplica el término de precipitación efectiva. El periodo de retorno que se seleccionará para el diseño del canal será de 50 años, es decir 9.3 m<sup>3</sup>/s el cuál será redondeado a 10 m<sup>3</sup>/s para fines prácticos de diseño.

## CAPÍTULO 2. DISEÑO DEL CANAL

### 2.1. ESTUDIO TOPOGRÁFICO

#### 2.1.1. Topografía.

La topografía fue realizada por la empresa MAV ingeniería Integral, en la cual el estudio topográfico abarca desde la altimetría y planimetría del lugar.

Los bancos de nivel del proyecto están localizados en las siguientes coordenadas

- Guarnición de banquetta del Hospital Rural Prospera Amanalco con coordenadas UTM: 393667.3008, 2129625.1963 con una elevación de 2310.3670.
- Guarnición de banquetta del Hospital Rural Prospera Amanalco con coordenadas UTM: 393779.5654, 2129510.9790 con una elevación de 2311.4340.
- Roca con pintura roja con coordenadas UTM: 394114.4513, 2129584.9776 con una elevación de 2318.9800

La topografía abarca desde un kilómetro del río que pasa a un lado del hospital, el cadenamamiento inicial es el 0+020.000 y termina en el cadenamamiento 1+026.93. El trazo de las secciones del río fue obtenida mediante una poligonal de apoyo abierta con las siguientes coordenadas UTM:

x	y
393229.373	2129516.79
393245.02	2129529.25
393260.666	2129541.7
393276.313	2129554.16
393278.472	2129555.88
393294.467	2129553.09
393312.558	2129542.42
393328.923	2129532.77
393349.754	2129530.1
393361.674	2129528.58
393369.576	2129529.71
393389.372	2129532.56
393409.169	2129535.4
393428.966	2129538.25
393432.076	2129538.7
393448.638	2129535.55
393468.288	2129531.83
393487.937	2129528.1
393507.587	2129524.37
393527.237	2129520.64
393546.886	2129516.92

x	y
393566.536	2129513.19
393586.185	2129509.46
393605.835	2129505.73
393617.206	2129503.58
393625.559	2129504.69
393645.384	2129507.33
393665.209	2129509.96
393678.987	2129511.8
393685.087	2129511.91
393705.083	2129512.29
393714.174	2129512.46
393724.988	2129511.03
393744.815	2129508.41
393745.268	2129508.35
393764.157	2129503.34
393770.394	2129501.68
393788.276	2129499.48
393803.804	2129499.69
393808.94	2129499.76
393822.141	2129492.93
393830.834	2129488.43

x	y
393842.591	2129482.35
393859.433	2129480.23
393879.277	2129477.74
393889.206	2129476.49
393898.373	2129472.51
393915.907	2129464.91
393936.792	2129465.06
393956.792	2129465.2
393976.559	2129465.34
393996.791	2129465.3
394016.791	2129465.26
394024.876	2129465.24
394036.165	2129469.05
394046.725	2129472.61

x	y
394053.821	2129477.91
394069.849	2129489.88
394085.876	2129501.84
394101.903	2129513.8
394108.019	2129518.37
394107.788	2129530.73
394107.7	2129535.44
394112.332	2129550.01
394118.389	2129569.08
394124.446	2129588.14
394127.18	2129596.74
394125.687	2129607.61
394124.744	2129614.48

Tabla 2-1

Se le solicitó a la empresa un levantamiento de detalle a la entrada del hospital para determinar la problemática de encharcamientos y además la obtención de secciones de un canal natural que es afluente al principal con una longitud de 196.33 metros, en el cual se diseñó un canal para transportar agua pluvial al canal principal.

La poligonal abierta de apoyo del canal afluente son las siguientes coordenadas UTM:

x	y
393432.076	2129538.7
393451.911	2129541.26
393471.746	2129543.82
393491.581	2129546.39
393511.416	2129548.95
393531.251	2129551.51
393551.086	2129554.08
393570.921	2129556.64
393590.639	2129559.19
393610.49	2129563.86
393608.379	2129579.78
393606.127	2129603.22

Tabla 2-2

Por otra parte, el canal desemboca hacia el río Amanalco, por lo que se solicitó a la empresa el levantamiento de secciones 100 metros aguas abajo y 100 metros aguas arriba para poder simular el flujo a través del río, y determinar el N.A.M.E.

### **2.1.2. Problemática del sitio.**

La localización del Hospital rural Amanalco de Becerra se desfavorece por el hecho de estar situado en la parta baja de un cauce natural (Imagen de Anexo 7).

En los planos topográficos, la base de rodamiento del estacionamiento del hospital a la elevación de arrastre natural del canal en el cadenamiento 0+420.000 del canal principal, se encuentra a 1.77m de diferencia. Por lo que una avenida que provoque un tirante de esta diferencia, estaría al mismo nivel en la base de rodamiento de la calle. Imagen de Anexo 14 (plano 4 de 27) e Imagen de Anexo 18 (plano 8 de 27)

En épocas de lluvias, el hospital sufre problemas de inundación, imposibilitando el servicio médico en el municipio.

### **2.1.3. Selección del punto de descarga.**

Para la ubicación de la elevación del punto de descarga, se obtuvo un gasto para un periodo de retorno de 50 años y el tirante fue obtenido con el software HEC-RAS.

Se puede apreciar en la imagen 2-1 el tirante fue obtenido con una elevación de 2306.22 m.s.n.m.

El motivo de elegir esa elevación es para que no se ahogue la descarga del canal al río; por motivos de fuerza mayor en el cadenamiento 0+152.01 se complicaba que el canal pudiera tener la elevación de arrastre final al mismo nivel del N.A.M.E del rio Amanalco, por lo que se tuvo que bajar, teniendo en cuenta que la línea piezométrica del canal estuviera por encima del N.A.M.E. La elevación de arrastre del canal principal es: de 2305.267. En otras palabras, el nivel de arrastre esta 0.953 m por debajo del N.A.M.E del rio Amanalco.

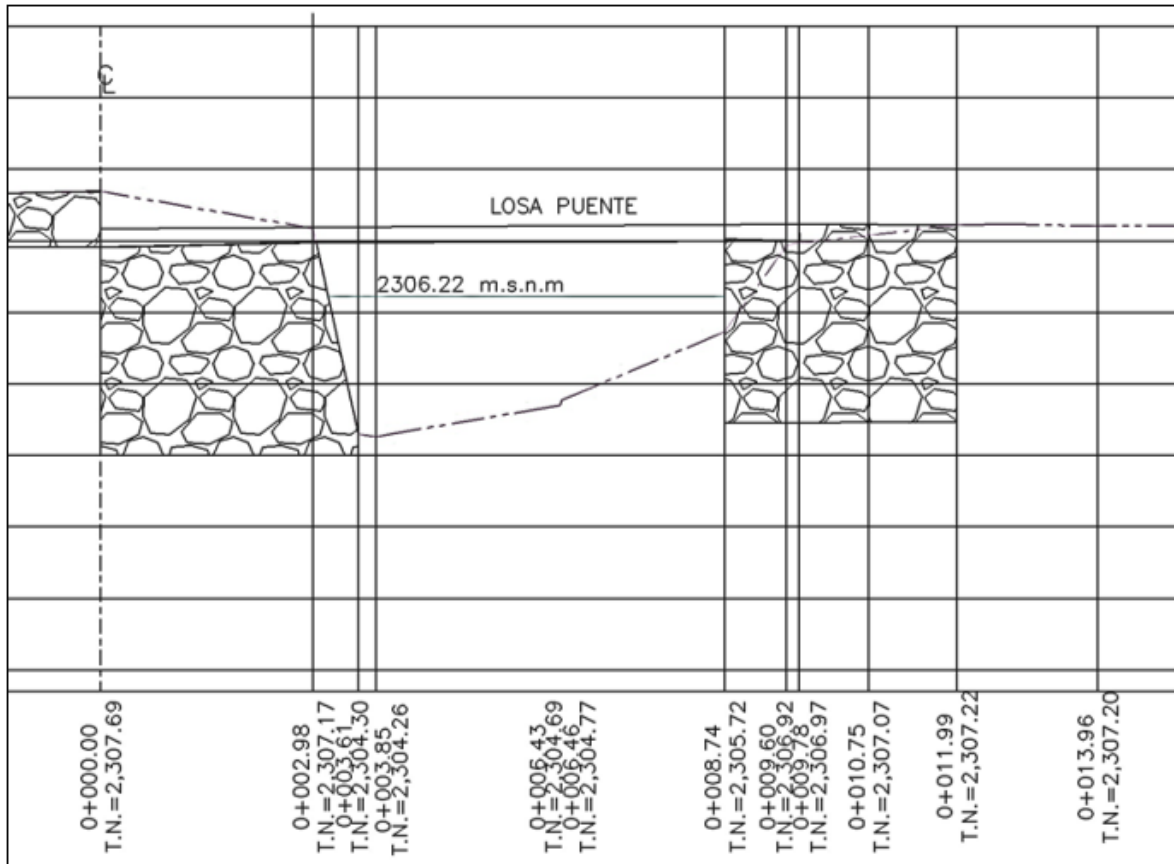


imagen 2-1

#### 2.1.4. Trazo horizontal del canal.

El trazo horizontal del canal de concreto, se trató se diseñar con el mismo curso del canal natural, excepto en tramos en donde el radio de giro era muy corto. El canal se diseñó para un gasto asociado a una tormenta con una ocurrencia de 50 años., resulto un gasto aproximado a 10 m<sup>3</sup>/s.

En el manual de criterios de diseños de obras hidráulicas para la formulación de proyectos Hidráulicos (Autoridad Nacional del Agua, 2010) recomienda un radio mínimo de 60 metros para canales que conducen 10 m<sup>3</sup>/s. En los cadenamientos donde se diseñó algún radio fueron los siguientes:

- 0+740.000 a 0+700.000
- 0+630.000 al 0+584.47
- 0+430.000 al 0+400.000
- 0+230.00 al 0+212.000
- 0+148.000 al 0+110.000
- 0+110.000 al 0+022.000

## 2.2. DISEÑO DEL CANAL

### 2.2.1. Selección de la geometría del canal.

Para elegir la sección del canal, primero se consideró la pendiente natural del terreno; se propuso que la pendiente del canal y terreno fueran iguales o muy cercanas. Con el fin de que la obra sea lo menos costosa posible. Los canales se clasifican en dos grandes familias: canales erosionables y canales no erosionables. Ambos tipos de canales se diseñan de distinta forma. Los canales erosionables son aquellos en los cuales están compuestos de materiales del terreno natural y no existe revestimiento alguno; en cambio los canales no erosionables son aquellos que están revestidos de cualquier material y garantiza que no habrá desgaste en la base de rodamiento ni en los taludes o paredes. La metodología para diseñar un canal erosionable, es cuidar las velocidades permisibles y tener en cuenta las fuerzas tractivas. La fuerza tractiva es aquella fuerza que jala el agua sobre el área hidráulica (Chow, 1990). Para calcular la fuerza tractiva se utiliza la ec. 2.1

$$\tau_0 = w R h s \quad \text{ec. 2.1}$$

Donde:

- $w$  = peso unitario del agua
- $Rh$  = radio hidráulico
- $S$  = pendiente del tramo

Los canales erosionables además de cuidar la fuerza tractiva, se contempla en el diseño el ángulo del talud de acuerdo al tipo del material, velocidades mínimas para evitar depósito de sedimentos.

Para canales no erosionables el volumen de excavación y la superficie de revestimiento son los factores más importantes en el costo del canal. Es de gran consideración el área hidráulica y el perímetro mojado, para minimizar el costo. Para ello se diseñan dos tipos de secciones:

- Sección de máxima eficiencia hidráulica.
- Sección hidráulica óptima.

Los canales de sección de máxima eficiencia hidráulica son aquellos en los cuales el perímetro mojado es el mínimo, al tener este factor al mínimo se refleja en la menor cantidad de material de revestimiento, infiltración y menor resistencia al escurrimiento.

Los canales de sección hidráulica óptima son aquellos en los cuales el área hidráulica es la mínima y por lo tanto la velocidad sea la máxima.

Como es de interés remover rápidamente el agua proveniente de una precipitación, se optó por el diseño del canal con una sección óptima, además de tener una excavación relativamente menor, ayuda considerablemente el costo de la obra. Por lo tanto, se describirá el diseño de una sección óptima de un canal Trapezoidal.

Recordando la ecuación de Manning:

$$v = \frac{1}{n} * R h^{\frac{2}{3}} * s^{1/2} \quad \text{ec. 2.2}$$

Tenemos:



- Rh=radio hidráulico (relación entre área hidráulica y perímetro mojado)
- v= velocidad del fluido
- n=coeficiente de rugosidad de Manning
- s=pendiente del canal.

Como el gasto se puede expresar de la siguiente manera:

$$Q = A * V \quad \text{ec. 2.3}$$

- A=Área hidráulica
- V=volumen

Podemos expresar la ecuación de Manning de la siguiente manera:

$$Q = \frac{A}{n} * Rh^{\frac{2}{3}} * s^{1/2} \quad \text{ec. 2.4}$$

Teniendo en consideración que ya se trazó la base de rodamiento actual en el perfil del terreno, se obtiene una pendiente del canal, por consiguiente, se conoce las siguientes variables de la ecuación de Manning:

- Q: (El gasto se obtuvo del estudio hidrológico)
- n: (rugosidad del canal, considerando que será de concreto)
- s: (pendiente del canal)

Por lo que la ecuación podemos despejarla de la siguiente manera:

$$\frac{Qn}{s^{1/2}} = Rh^{2/3} * A \quad \text{ec. 2.5}$$

En donde los elementos que están a la izquierda del canal son valores conocidos y los de la derecha son incógnitas.

En la Imagen 2-2 se muestran los elementos de un canal trapezoidal

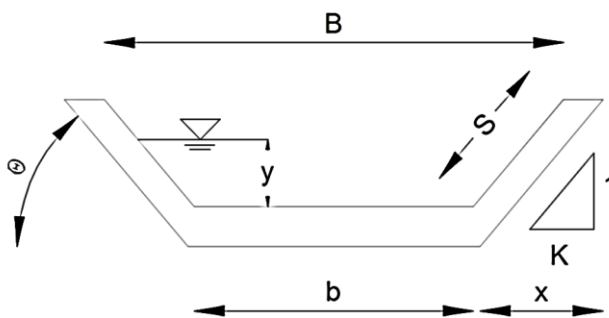


Imagen 2-2

El área hidráulica de un canal trapezoidal es:

$$(b + ky)y \quad \text{ec. 2.6}$$

Pero también se puede definir el área considerando que un canal trapezoidal está formado por tres figuras geométricas: un rectángulo y dos triángulos rectángulos, si estos dos triángulos rectángulos se pudieran unir, se ensamblaría un cuadrado. Haciendo esta analogía podemos describir el área hidráulica del canal con la ec. 2.7

$$A = by + y^2 \cot(\theta) \quad \text{ec. 2.7}$$

Sabiendo que el perímetro mojado de un canal trapezoidal es:

$$P = b + 2S \quad \text{ec. 2.8}$$

Y si quisiéramos expresarlo en función del tirante, con trigonometría básica tenemos:

$$P = b + \frac{2y}{\sin(\theta)} \quad \text{ec. 2.9}$$

De la ec. 2.9 podemos despejar la base y sustituirla en la ec. 2.7

$$A = Py - \frac{2y^2}{\sin(\theta)} + y^2 \cot(\theta) \quad \text{ec. 2.10}$$

Considerando theta y el área hidráulica como constantes se deriva  $[dA/dy=0]$  y  $[dP/dy=0]$

Se obtiene:

$$P - \frac{4y}{\sin(\theta)} + 2y \cot(\theta) = 0 \quad \text{ec. 2.11}$$

Posteriormente se sustituye en la ec. 2.9 se obtiene

$$b = \frac{2y}{\sin(\theta)} - 2y \cot(\theta) \quad \text{ec. 2.12}$$

La ec. 2.12 es la condición de área y perímetro mojado mínimo.

Recordando la ec. 2.10 se factoriza el tirante y se despeja obtenemos:

$$\frac{A}{y} = \frac{2y}{\sin(\theta)} - y \cot(\theta) \quad \text{ec. 2.13}$$

Resulta que B se expresa de la siguiente manera:

$$B = \frac{2y}{\sin(\theta)} \quad \text{ec. 2.14}$$

Y S de la siguiente manera:

$$S = \frac{y}{\sin(\theta)} \quad \text{ec. 2.15}$$

Lo que podemos expresar que la sección trapezoidal “óptima” cumple con la condición de que la mitad del ancho de la superficie libre sea igual a la longitud S del lado inclinado (Sotelo Avila, 1989).

Recordando las ecuaciones (ec. 2.5, ec. 2.7 y ec. 2.8) podemos expresar la ecuación de manning de la siguiente manera:

$$\frac{Qn}{s^{\frac{1}{2}}} = \left( \frac{by + y^2 \cot(\theta)}{b + \frac{2y}{\sin(\theta)}} \right)^{\frac{2}{3}} by + y^2 \cot(\theta) \quad \text{ec. 2.16}$$

Sustituyendo ec. 2.12 en ec. 2.16 se tiene:

$$\frac{Qn}{s^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{2^{\frac{2}{3}}} \left( \frac{2 - \cos \theta}{\sin \theta} \right) y^{\frac{8}{3}} \quad \text{ec. 2.17}$$

Y finalmente al despejar el tirante se tiene:

$$y = 2^{\frac{1}{4}} \left( \frac{\sin(\theta)}{2 - \cos(\theta)} \right)^{\frac{3}{8}} \left( \frac{Qn}{s^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}} \quad \text{ec. 2.18}$$

La ec. 2.18 permite obtener el tirante de la sección óptima en función del gasto y en función del talud; y la ec. 2.12 nos permite obtener el ancho de la plantilla.

Por lo tanto, en el proyecto se cuenta con la siguiente información:

- ángulo del talud del canal de 60°
- Q=10 m<sup>3</sup>/s
- n=0.013 (Para concreto)
- Pendientes (varias)

### 2.2.2. Ejemplo real de aplicación en el proyecto:

En el cadenamiento 0+540.45 el terreno se requiere que la elevación del nivel de arrastre del canal se localice a 2308.648 m.s.n.m. y permanezca con una pendiente constante hasta el cadenamiento 0+360.000 con una elevación de nivel de arrastre de 2307.806 m.s.n.m. sí se sabe que se requiere un canal trapezoidal con un talud de inclinación de  $60^\circ$ , un gasto de  $10 \text{ m}^3/\text{s}$  y una rugosidad de Manning de 0.013. Definir las medidas para un canal trapezoidal óptimo.

*Solución:*

*Primer paso:* obtención de la pendiente:

$$s = \frac{2308.648 - 2307.806}{540.45 - 360.000} = 0.00466$$

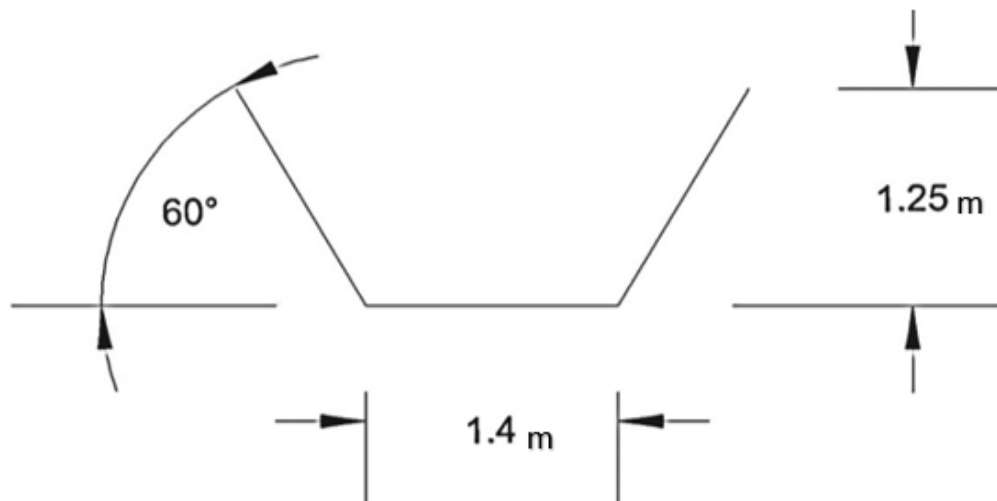
*Segundo paso:*

Utilizando la ec. 2.18 se tiene que el tirante de la sección óptima es de 1.25m

*Tercer paso:*

Utilizando la ec. 2.12 se tiene que la base del canal es de 1.4 m

Por lo tanto, se tendría una geometría de este tipo:



*Imagen 2-3*

Pero la geometría mostrada en la Imagen 2-3 no es la definitiva, ya que se le deben de agregar elementos de seguridad al canal, como una altura adicional de revestimiento y una altura adicional de los 1.25 m.

Para la obtención de estos elementos (Sotelo Avila, 1989) indica que se puede obtener las alturas por medio de la siguiente gráfica (Imagen 2-4)

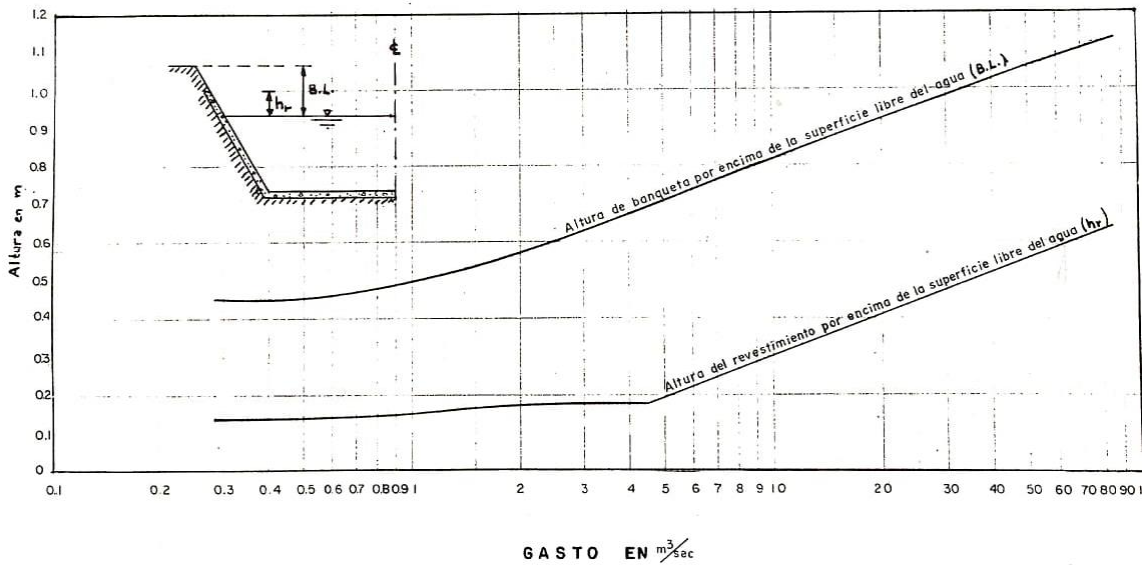


Imagen 2-4

Usando la Imagen 2-4 tenemos la siguiente configuración:

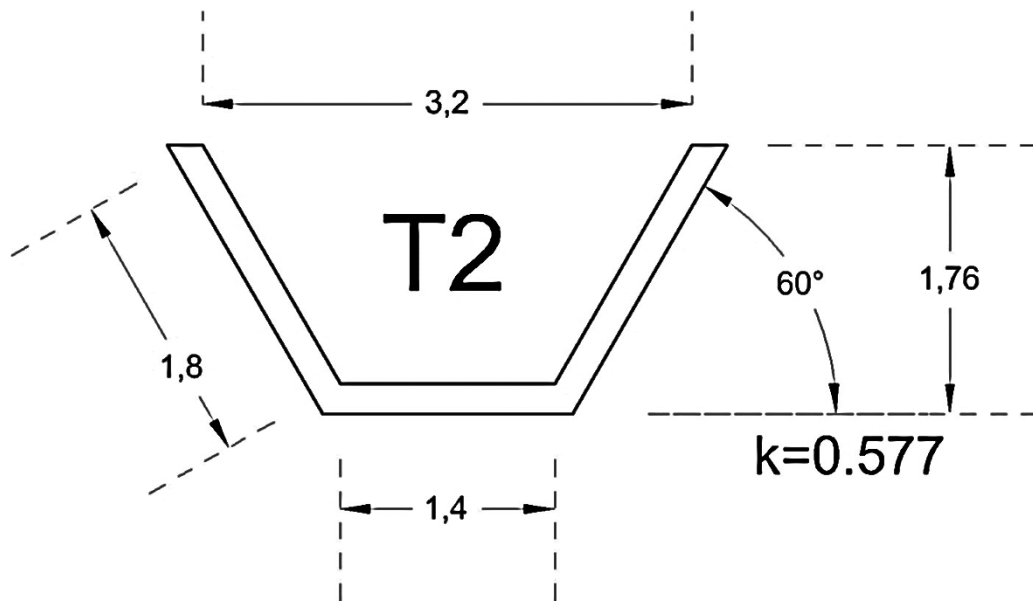


Imagen 2-5

T2 representa el tipo de canal tipo 2. En el proyecto existen tres tipos de canal, y una transición. A continuación, se muestran las demás configuraciones obtenidas de la metodología presentada.

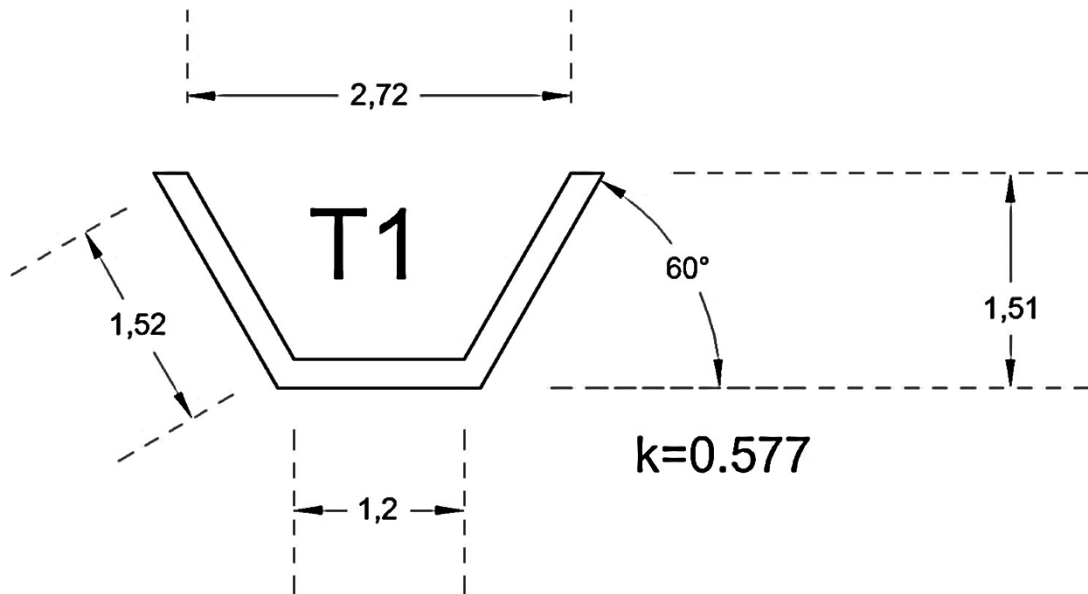


Imagen 2-6

El último canal tipo T3, fue obtenido con la condición óptima para canales rectangulares (la mitad de un cuadrado), con la condición de la Imagen 2-4.

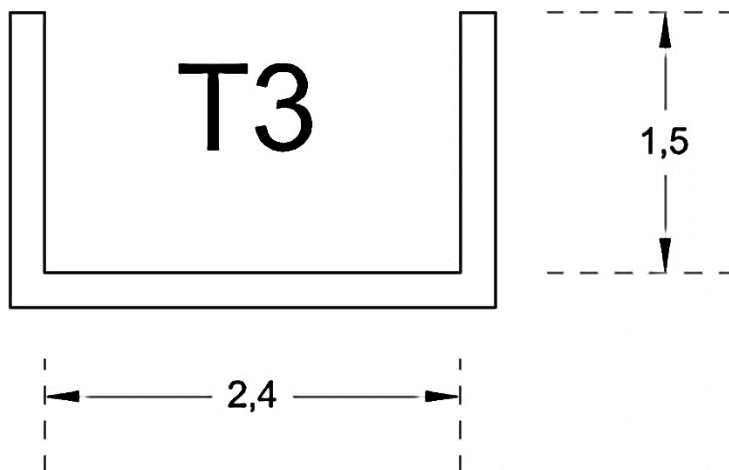


Imagen 2-7.

El motivo del cambio de sección son los siguientes:

Del tipo de canal 1 al 2, existe un cambio brusco de pendiente. Lo que ocasiona una diferencia de tirantes.

Del tramo 2 a 1, es imposible continuar con un canal trapezoidal, por infraestructura marginal existente

### 2.2.3. Transición

El canal presenta una transición al final del tramo por complicaciones del terreno natural y vialidades. Esta parte de transición es de un canal trapezoidal a un canal rectangular.

El análisis de la transición se realizó haciendo la siguiente analogía:

La transición inicia en el cadenamamiento 0+100.000 y termina en el cadenamamiento 0+060.000.

La base inicial (cadenamiento 0+100.000) tiene una base de 1.4 metros y la final de 2.4 metros. La longitud del tramo son 40 metros, por lo cual cada metro de tramo se le añadiría a la base 0.025m a la base (40 tramos \* 0.025m=1 metro). Siguiendo esta analogía para la longitud de las paredes y talud se encuentra que no se sabe al final la altura del tirante. Por lo cual utilizando la ec. 2.5 es posible encontrar el tirante, velocidad, área hidráulica Número de Froude, etc.

En la siguiente tabla se muestra el cálculo

CADENA MIENTO	Base [m]	S [m]	ángulo [°]	k [cm]	$\frac{Q n}{\frac{1}{s^2}}$	y	$[(B + ky)y] * \left[ \left( \frac{(B + ky)y}{B + 2y\sqrt{1 + k^2}} \right)^{\frac{2}{3}} \right]$	velocidad [m/s]
0+100.000	1.40	1.80	60.00°	0.58	1.99	1.27	1.99	3.84
0+099.000	1.43	1.79	60.75°	0.56	1.99	1.27	1.99	3.84
0+098.000	1.45	1.79	61.50°	0.55	1.99	1.27	1.99	3.84
0+097.000	1.48	1.78	62.25°	0.53	1.99	1.26	1.99	3.84
0+096.000	1.50	1.77	63.00°	0.52	1.99	1.26	1.99	3.84
0+095.000	1.53	1.76	63.75°	0.51	1.99	1.26	1.99	3.84
0+094.000	1.55	1.76	64.50°	0.49	1.99	1.26	1.99	3.84
0+093.000	1.58	1.75	65.25°	0.48	1.99	1.25	1.99	3.84
0+092.000	1.60	1.74	66.00°	0.46	1.99	1.25	1.99	3.84
0+091.000	1.63	1.73	66.75°	0.45	1.99	1.25	1.99	3.83
0+090.000	1.65	1.73	67.50°	0.43	1.99	1.24	1.99	3.83
0+089.000	1.68	1.72	68.25°	0.42	1.99	1.24	1.99	3.83
0+088.000	1.70	1.71	69.00°	0.40	1.99	1.24	1.99	3.83
0+087.000	1.73	1.70	69.75°	0.39	1.99	1.24	1.99	3.83
0+086.000	1.75	1.70	70.50°	0.38	1.99	1.23	1.99	3.82
0+085.000	1.78	1.69	71.25°	0.36	1.99	1.23	1.99	3.82
0+084.000	1.80	1.68	72.00°	0.35	1.99	1.23	1.99	3.82
0+083.000	1.83	1.67	72.75°	0.33	1.99	1.23	1.99	3.82
0+082.000	1.85	1.67	73.50°	0.32	1.99	1.22	1.99	3.81
0+081.000	1.88	1.66	74.25°	0.30	1.99	1.22	1.99	3.81
0+080.000	1.90	1.65	75.00°	0.29	1.99	1.22	1.99	3.81
0+079.000	1.93	1.64	75.75°	0.27	1.99	1.22	1.99	3.80
0+078.000	1.95	1.64	76.50°	0.26	1.99	1.21	1.99	3.80
0+077.000	1.98	1.63	77.25°	0.25	1.99	1.21	1.99	3.80

CADENA MIENTO	Base [m]	S [m]	ángulo [°]	k [cm]	$\frac{Q n}{s^2}$	y	$[(B + ky)y] * \left[ \left( \frac{(B + ky)y}{B + 2y\sqrt{1 + k^2}} \right)^{\frac{2}{3}} \right]$	velocidad [m/s]
0+076.000	2.00	1.62	78.00°	0.23	1.99	1.21	1.99	3.79
0+075.000	2.03	1.61	78.75°	0.22	1.99	1.21	1.99	3.79
0+074.000	2.05	1.61	79.50°	0.20	1.99	1.20	1.99	3.78
0+073.000	2.08	1.60	80.25°	0.19	1.99	1.20	1.99	3.78
0+072.000	2.10	1.59	81.00°	0.17	1.99	1.20	1.99	3.77
0+071.000	2.13	1.58	81.75°	0.16	1.99	1.20	1.99	3.77
0+070.000	2.15	1.58	82.50°	0.14	1.99	1.19	1.99	3.76
0+069.000	2.18	1.57	83.25°	0.13	1.99	1.19	1.99	3.76
0+068.000	2.20	1.56	84.00°	0.12	1.99	1.19	1.99	3.75
0+067.000	2.23	1.55	84.75°	0.10	1.99	1.19	1.99	3.75
0+066.000	2.25	1.55	85.50°	0.09	1.99	1.19	1.99	3.74
0+065.000	2.28	1.54	86.25°	0.07	1.99	1.18	1.99	3.74
0+064.000	2.30	1.53	87.00°	0.06	1.99	1.18	1.99	3.73
0+063.000	2.33	1.52	87.75°	0.04	1.99	1.18	1.99	3.72
0+062.000	2.35	1.52	88.50°	0.03	1.99	1.18	1.99	3.72
0+061.000	2.38	1.51	89.25°	0.01	1.99	1.18	1.99	3.71
0+060.000	2.40	1.50	90.00°	0.00	1.99	1.17	1.99	3.71

Tabla 2-3

#### 2.2.4. Diseño estructural.

El canal revestido de concreto, se consideró que la resistencia fuera de 200 kg/cm<sup>2</sup>, ya que las normas técnicas complementarias para diseño y ejecución de obras e instalaciones hidráulicas de las NTC 2004 del distrito Federal dice que la velocidad permisible para canal de concreto de 210 kg/cm<sup>2</sup> es de 7.4 m/s.

El ancho del elemento se propondrá de 20 cm, lo que se supone que el peralte efectivo será de 15 cm.

El recubrimiento de los canales no será menor de 5 cm por estar en contacto con el agua.

Para la cuantía de acero se desprecia la carga que produce el agua en el concreto, por tener un tirante muy pequeño, y se consideró solamente el acero de refuerzo mínimo:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{fy} bd \quad \text{ec. 2.19}$$

Aplicando la ec. 2.19 se tiene que el área mínima de acero es de 3.53 cm<sup>2</sup>.

Esta consideración se recomienda para el acero transversal. Para el acero longitudinal se empleará el acero mínimo por temperatura:



$$A_{S_{min temp}} = 0.0015 b h$$

ec. 2.20

Dando como resultado  $3 \text{ cm}^2$  por lecho para acero longitudinal

Por lo tanto, se tiene la siguiente configuración:

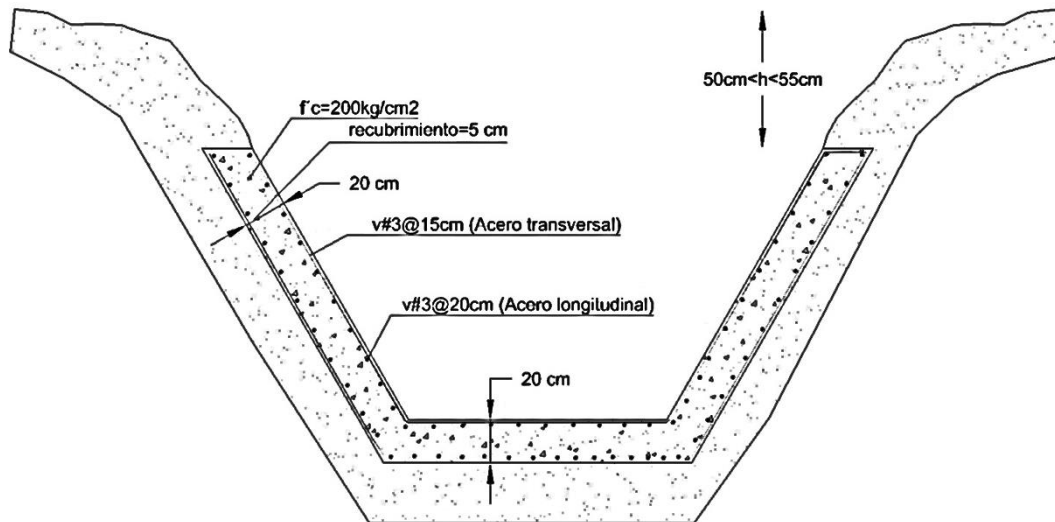


Imagen 2-8

### 2.2.5. Cantidades de obra.

Para poder estimar el costo total de la obra, es necesario contemplar los trabajos a realizar en la obra, como es el caso de excavaciones, movimiento de tierras, colado de concreto etc. En la parte de movimiento de tierras, se realizó por cadenamamiento el área de corte y relleno por sección y se promediaron las áreas con el cadenamamiento subsecuente, y la media de corte y relleno se multiplicó por la distancia entre cadenamamiento, para obtener un volumen. Haciendo esta analogía para movimiento de tierras, se pudo comparar relleno con excavación, y al final graficar una curva masa:

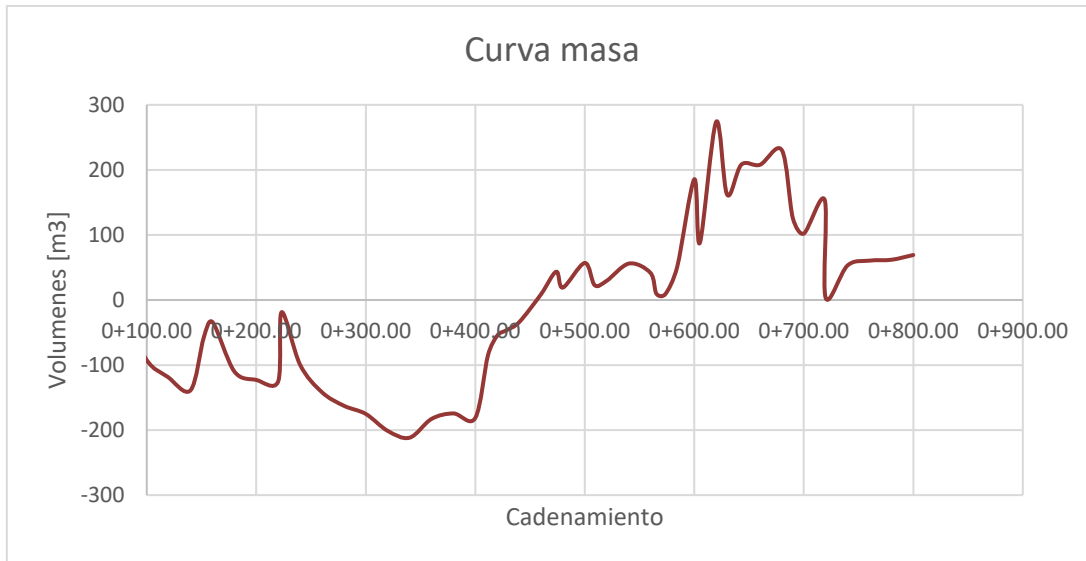


Imagen 2-9

Como se puede observar, los primeros cadenamientos hubo mayor cantidad de excavación, y los cadenamientos 0+450 hasta el último cadenamiento fueron rellenos.

El volumen de canal sobrante producto de excavación que no se puede reutilizar fue de 48.95 m<sup>3</sup>.

El volumen total que se excavará para la realización del proyecto es de 3025.691 m<sup>3</sup>, de los cuales se hizo una clasificación del material de la excavación por parte de la Comisión del Agua del Estado de México:

- 30% tipo A con agua.
- 10% tipo A sin agua.
- 27% tipo B con agua.
- 8% tipo B sin agua.
- 15% tipo C con agua.
- 10% tipo C sin agua.

En la parte de cantidad de materiales de construcción se tiene:

- 63 toneladas de acero de refuerzo  $f_y=4200\text{kg/cm}^2$  diámetro de 3/8"
- 948 de concreto  $f'_c=200\text{kg/cm}^2$
- 538 m<sup>2</sup> de cimbra de madera
- 1 boca de tormenta de 10.5 m de longitud
- 4.76 m de PEAD de 12 pulgadas
- 10 m de PEAD de 24 pulgadas
- 364 m<sup>3</sup> de muro Gavión.
- 1 pozo de visita de 1 m de profundidad

## **CAPÍTULO 3. TRÁNSITO DE AVENIDAS**

### **3.1. Modelamiento hidráulico con HEC-RAS.**

HEC-RAS es un software con múltiples herramientas relacionadas al tránsito de avenidas. El software puede simular flujos en régimen permanente o flujos no permanentes, con el fin de saber los elementos básicos para el control de obras hidráulicas como lo son velocidades, gasto, tirante, régimen. Además, tiene funciones más avanzadas como arrastre de contaminantes, y arrastre de sedimentos. Los resultados se pueden interpretar gráficamente o mediante con tablas.(U.S. Army Corps of Engineers, 2018b)

Las últimas versiones de HEC-RAS contienen herramientas más avanzadas como lo es RAS- Mapper, en la cuál es posible trabajar con imágenes digitales de elevación “DEM” por sus iniciales en inglés, en las cuáles se puede mostrar zonas vulnerables a inundaciones, mediante capas de imágenes satelitales de Google Earth y Google Maps.

En el caso de este trabajo solamente se utilizará HEC-RAS, omitiendo la nueva herramienta de RAS-Mapper por no tener una topografía generada en base a una DEM.

En el caso de este proyecto se realizó dos simulaciones de tránsito de avenidas: la primera simulación se realizará con las condiciones actuales del terreno, para una lluvia de un tiempo de retorno de 50 años en base al estudio hidrológico. La segunda simulación será del terreno con el canal ya diseñado, con el objetivo de determinar posibles lugares que el tirante supere el canal.

La metodología para preparar una simulación en el software es la siguiente:

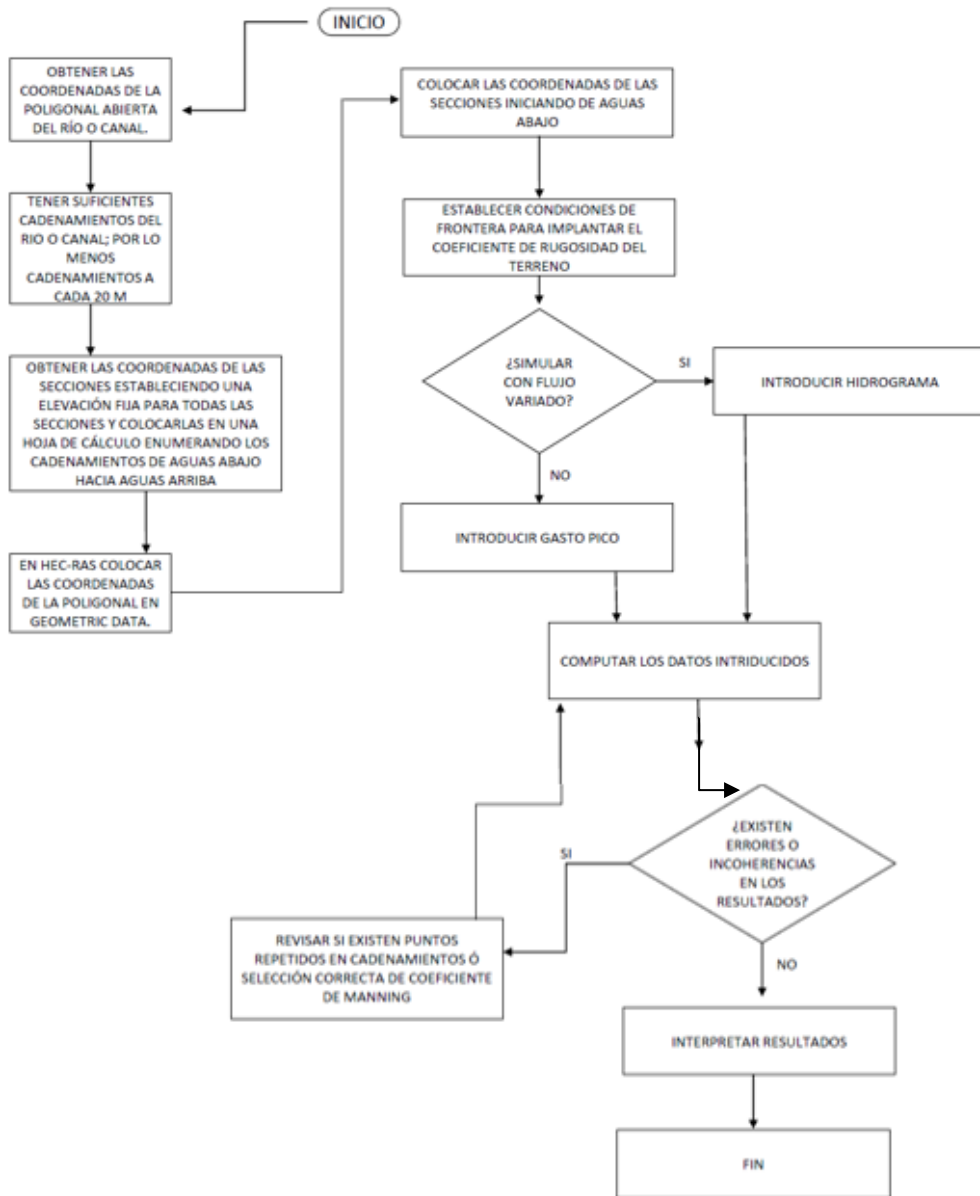


Imagen 3-1

La introducción de cadenamientos deberá ser de manera ordenada de aguas abajo hacia aguas arriba en la imagen 3-2 se muestra un ejemplo de introducción de datos en las secciones:

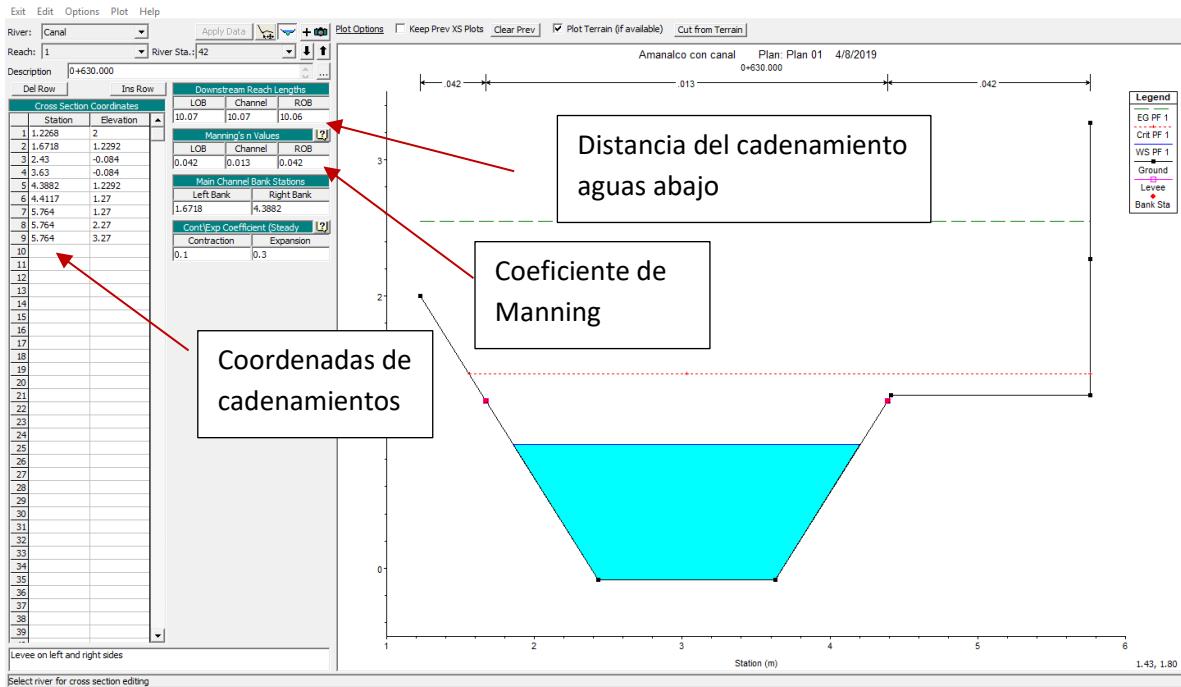


imagen 3-2

Los cuadros rojos o llamados como “bank stations” de la imagen 3-2 son el límite de frontera de revestimiento de concreto. Arriba de los “bank stations” es terreno natural.

Al introducir las secciones del canal, se va dando forma en planta las secciones del canal (imagen 3-3)

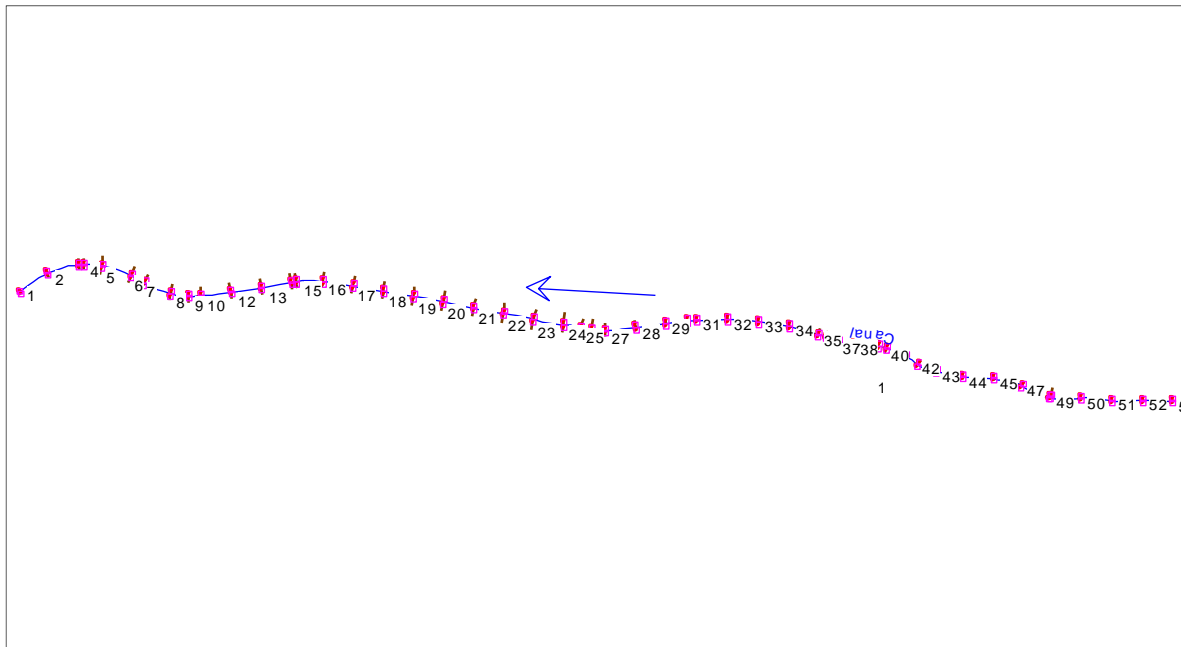


imagen 3-3

### 3.1.1. Resultados de los modelamientos hidráulicos con HEC-RAS.

Como se mencionó anteriormente, se realizó un modelamiento de tránsito de avenidas en condiciones actuales y otro con la infraestructura hidráulica propuesta. En la Imagen 3-4 se muestra la simulación del cauce natural para un periodo de 50 años. Se observa que el cadenamamiento 14 hacia adelante se presentan problemáticas de inundación.

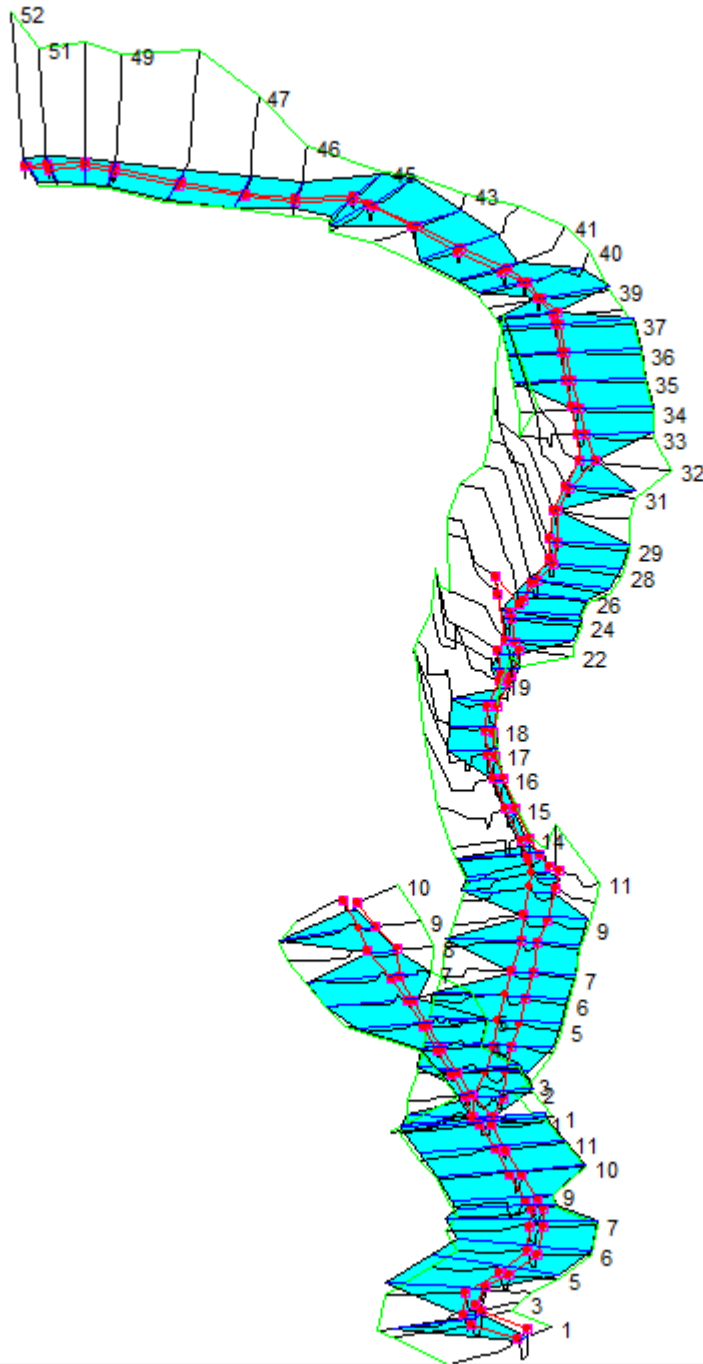


Imagen 3-4

Ahora mostrando los resultados con la obra hidráulica se presenta la siguiente configuración:

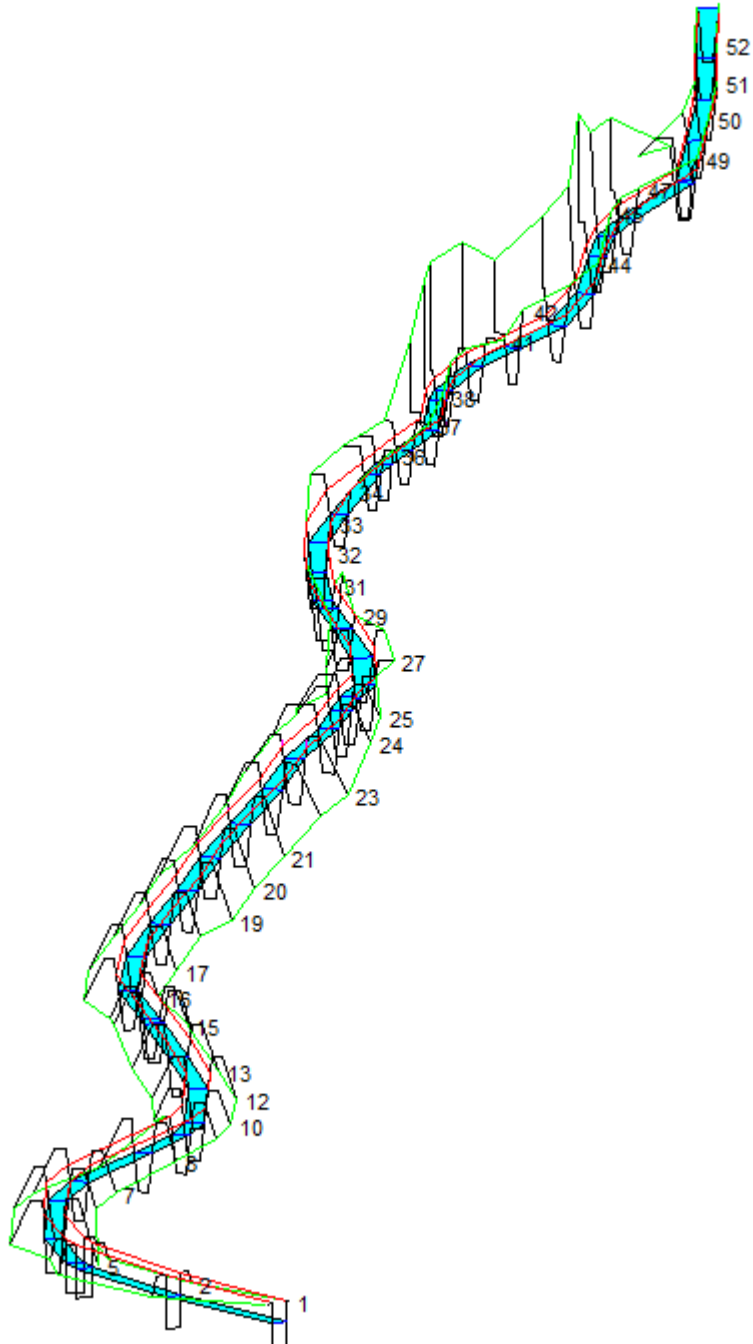


Imagen 3-5

Mostrando la sección 35 se tiene lo siguiente:

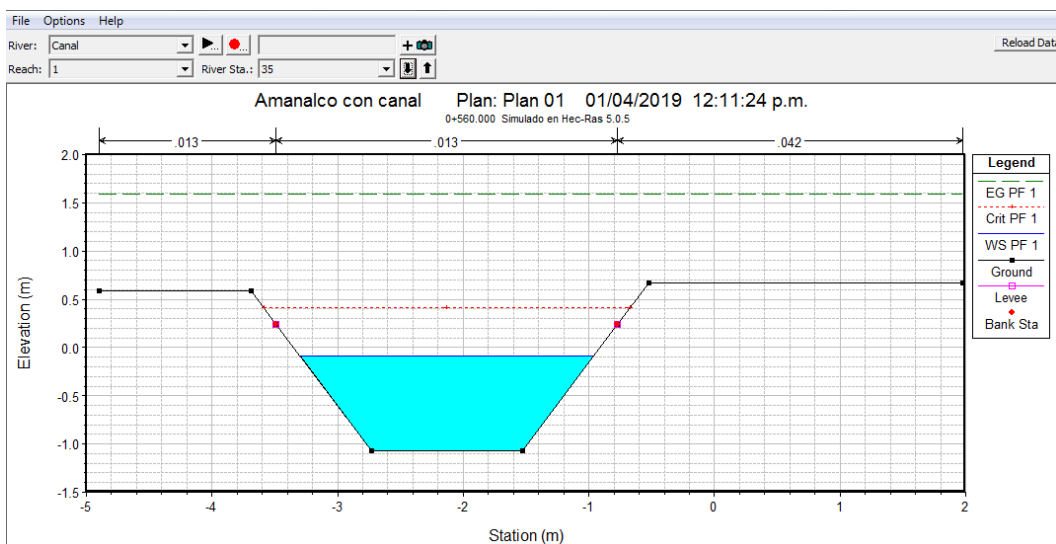


Imagen 3-6

La Imagen 3-6 se observa que el tirante no rebasa las condiciones de frontera; es decir el agua no rebasa el el revestimiento de concreto.

Mostrando la Imagen 3-7 se muestran los elementos básicos hidráulicos del canal. Como se puede observar para un  $T_r=50$  años con un flujo permanente se tiene una velocidad de 5.75 m/s en el cadenamiento 33 por lo que estas velocidades son permisibles.

Mostrando en forma general el tirante del canal, se puede observar en la Imagen 3-8 y Imagen de Anexo 38 (simulación flujo permanente en canal) que el tirante nunca rebasa el revestimiento. En cambio, en la imagen 3-9 se muestra las condiciones actuales del canal en donde se observa que entre los cadenamientos 200m a 400m, existen inundaciones.



River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
50	PF 1	10.00	1.54	2.60	3.03	4.00	0.010917	5.23	1.91	2.42	1.88
49	PF 1	10.00	1.22	2.25	2.71	3.76	0.012083	5.43	1.84	2.39	1.98
48	PF 1	10.00	1.21	2.24	2.69	3.74	0.012082	5.43	1.84	2.39	1.98
47	PF 1	10.00	0.91	1.91	2.39	3.50	0.012912	5.57	1.79	2.36	2.04
46	PF 1	10.00	0.76	1.76	2.24	3.37	0.013190	5.62	1.78	2.36	2.06
45	PF 1	10.00	0.62	1.62	2.10	3.24	0.013248	5.63	1.78	2.35	2.07
44	PF 1	10.00	0.34	1.34	1.82	2.97	0.013441	5.66	1.77	2.35	2.08
43	PF 1	10.00	0.10	1.10	1.58	2.73	0.013460	5.66	1.77	2.35	2.08
42	PF 1	10.00	-0.08	0.91	1.43	2.55	0.013548	5.67	1.76	2.35	2.09
41	PF 1	10.00	-0.23	0.77	1.26	2.41	0.013612	5.68	1.76	2.35	2.10
40	PF 1	10.00	-0.44	0.55	1.04	2.23	0.013990	5.74	1.74	2.34	2.12
39	PF 1	10.00	-0.51	0.48	0.98	2.16	0.013990	5.74	1.74	2.34	2.12
38	PF 1	10.00	-0.73	0.26	0.78	1.94	0.013992	5.74	1.74	2.34	2.12
37	PF 1	10.00	-0.88	0.10	0.60	1.78	0.013981	5.74	1.74	2.34	2.12
36	PF 1	10.00	-1.00	-0.01	0.48	1.67	0.013981	5.74	1.74	2.34	2.12
35	PF 1	10.00	-1.08	-0.09	0.41	1.59	0.014045	5.75	1.74	2.34	2.13
34	PF 1	10.00	-1.35	-0.46	0.06	1.30	0.014992	5.88	1.70	2.43	2.24
33	PF 1	10.00	-1.45	-0.48	-0.03	0.93	0.011042	5.25	1.91	2.52	1.93
32	PF 1	10.00	-1.54	-0.49	-0.12	0.66	0.008398	4.74	2.11	2.61	1.68
31	PF 1	10.00	-1.64	-0.53	-0.22	0.46	0.006888	4.40	2.27	2.68	1.53
30	PF 1	10.00	-1.66	-0.52	-0.25	0.40	0.006217	4.24	2.36	2.72	1.45
29	PF 1	10.00	-1.73	-0.55	-0.31	0.29	0.005576	4.07	2.46	2.76	1.38
28	PF 1	10.00	-1.82	-0.59	-0.40	0.16	0.004786	3.84	2.60	2.82	1.28
27	PF 1	10.00	-1.87	-0.57	-0.46	0.08	0.003886	3.55	2.82	2.91	1.15
26	PF 1	10.00	-1.90	-0.60	-0.49	0.05	0.003940	3.57	2.80	2.90	1.16
25	PF 1	10.00	-1.95	-0.68	-0.54	0.01	0.004331	3.70	2.70	2.86	1.22
24	PF 1	10.00	-2.01	-0.75	-0.59	-0.04	0.004411	3.72	2.68	2.86	1.23
23	PF 1	10.00	-2.10	-0.84	-0.68	-0.13	0.004491	3.75	2.67	2.85	1.24
22	PF 1	10.00	-2.19	-0.94	-0.78	-0.22	0.004563	3.77	2.65	2.84	1.25
21	PF 1	10.00	-2.34	-1.15	-0.93	-0.33	0.005384	4.01	2.49	2.78	1.35
20	PF 1	10.00	-2.49	-1.33	-1.08	-0.45	0.005940	4.16	2.40	2.74	1.42
19	PF 1	10.00	-2.64	-1.50	-1.22	-0.58	0.006329	4.26	2.35	2.72	1.47
18	PF 1	10.00	-2.79	-1.67	-1.38	-0.71	0.006640	4.34	2.30	2.70	1.50
17	PF 1	10.00	-2.94	-1.82	-1.52	-0.84	0.006814	4.38	2.28	2.69	1.52

Imagen 3-7

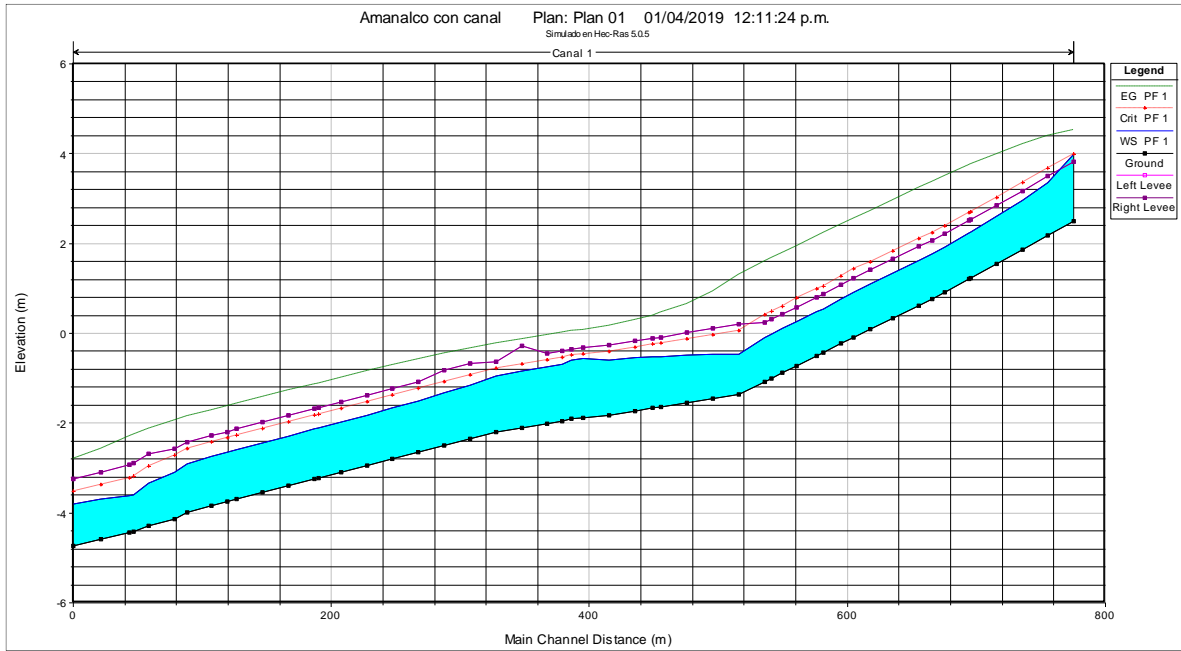


Imagen 3-8

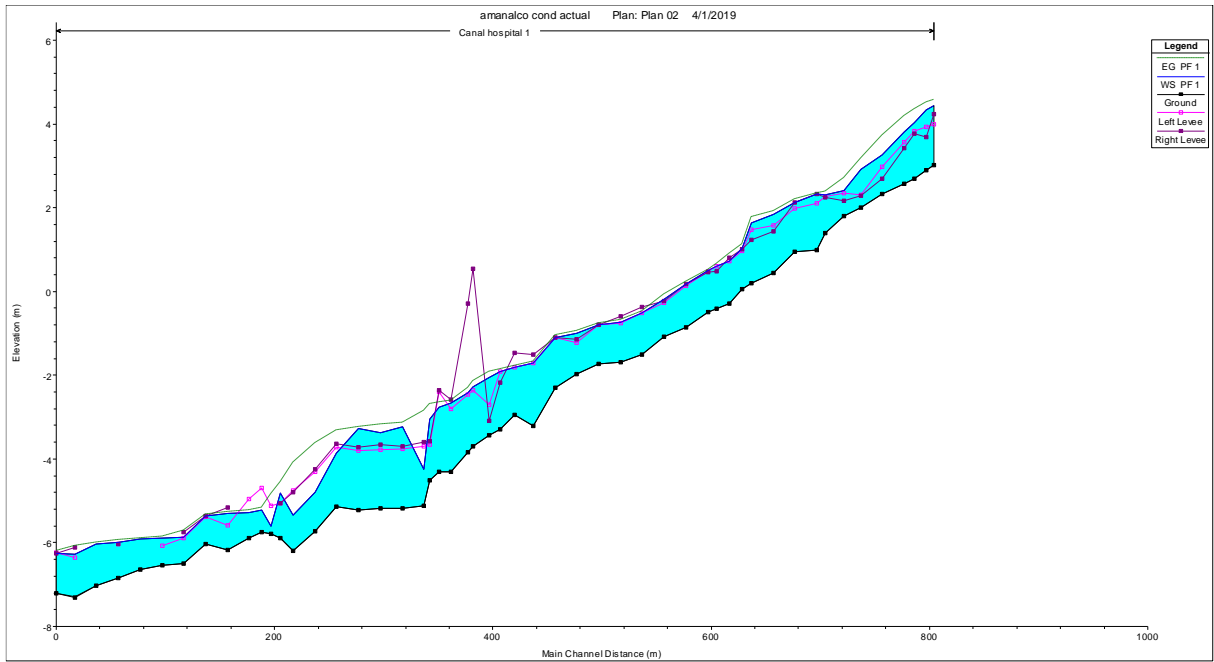


imagen 3-9

## Conclusiones.

El canal se diseñó para un flujo de 10 m<sup>3</sup>/s, que es el gasto máximo obtenido del estudio hidrológico para un tiempo de retorno de 50 años; por lo que se puede decir que el canal es seguro ya que los flujos permanentes en la naturaleza son inauditos; en este caso la naturaleza es la que define la variedad del flujo en el tiempo.

El estudio hidrológico se presentaron varias metodologías para la obtención de hidrogramas. Se eligió el método del software del HEC-HMS, el cual incluye en sus cálculos el número de curva, y que es adecuado para cuencas rurales. En este caso el área urbana de la cuenca abarca aproximadamente el 4% de cobertura de toda el área de la cuenca.

Los tres métodos que utilizan el número de curva; el mayor gasto fue el modelo HEC-HMS, el cual se eligió por tener mayor margen de seguridad.

Tanto en la ecuación de Manning para flujo permanente, tanto el software de HEC-RAS se determinó que el canal no presenta complicaciones con el flujo de agua.

El río en estado natural presenta problemas de contrapendiente, por lo que al rectificar una nueva pendiente es una solución práctica ya que evita la creación de sobrebordos.

En la Imagen 3-8 e imagen 3-9 se ve claro la comparativa del canal sin revestimiento y con revestimiento.

En caso de que existiera este canal, se desalojaría el agua sin comprometer las instalaciones del hospital.

## BIBLIOGRAFÍA

- Aranda, C. (1998). *Procesos del ciclo hidrológico* (TERCERA). Ciudad de México: UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE SAN LUIS POTOSÍ.
- Autoridad Nacional del Agua. (2010). *Criterios de Diseños de Obras Hidráulicas Para la Formulación de Proyectos Hidráulicos Multisectoriales y de Afianzamiento Hídrico*. Lima: Autoridad Nacional del Agua.
- Breña Puyol, A. F. (2003). *Hidrología Urbana* (1ra ed.). Ciudad de México: UNIVERSIDAD AUTÓNOMA METROPOLITANA.
- Cámara de Diputados del H. Congreso de la Unión. *Ley de Aguas Nacionales*. , (1992).
- Campos Aranda, J. F. (1990). Procedimiento para obtener curvas I-D-TR a partir de registros pluviómetros. *Ingeniería hidráulica en México*, 5.
- Chow. (1994). *Hidrología Aplicada*. Bogotá: McGraw-Hill.
- Chow, V. Te. (1990). *Hidráulica de los canales abiertos* (5ta ed.; Diana, Ed.). Tokyo: McGraw-Hill.
- Comisión Nacional del Agua. (2011). *Manual Para el Control de Inundaciones*. Ciudad de México: SEMARNAT.
- CONAGUA. (2000). *Manual de Agua potable, Alcantarillado y Saneamiento*. Ciudad de México.
- Coria, R. (2018). *Plática personal con jefe de mantenimiento del Hospital IMSS Rural Prospera*.
- Espinosa, M. J. (2015). AX\_2015. Centro Nacional de Prevención de Desastres.
- Gómez, J. F., Aparicio, J., & Patiño, C. (2010). *Manual de análisis de frecuencias en hidrología* (primera ed). Jiutepec, Morelos: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- Haan, C. T. (1977). *Statistical Methods in Hydrology*. Iowa: Iowa State University.
- Hershfield, D. M. (1961). Rainfall Frequency Atlas of the United States, for Durations from 30 Minutes to 24 Hours and Return Periods from 1 to 100 Years. *Technical Paper No. 40*, (January), 65. Recuperado de <http://www.erh.noaa.gov/er/hq/tp40s.htm>
- INEGI. (2018). Edafología. Recuperado de <https://www.inegi.org.mx/temas/edafologia/>
- Mockus, V. (1949). Estimation of total (and peak rates of) surface runoff for individual storms. *Exhibit A in Appendix B, Interim Survey Report, Grand (Neosho) River Watershed, USDA, Washington DC*.
- Ramírez, B. C. (2007). *Estimación regional de factores de convectividad para el cálculo de las relaciones Intensidad-Duración-Frecuencia*. (Universidad Nacional Autónoma de

- México). Recuperado de <http://132.248.9.195/pd2008/0622574/Index.html>
- SCT. *M-PRY-CAR-1-06-004/00.* , (2000).
- SCT. (2015). Isoyetas de Intensidad de Lluvia. Recuperado de Isoyetas de intensidad-duración-Periodo de retorno para la República Mexicana. website: <http://www.sct.gob.mx/carreteras/direccion-general-de-servicios-tecnicos/isoyetas/>
- SEDESOL. (2016). Catálogo de Localidades. Recuperado de Sistema de Apoyo para la Planeación del PDZP website: <http://www.microrregiones.gob.mx/catloc/LocdeMun.aspx?tipo=clave&campo=loc&ent=15&mun=007>
- Sotelo Avila, G. (1989). *Apuntes de hidráulica II* (1ra ed.). Ciudad Universitaria: UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO.
- U.S. Army Corps of Engineers. (2018a). *HEC-HMS*. Recuperado de <https://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms/>
- U.S. Army Corps of Engineers. (2018b). *HEC-RAS*. Recuperado de <https://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/>
- Villón, M. (2002). *HIDROLOGÍA* (p. 216). p. 216. Lima.
- Woodward, D. E., Hawkins, R. H., Hjelmfelt, A. T. J., Van Mullem, J. A., & Quan, Q. D. (2000). Runoff curve number method: Origins, applications and limitations. En *Progress Report ARS/SCS*.

## ANEXOS



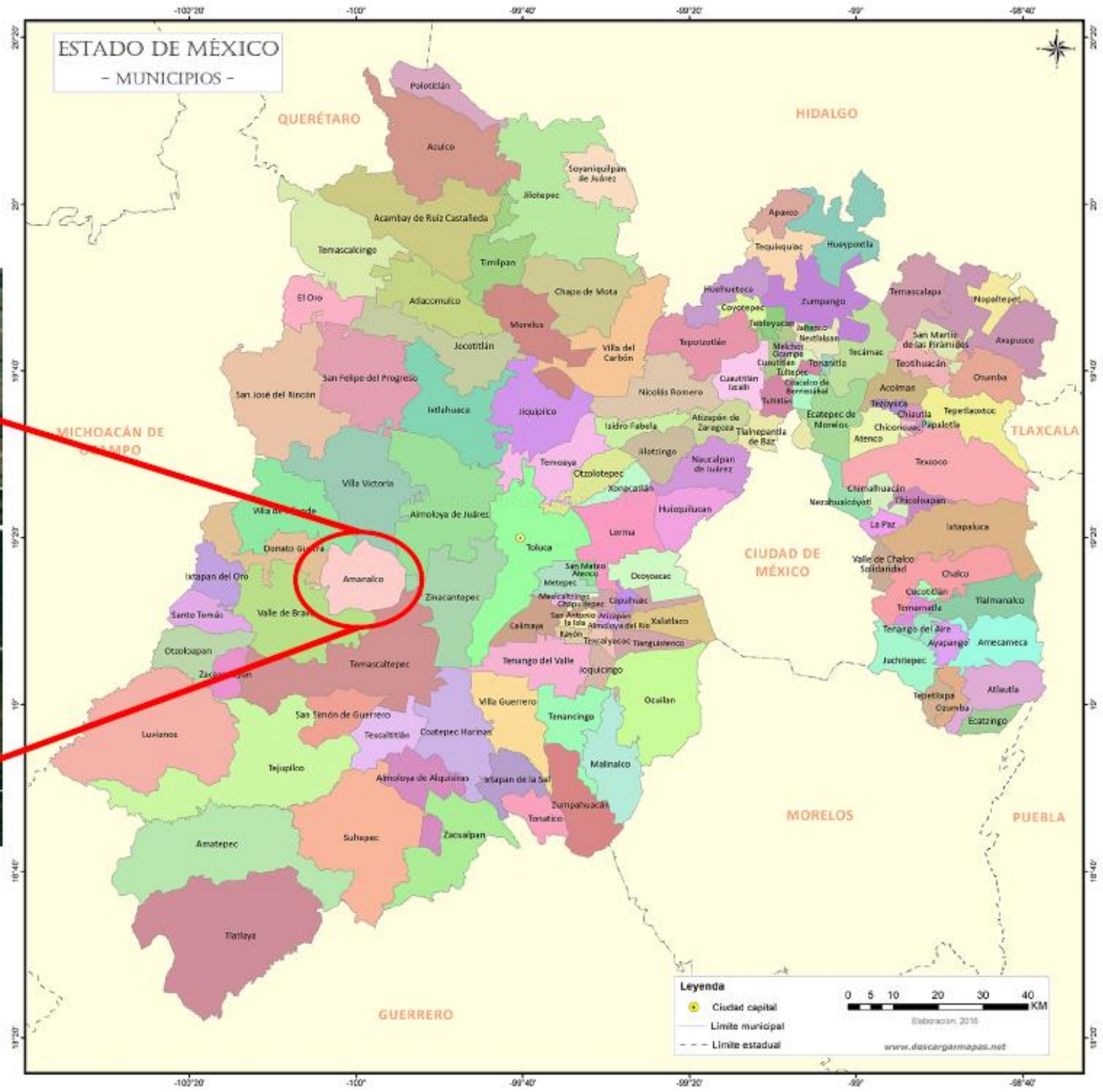
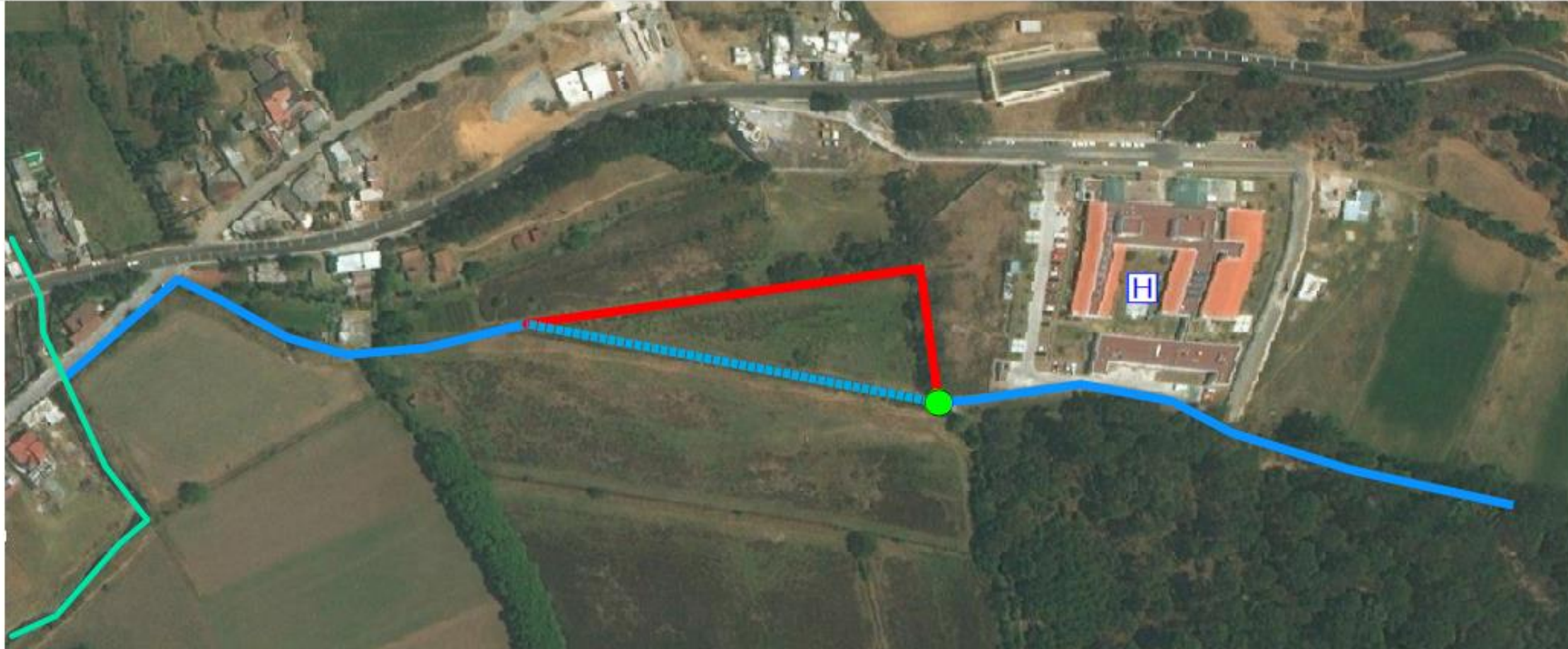


Imagen de Anexo 1











## PROBLEMÁTICA DEL HOSPITAL IMSS RURAL PROSPERA DE AMANALCO DE BECERRA



### Leyenda

-  BORDO ARTIFICIAL QUE DESVIA EL FLUJO DEL LA CORRIENTE DEL RÍO PERENNE
-  HOSPITAL
-  TRAZO ORIGINAL DEL RÍO
-  RIO AMANALCO
-  DESVIO ARTIFICIAL DEL RIO PERENNE
-  Río perenne

1 cm = 20 metros

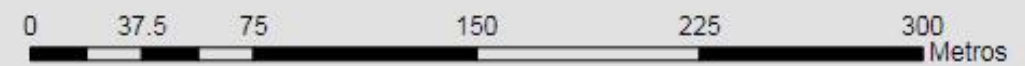


Imagen de Anexo 2





### Zonas vulnerables del Hospital ante inundaciones

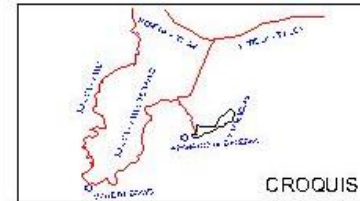
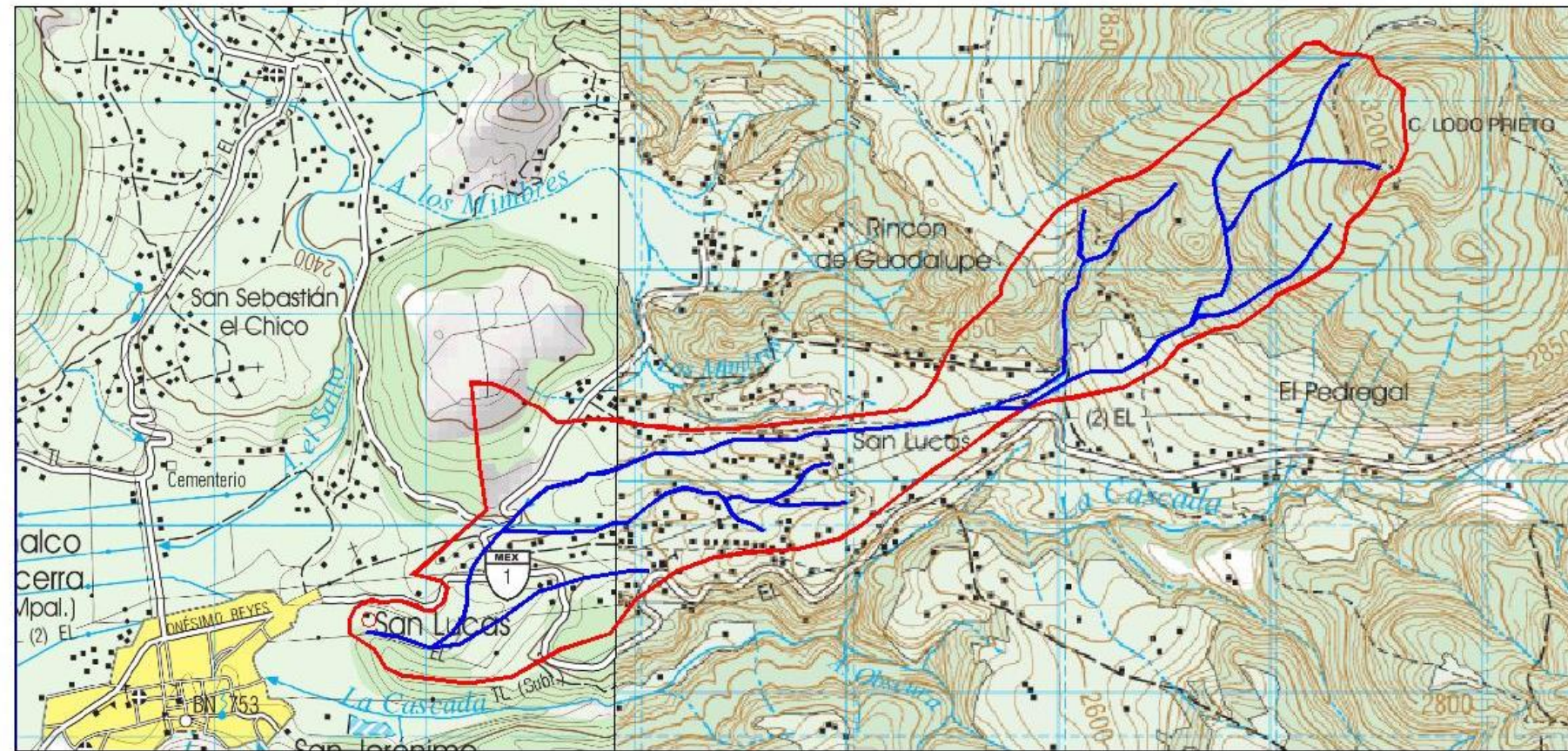
#### Leyenda

- Inicio de cuenca 1
- Inicio de la cuenca 2
- Colector de agua pluvial de 60 cm de diámetro
- Desvio del cauce
- Lavadero que colecta agua de canaletas
- Rio perenne
- Área vulnerable



Imagen de Anexo 3





**NOTAS GENERALES**

CARTAS UTILIZADAS:  
E14A36  
E14A37

SOFTWARES UTILIZADOS:  
AUTOCAD  
GOOGLE EARTH  
GLOBAL MAPPER  
GIMP

AREA DE LA CUENCA  
3,848,697.02 m<sup>2</sup>  
384.86 ha  
3.84 km<sup>2</sup>

COORDENADAS DE AGUAS ABAJO:  
UTM: 393726.7, 2129492.0  
GEOGRAFICAS:  
19°15'21.37"  
100°04'0.19"

**SIMBOLOGÍA**

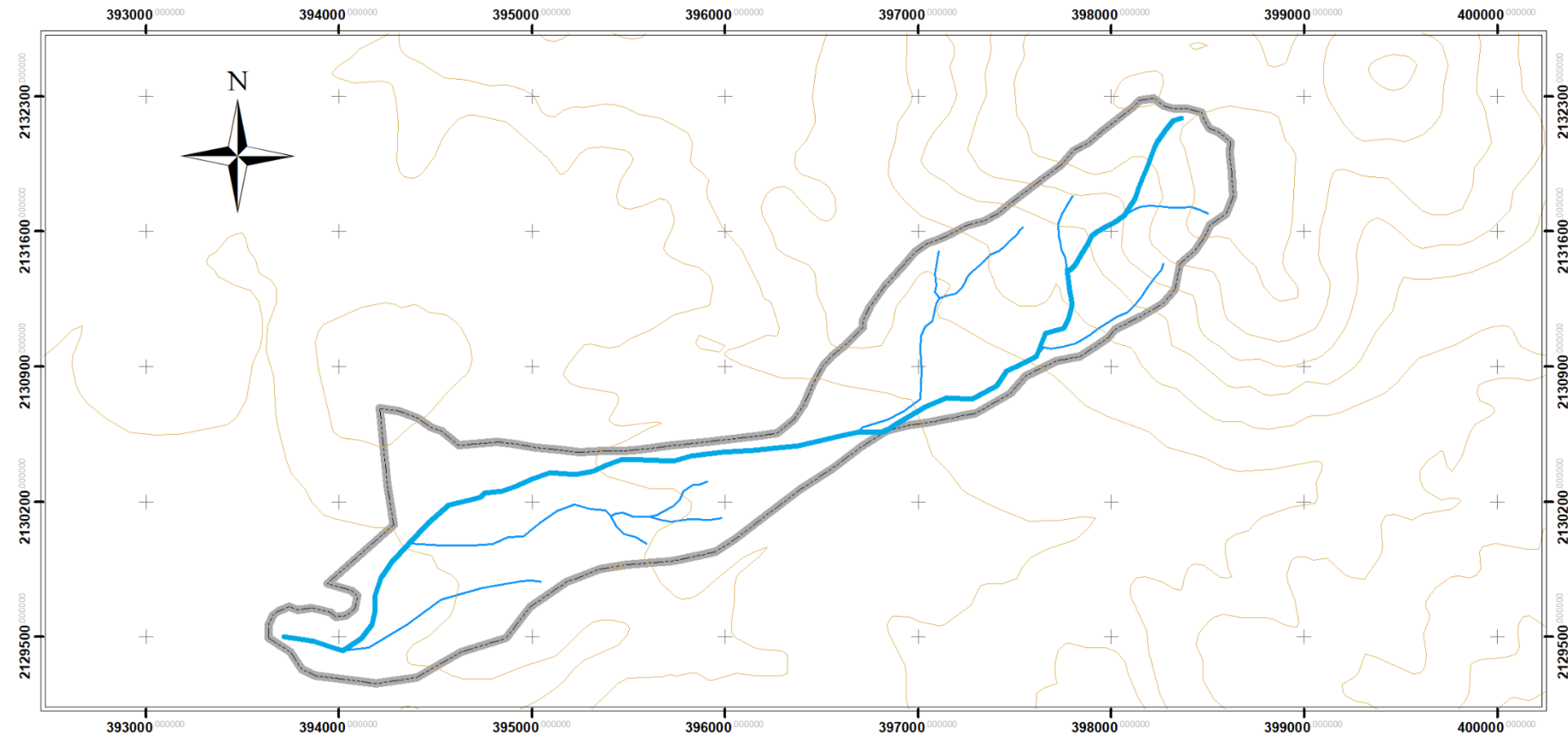
- PARTEAGUAS —
- ARROYO —

**CUENCA DE APORTACIÓN**

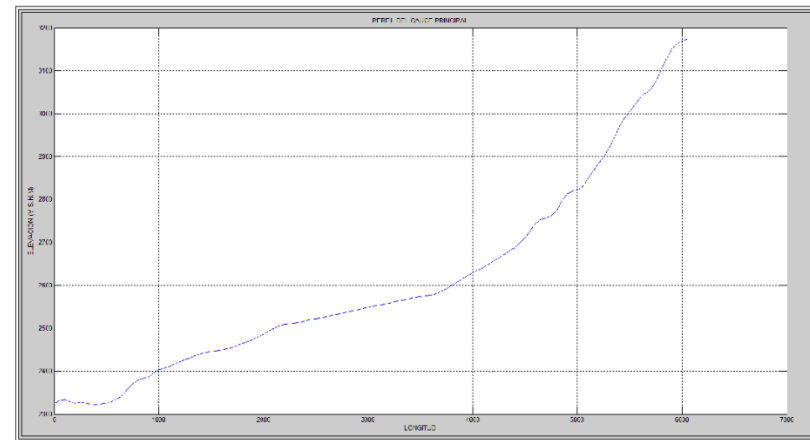
FECHA	ESC. INDICADA	PLANO IMAGEN 4

Imagen de Anexo 4

## PLANTA DEL CAUCE PRINCIPAL



Coordenadas UTM



PERFIL DEL CAUCE PRINCIPAL

Concepto	cantidad	Unidad
Área de la cuenca	3.84	km <sup>2</sup>
Longitud del cauce principal	6040	m
Pendiente media	0.09285	[-]
Tiempo de concentración	33.49	min

### LEYENDA

- Cauce principal
- Curvas de nivel @ 20 m
- Arroyos
- Parteaguas

DIBUJÓ: JORGE ALBERTO BELMONT GUADARRAMA







# CUENCA "CUNETAS"

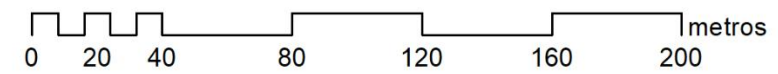


ESCALA 1:1,750

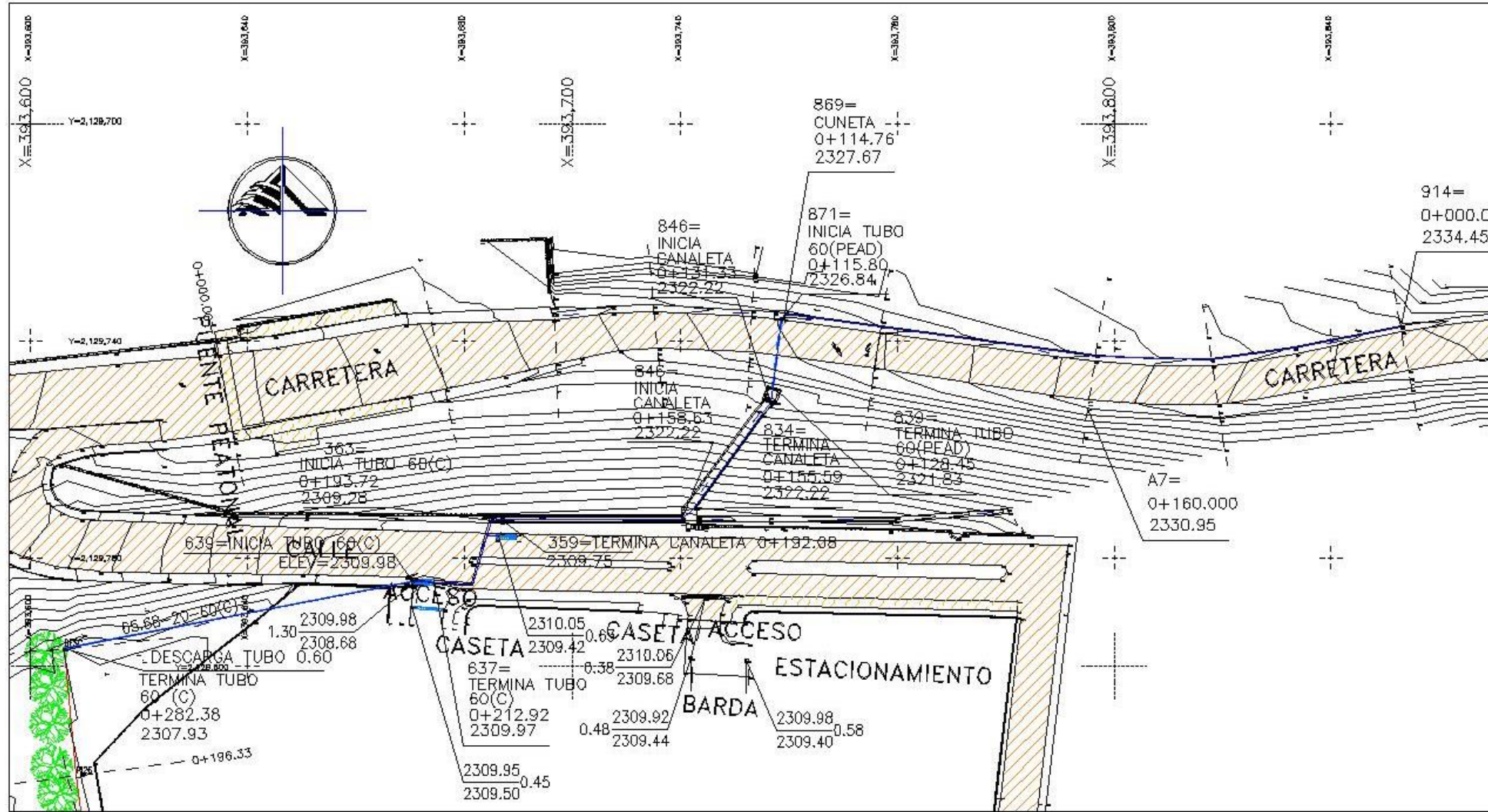
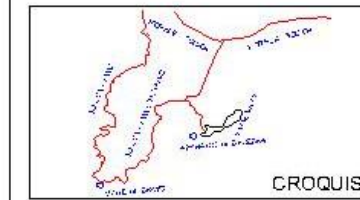
## Leyenda

-  Hospital Rural Amanalco
-  Alcantarillado pluvial existente
-  Cuenca cunetas
-  Cunetas

Área de la cuenca	41394.41	m <sup>2</sup>
	0.04	km <sup>2</sup>
	4.13	ha







PARAMENTO	
CANINO DE TERRACERÍA	
PAVIMENTO ASFÁLTICO	
PAVIMENTO CONCRETO HIDRÁULICO	
RÍO, ARROYO, BARRANCA	
POZO EXISTENTE	

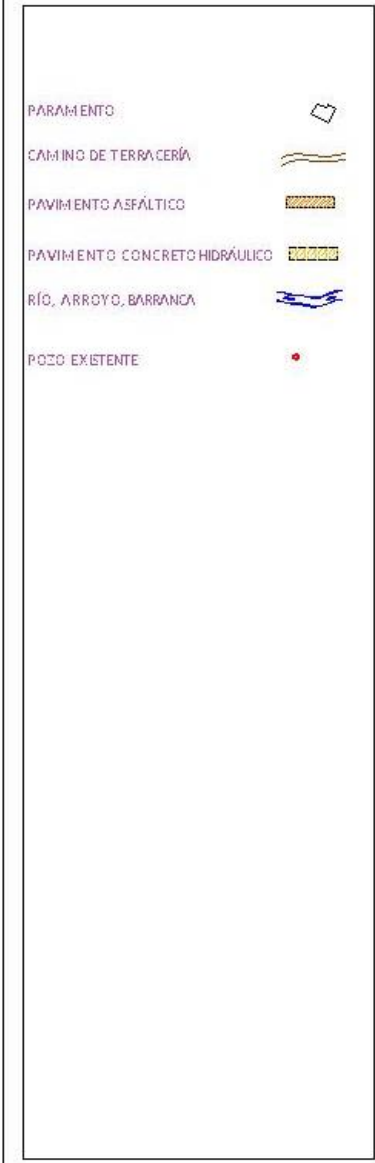
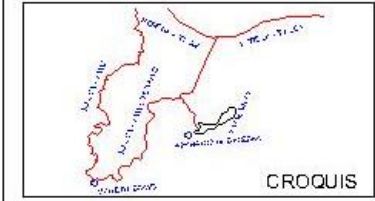
PROYECTÓ: JORGE ALBERTO BELMONT GUADARRAMA

REVISÓ: RICARDO GARCÍA VALDIVIA

PLANTA DEL CAUCE DE LA CUENCA "CUNETAS"

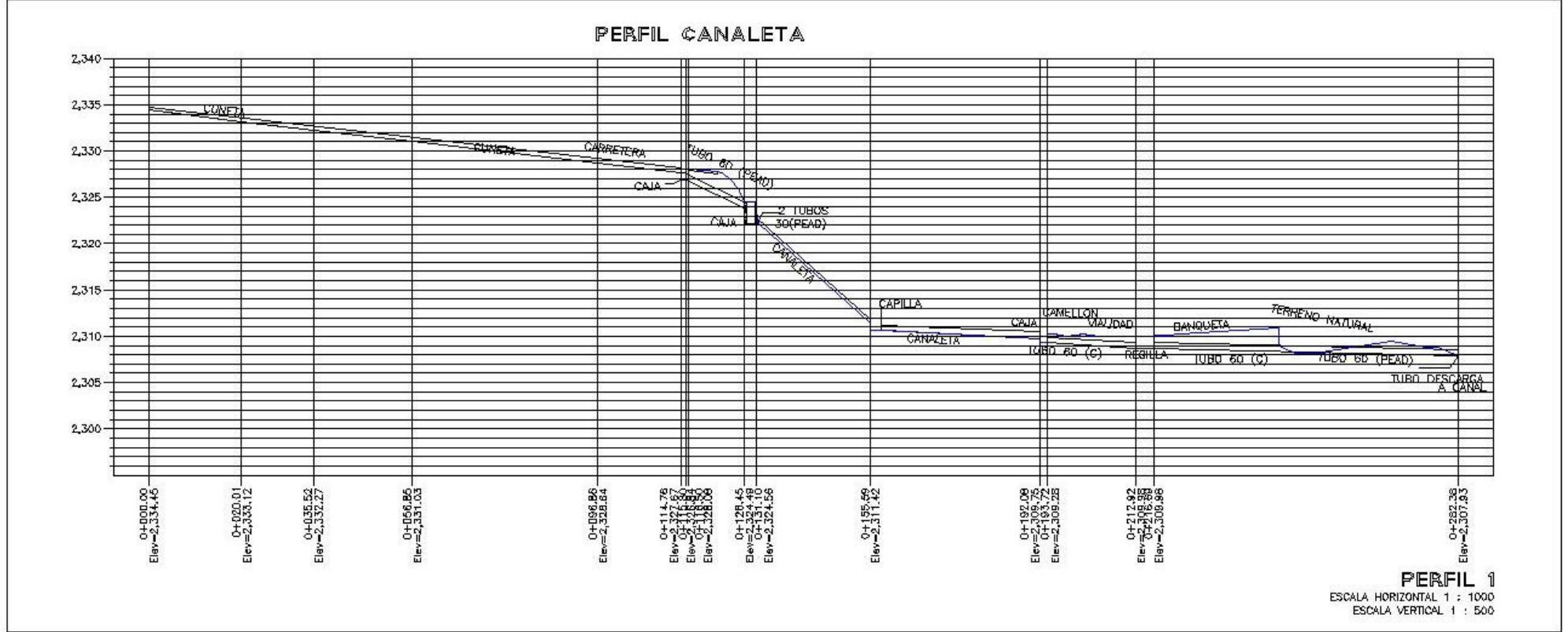
FECHA	ESC.	PLANO
	ESC. 1:20	1 DE 27

Imagen de Anexo 7



PERFIL DEL CAUCE DE LA CUENCA "CUNETAS"

FECHA	ESC. INDICADA	PLANO 2 DE 27
-------	---------------	---------------



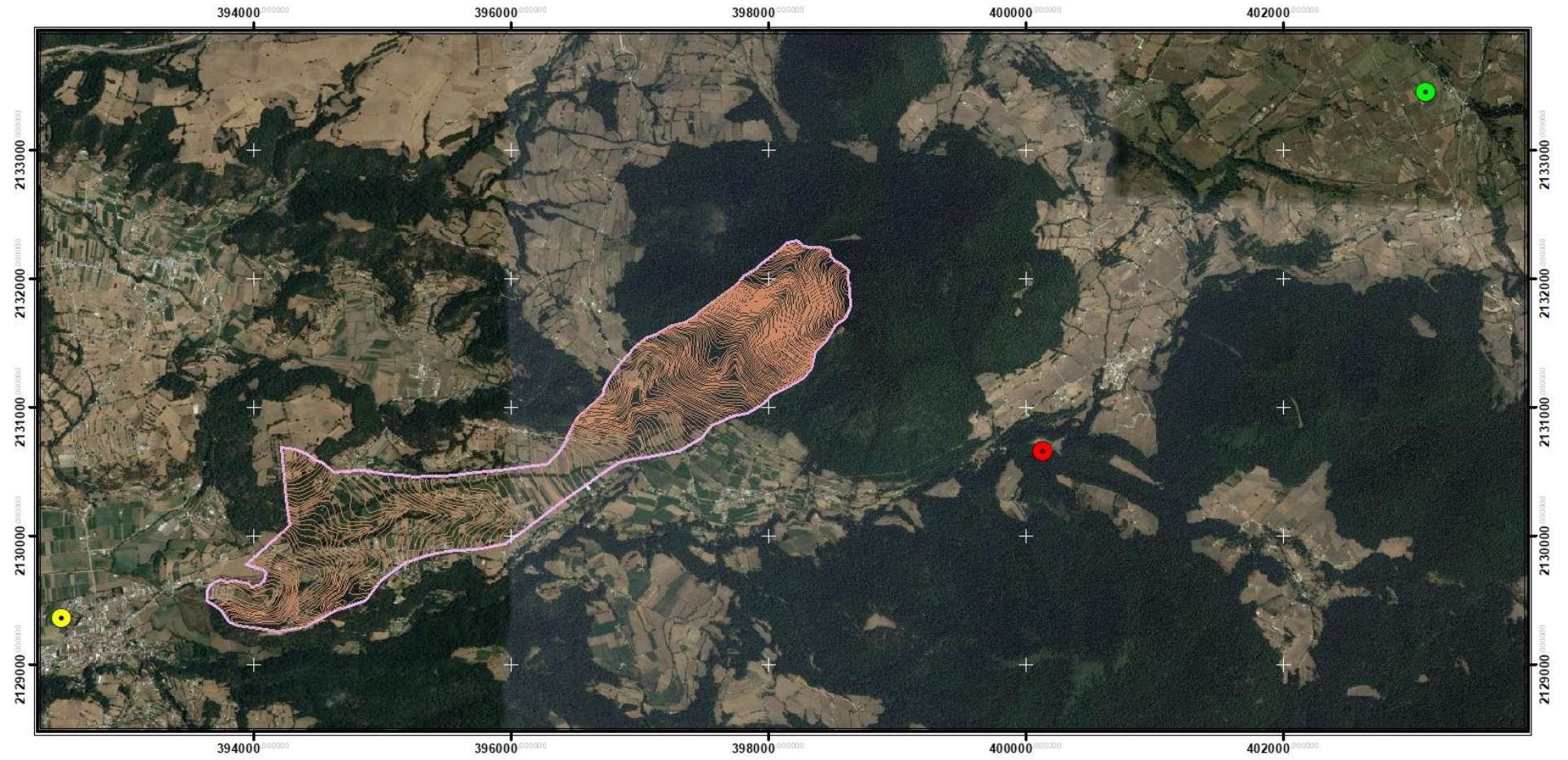
PROYECTÓ: JORGE ALBERTO BELMONT GUADARRAMA

REVISÓ: RICARDO GARCÍA VALDIVIA





## ESTACIONES CIMATOLÓGICAS



Leyenda	
Nombre	
<span style="color: red;">●</span>	Agua Bendita
<span style="color: yellow;">●</span>	Amanalco de Becerra
<span style="color: green;">●</span>	Palo Mancornado

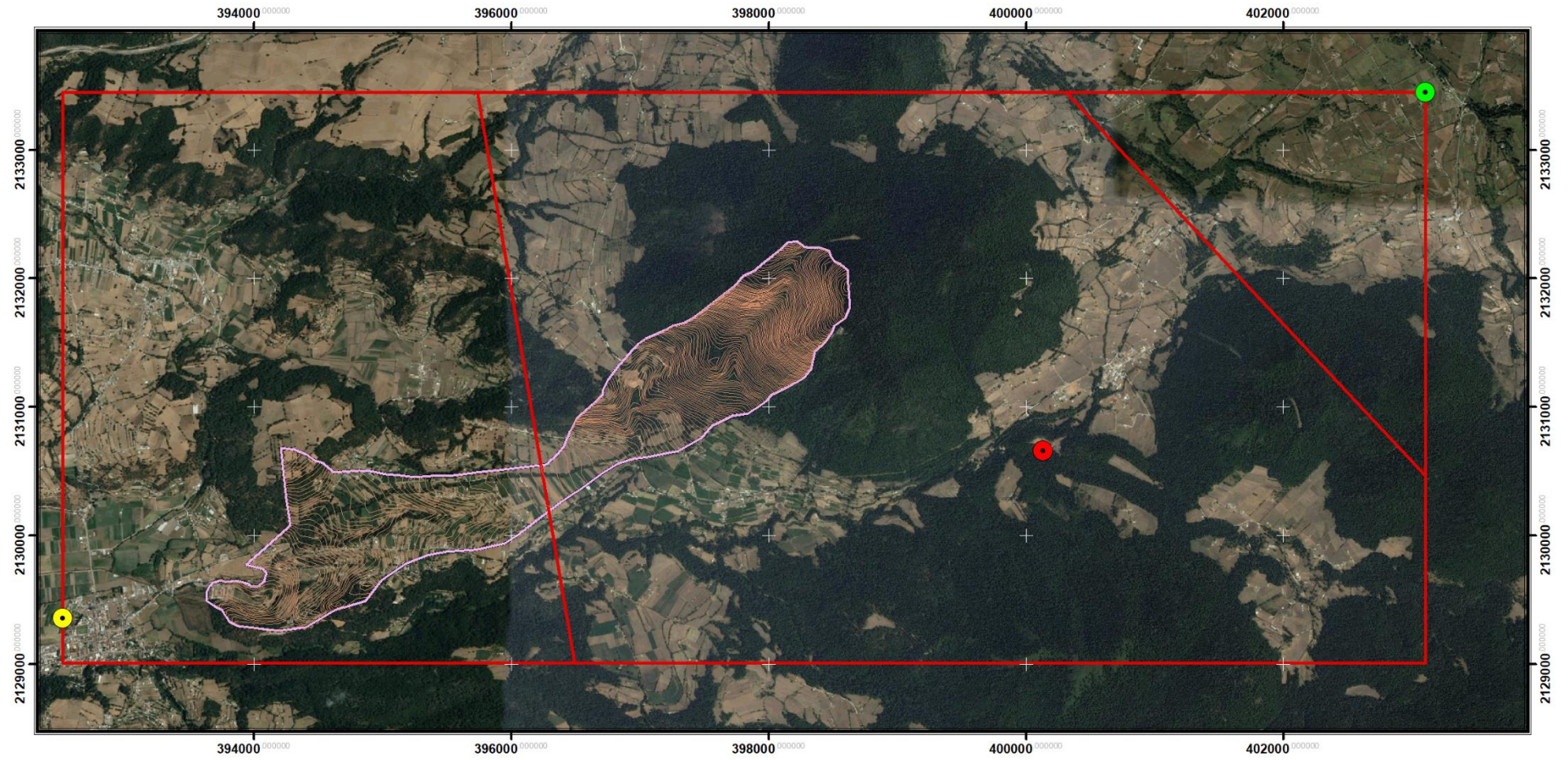
Estación	Área de aportación			% de area de influencia
	km2	ha	m2	
Amanalco de Becerra	1.86	186.89	1,868,973.65	49%
Agua Bendita	1.97	197.97	1,979,723.42	51%

PROYECCIÓN: UNIVERSAL TRANSVERA DE MERCATOR ESCALA 1:35,000





## Poligonos de Thiessen



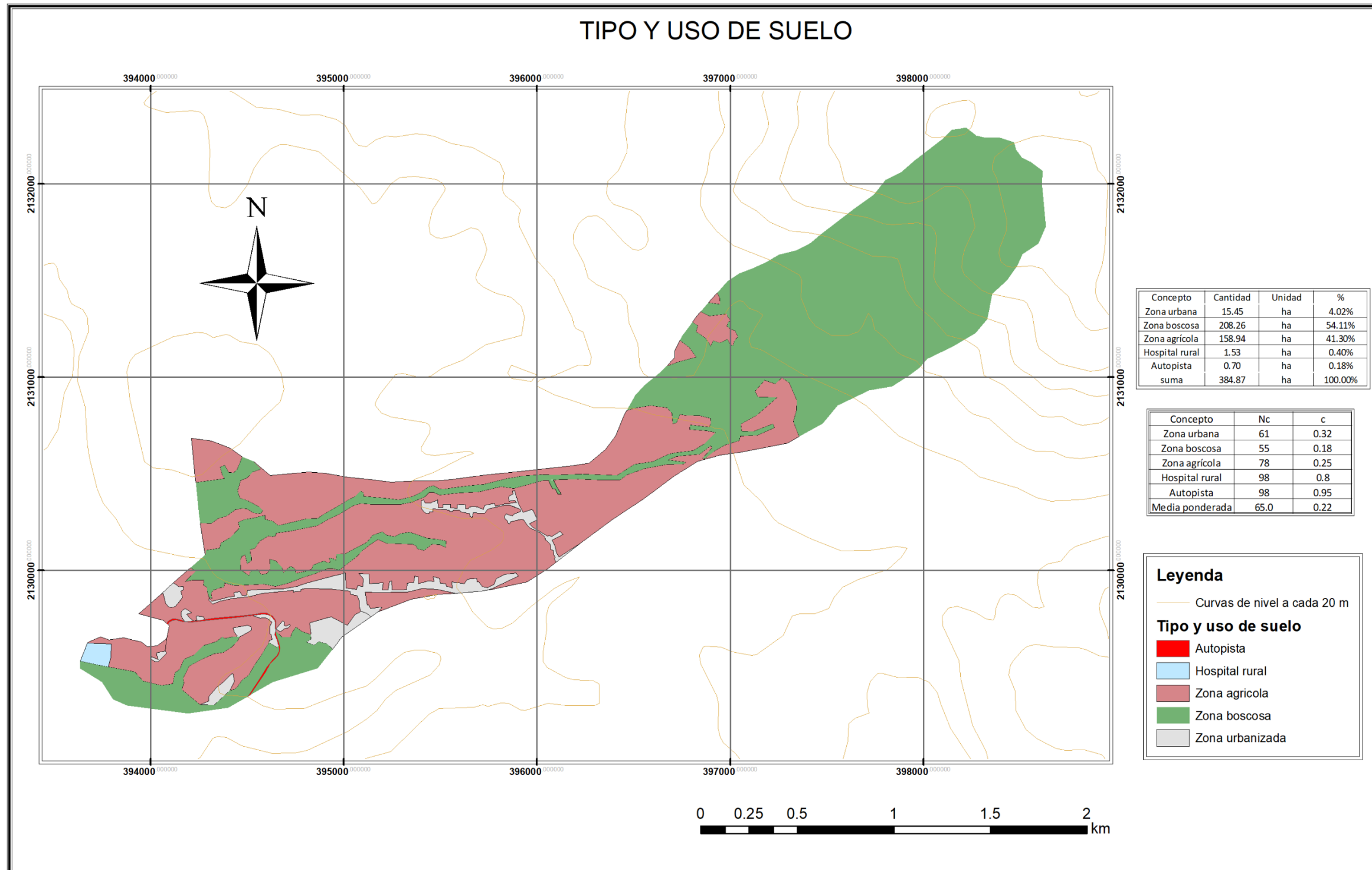
Leyenda	
Nombre	
<span style="color: red;">●</span>	Agua Bendita
<span style="color: yellow;">●</span>	Amanalco de Becerra
<span style="color: green;">●</span>	Palo Mancornado
<span style="color: red;">—</span>	Poligonos de Thiessen

Estación	Área de aportación			% de area de influencia
	km2	ha	m2	
Amanalco de Becerra	1.86	186.89	1,868,973.65	49%
Agua Bendita	1.97	197.97	1,979,723.42	51%

PROYECCIÓN: UNIVERSAL TRANSVERA DE MERCATOR ESCALA 1:35,000

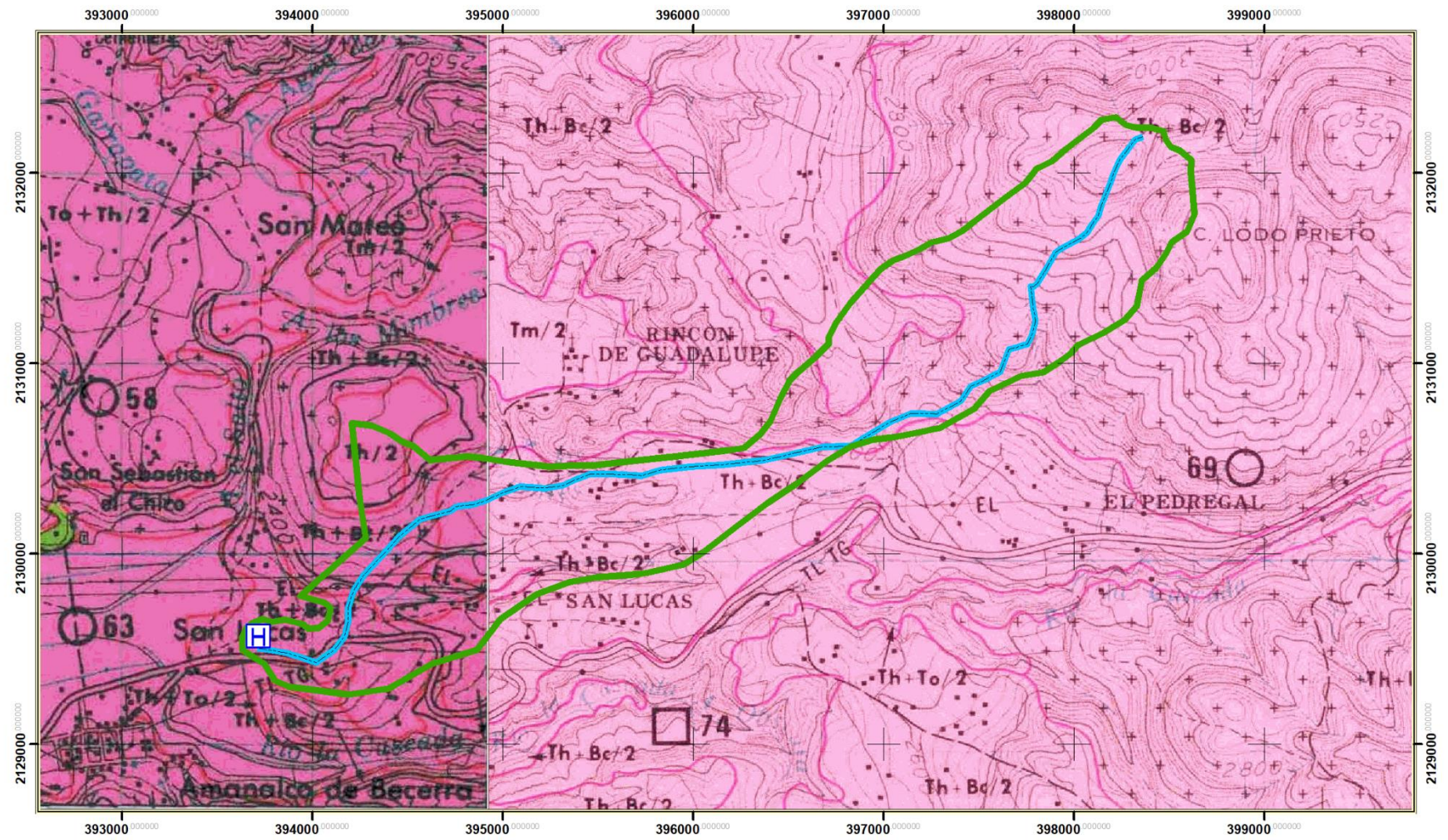


## TIPO Y USO DE SUELO





# CARTA EDAFOLÓGICA



### LEYENDA

- Hospital Rural Amanalco
- Cuenca de Aportación
- Cauce principal

T	ANDOSOL
Tm	MOLICO
Th	HUMICO
To	OCRICO
Tv	VITRICO
Q	ARENOSOL
Qa	ALBICO
Ql	LUVICO
Qf	FERRALICO
Qc	CAMBICO

ANDOSOL	T
HUMICO	Th
MOLICO	Tm
OCRICO	To
VITRICO	Tv

### CLASE TEXTURAL

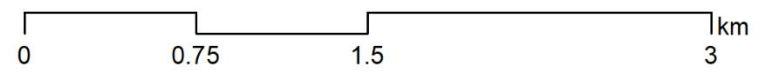
(EN LOS 30 cm. SUPERFICIALES DEL SUELO)

1 GRUESA	2 MEDIA	3 FINA
----------	---------	--------

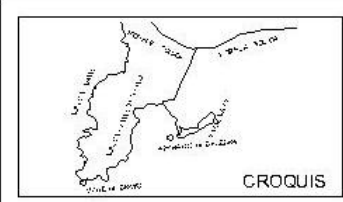
E14A36

E14A37

ESCALA 1:24,000

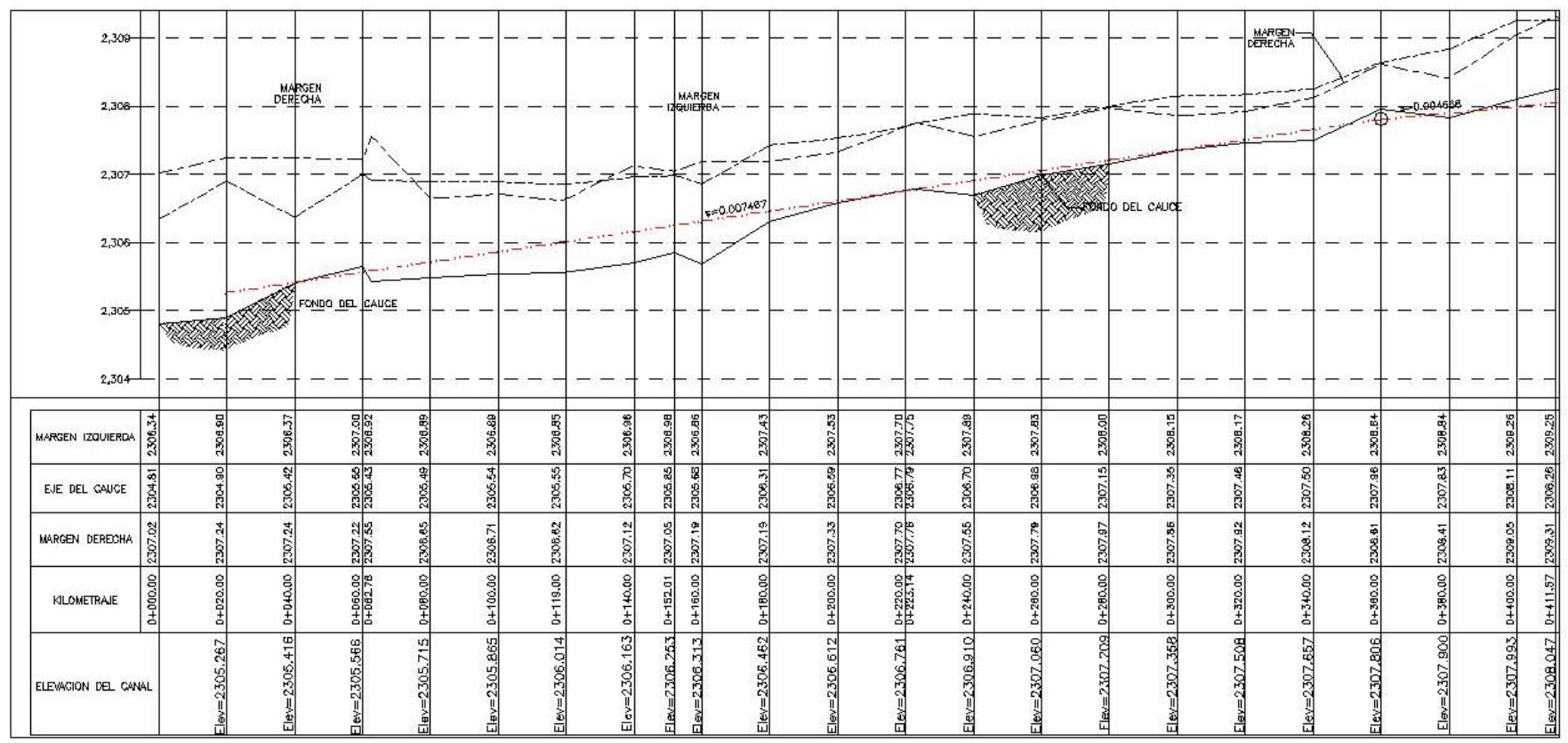






### SIMBOLOGÍA

- CANAL
- CURVA DE NIVEL
- MARGEN IZQUIERDA DEL CANAL NATURAL
- MARGEN DERECHA DEL CANAL NATURAL
- FONDO DEL CANAL NATURAL
- COLECTOR
- MURO GAVIÓN
- BOCA DE TORMENTA
- CAMBIO DE PENDIENTE DE CANAL ARTIFICIAL



PROYECTÓ: JORGE ALBERTO BELMONT GUADARRAMA

REVISÓ: ING. RICARDO GARCÍA VALDIVIA

PERFIL DEL CANAL		
CADENAMIENTO 0+000.000 A 0+400.000		
FECHA	ESC. S/C	PLANO 3 DE 27

Imagen de Anexo 13 (plano 3 de 27)

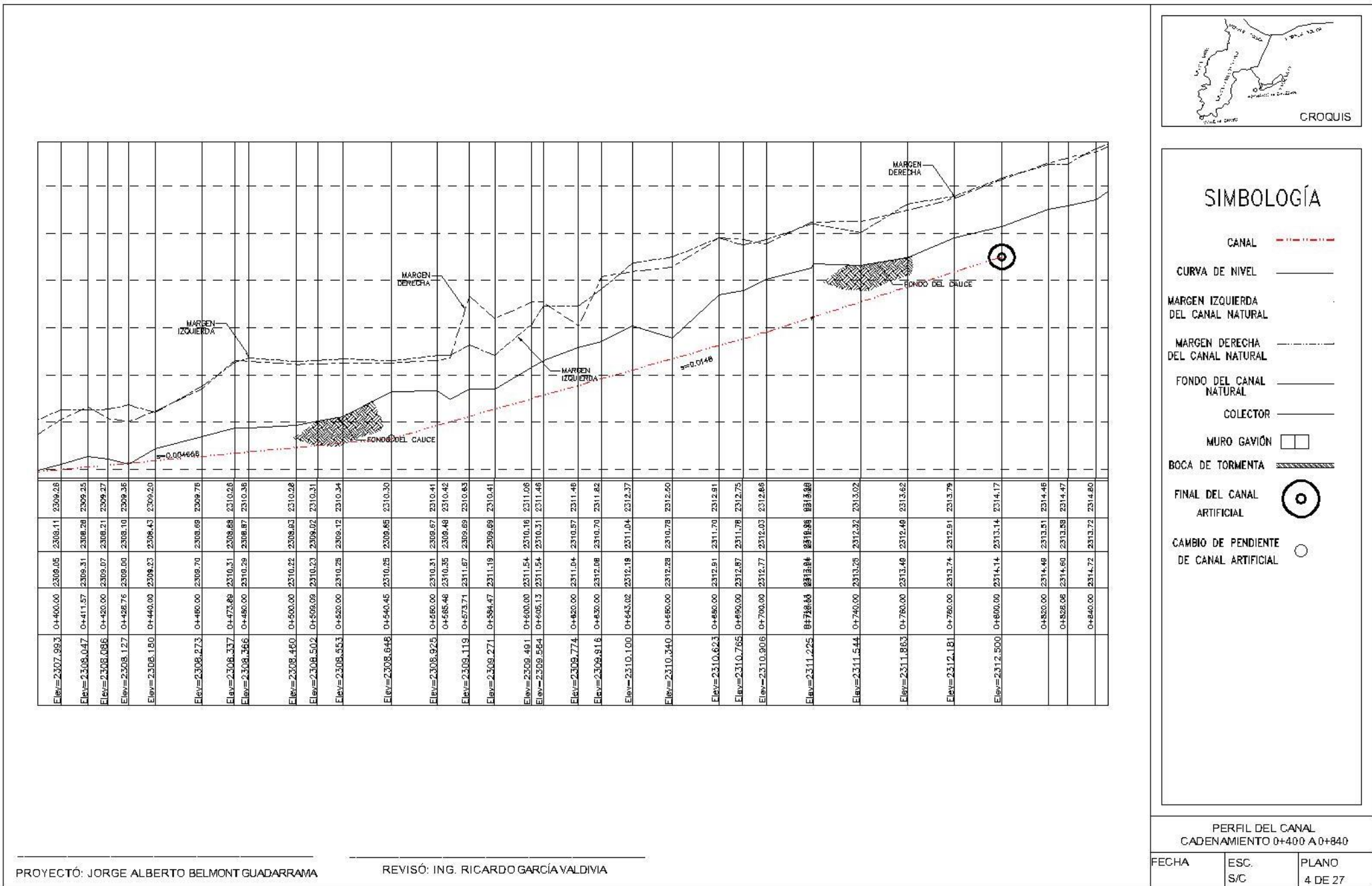
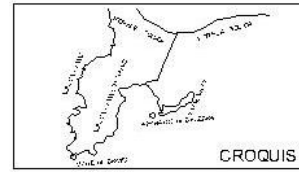
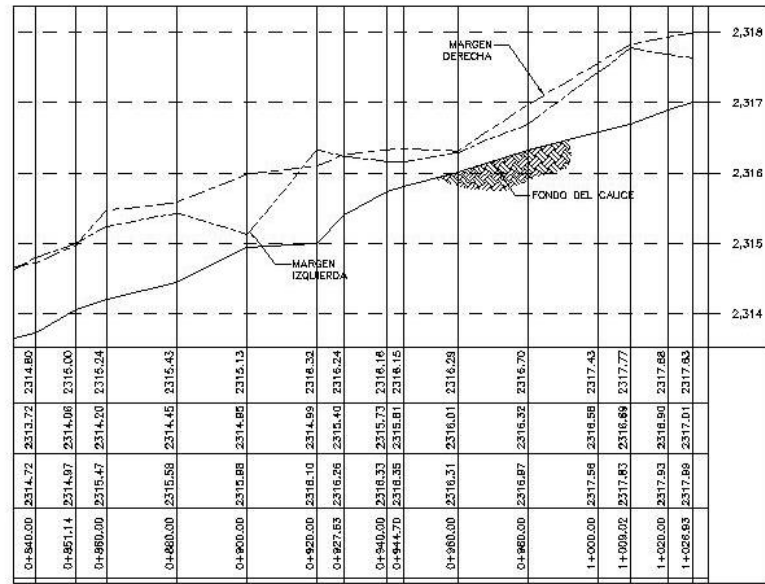


Imagen de Anexo 14 (plano 4 de 27)



### SIMBOLOGÍA

CANAL	---
CURVA DE NIVEL	—
MARGEN IZQUIERDA DEL CANAL NATURAL	- - - -
MARGEN DERECHA DEL CANAL NATURAL	· · · ·
FONDO DEL CANAL NATURAL	—
COLECTOR	—
MURO GAVIÓN	□
BOCA DE TORMENTA	▨

PERFIL DEL CANAL  
CADENAMIENTO 0+840.000 A 1+026.93

FECHA	ESC. S/C	PLANO 5 DE 27
-------	-------------	------------------

PROYECTO: JORGE ALBERTO BELMONT GUADARRAMA

REVISO: ING. RICARDO GARCIA VALDIVIA

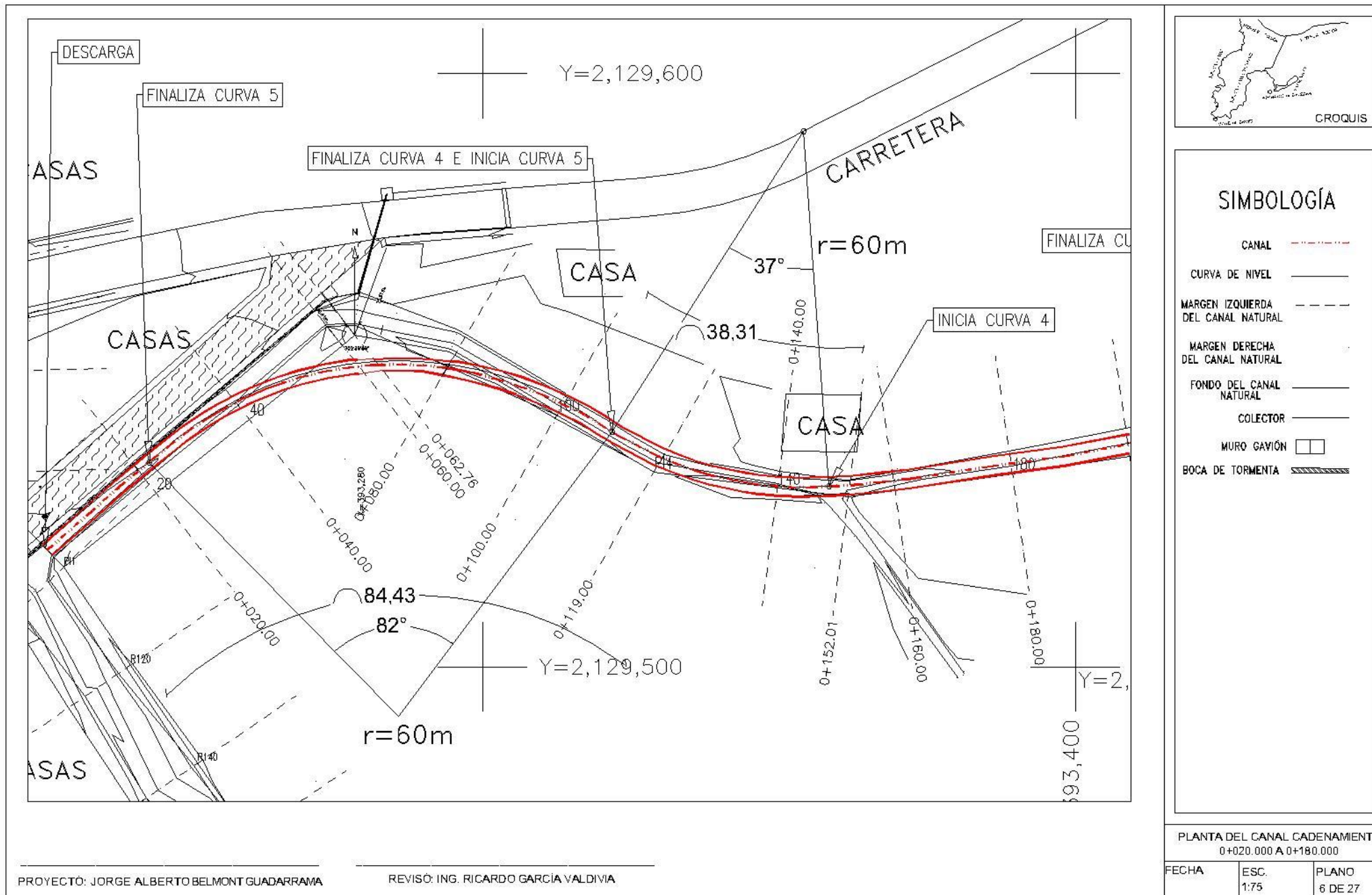


Imagen de Anexo 16 (plano 6 de 27)



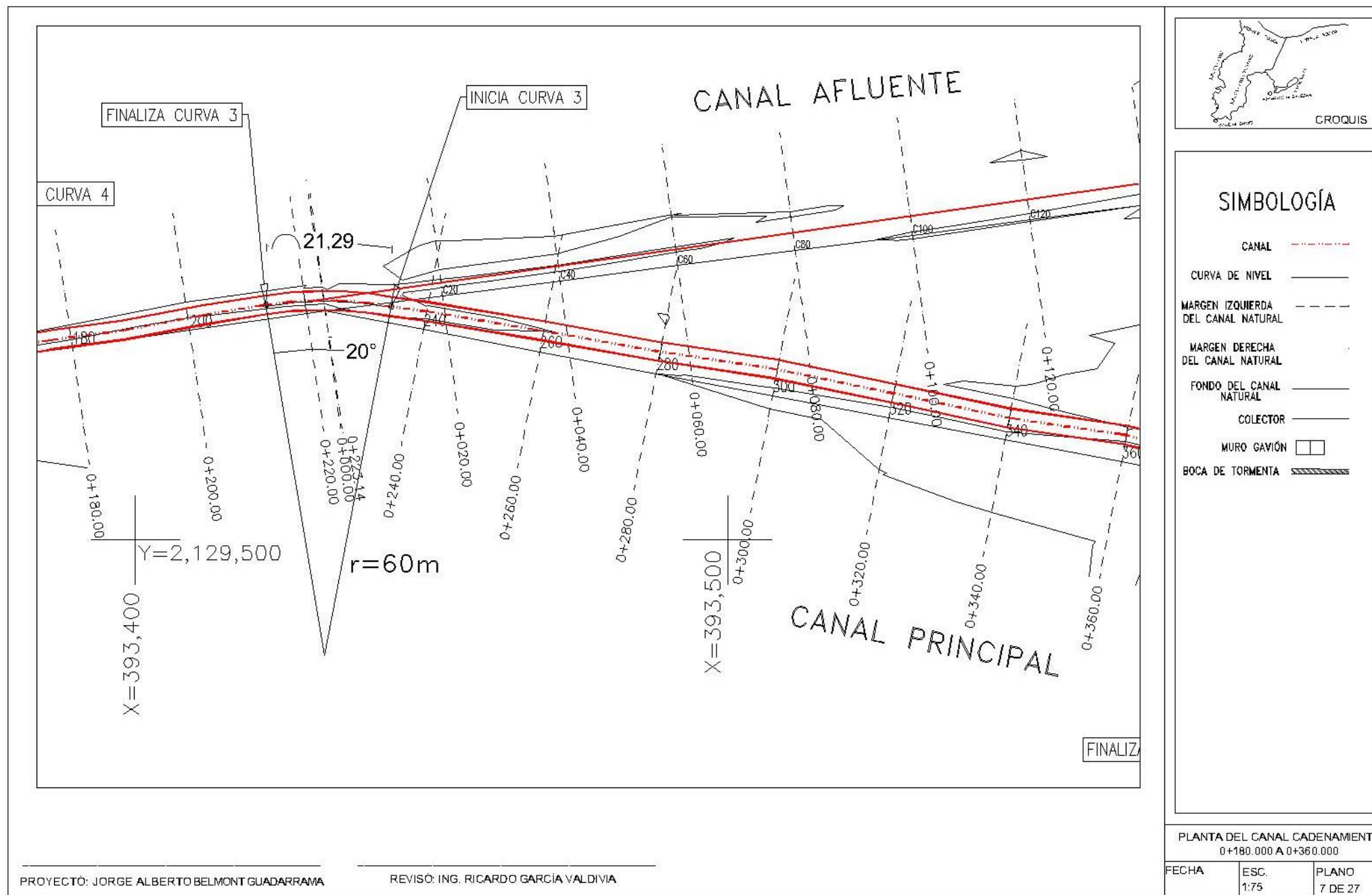


Imagen de Anexo 17 (plano 7 de 27)

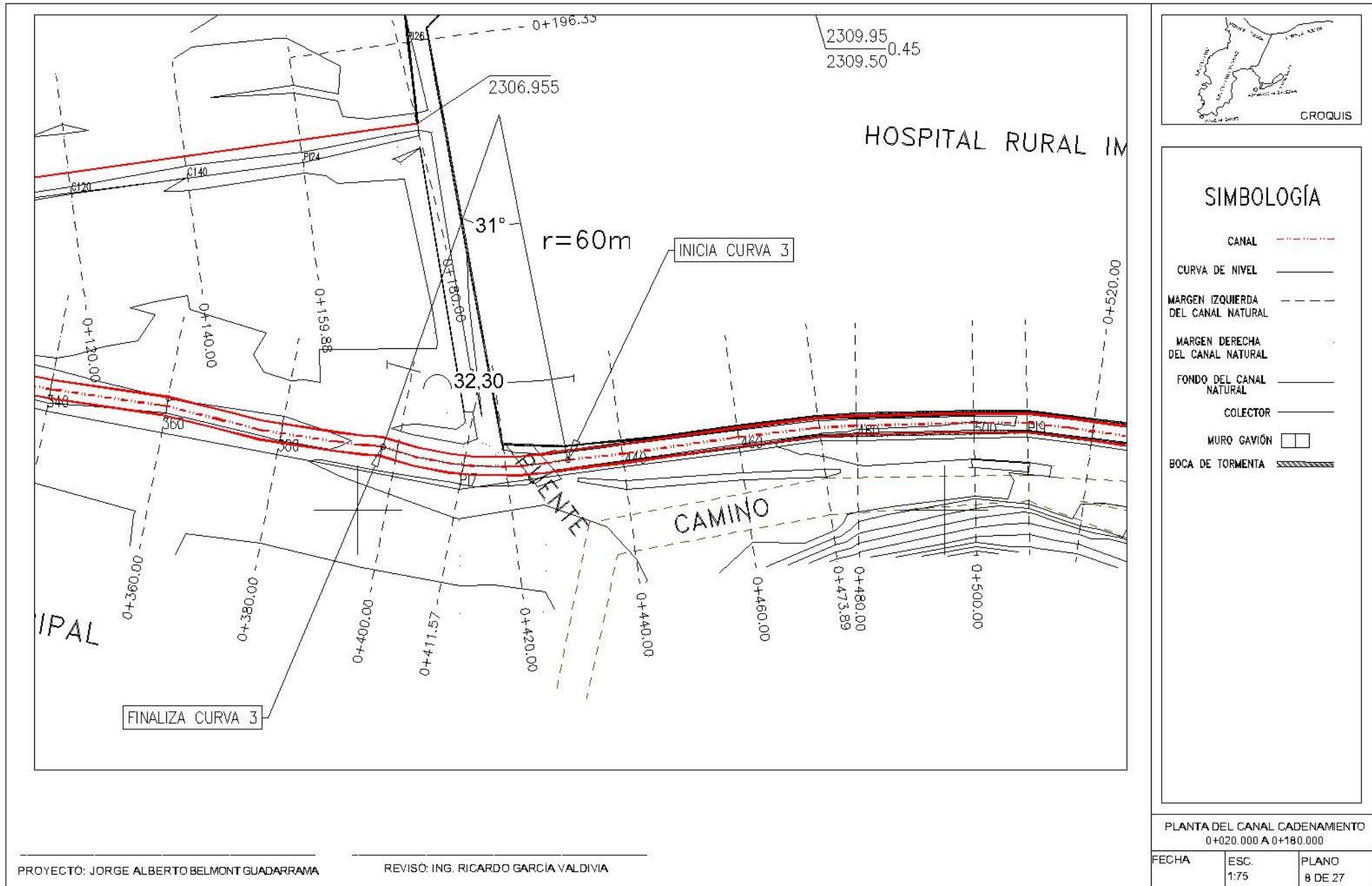


Imagen de Anexo 18 (plano 8 de 27)



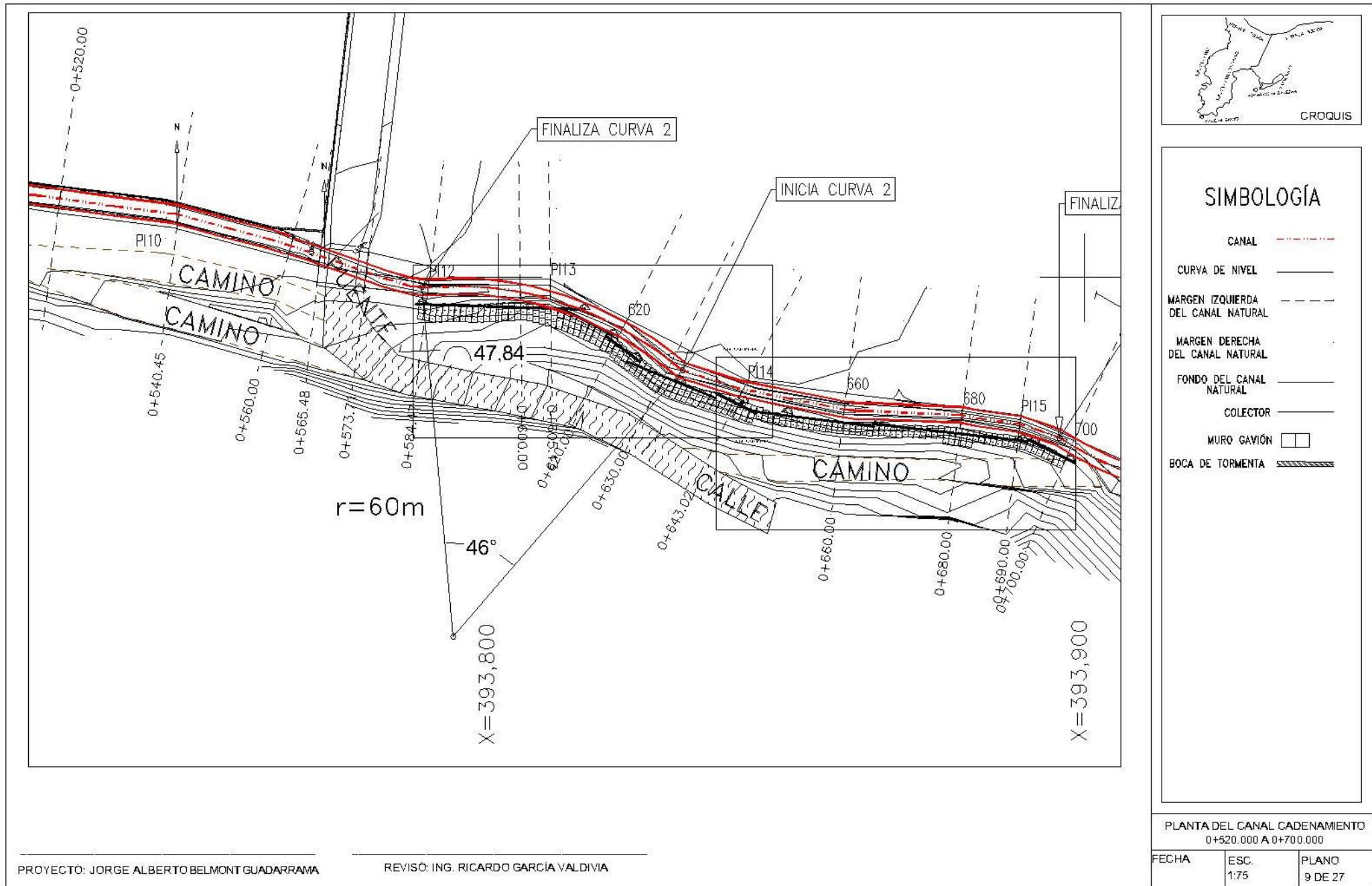


Imagen de Anexo 19 (plano 9 de 27)

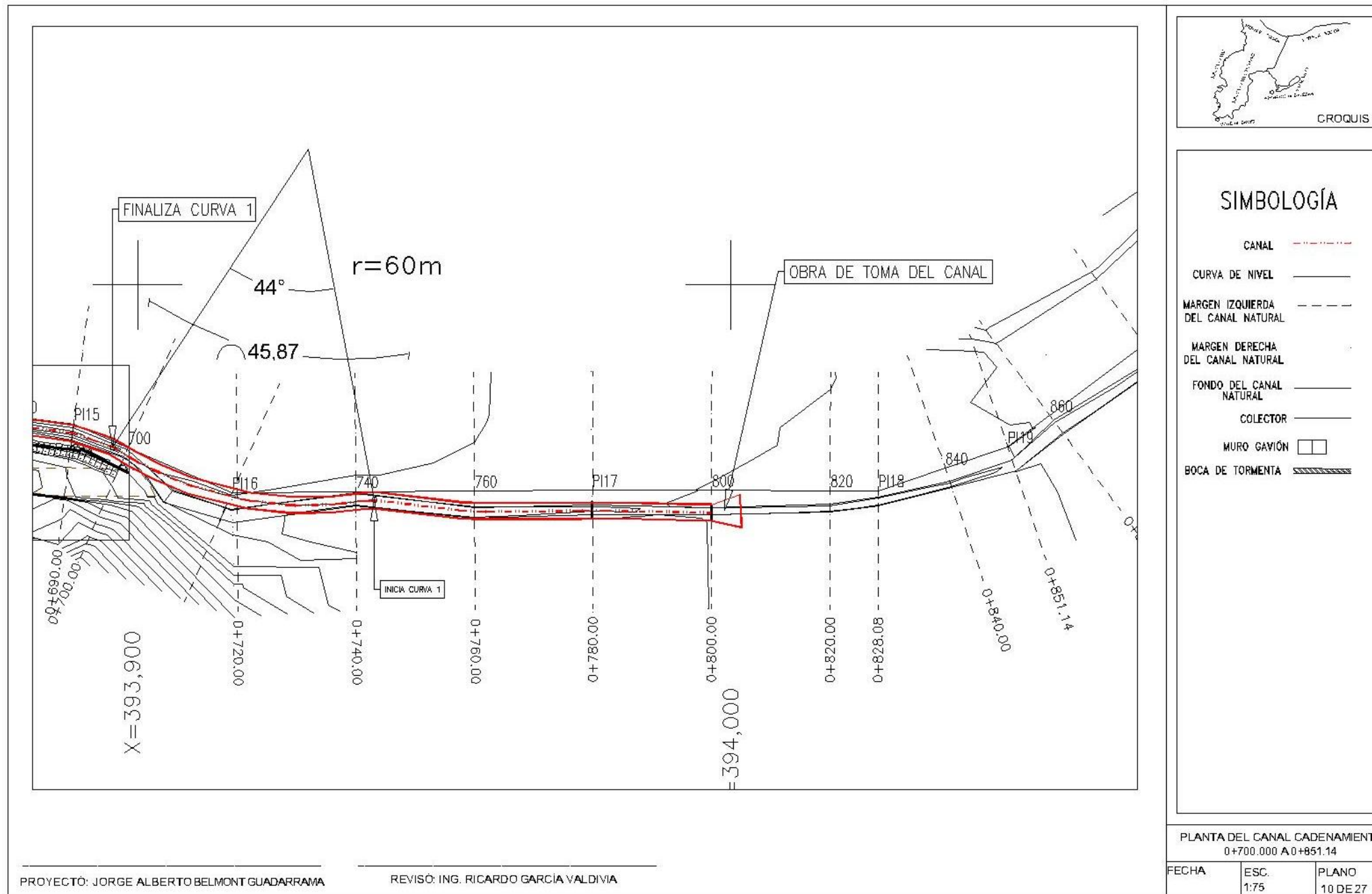
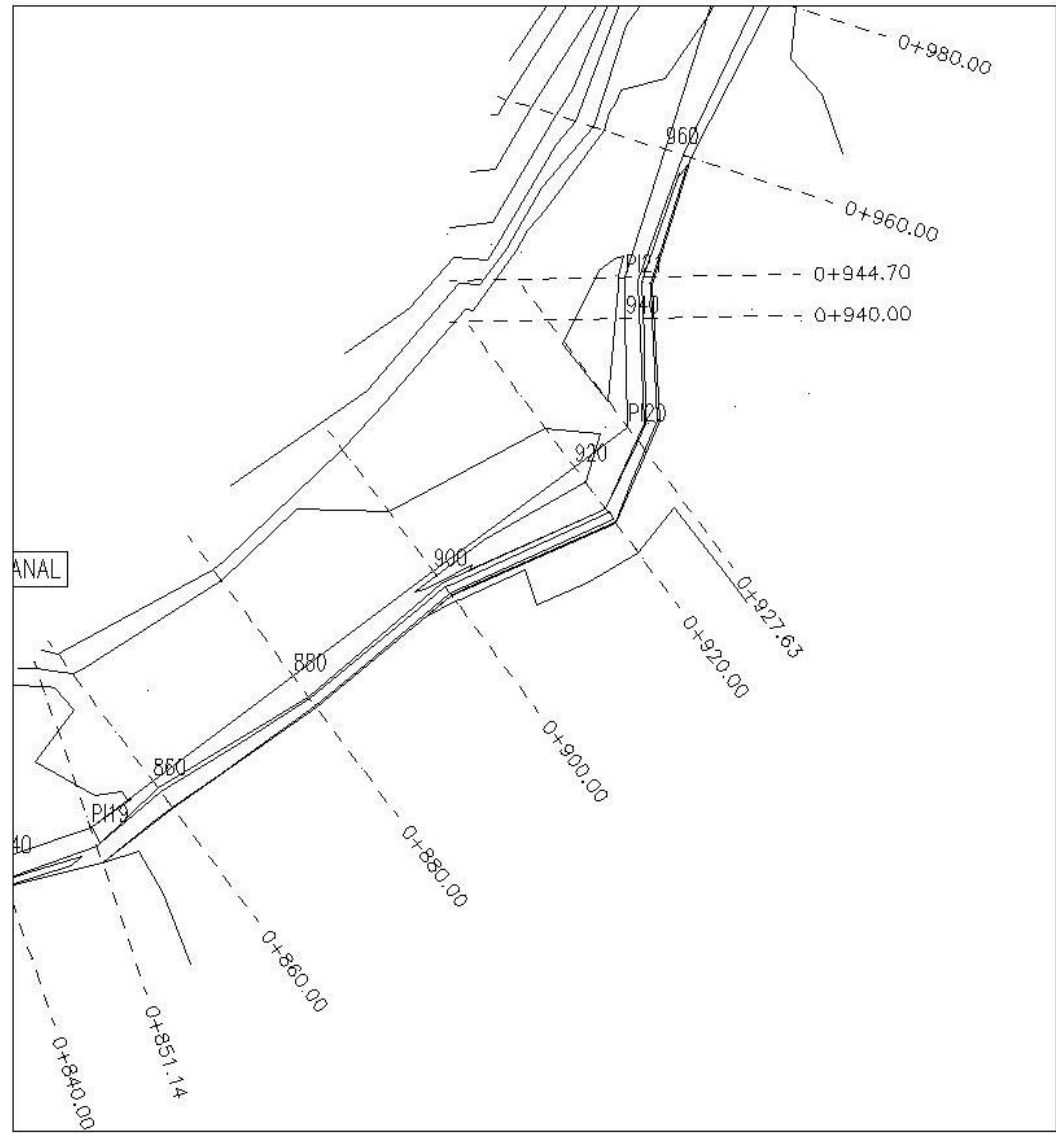


Imagen de Anexo 20 (plano 10 de 27)



### SIMBOLOGÍA

CANAL	---
CURVA DE NIVEL	—
MARGEN IZQUIERDA DEL CANAL NATURAL	- - - -
MARGEN DERECHA DEL CANAL NATURAL	· · · ·
FONDO DEL CANAL NATURAL	—
COLECTOR	—
MURO GAVIÓN	□
BOCA DE TORMENTA	▨

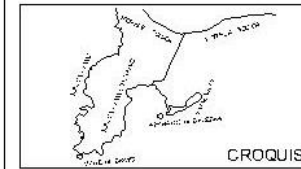
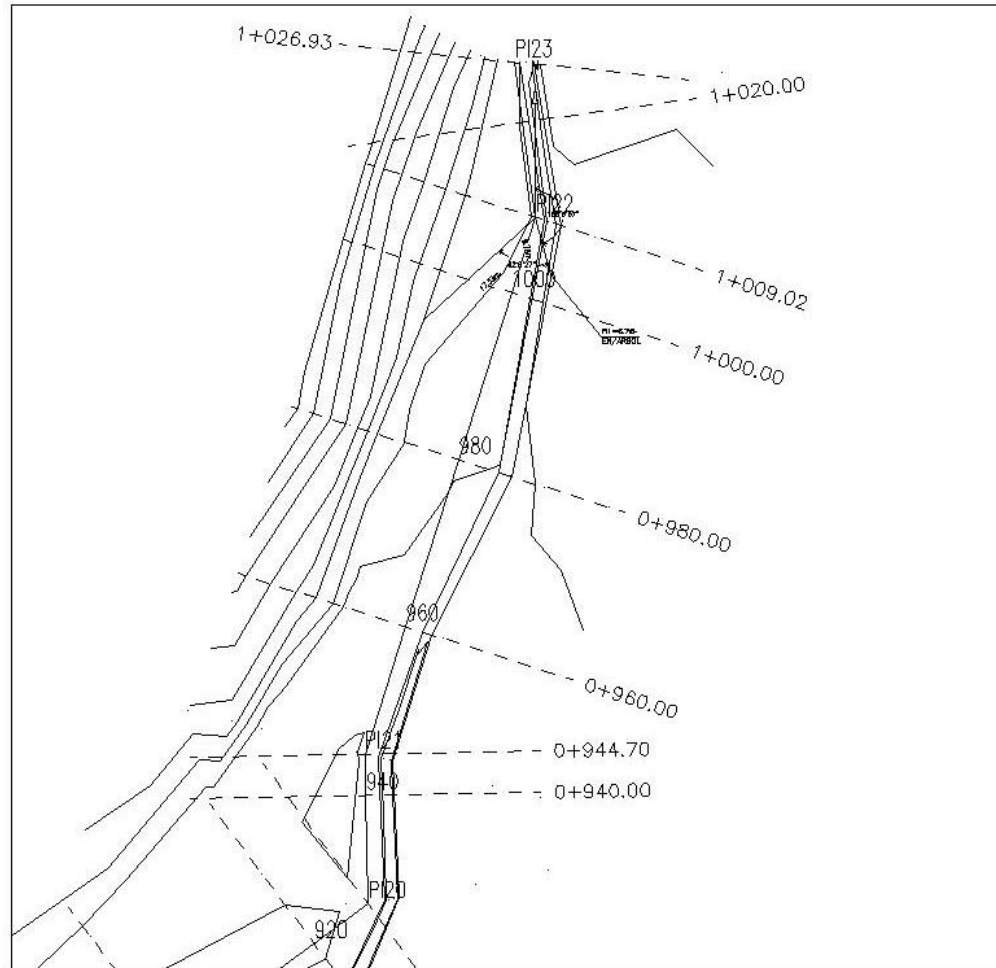
PLANTA DEL CANAL CADENAMIENTO  
0+851.14 A 0+980.000

FECHA	ESC.	PLANO
	1:75	11 DE 27

PROYECTÓ: JORGE ALBERTO BELMONT GUADARRAMA

REVISÓ: ING. RICARDO GARCÍA VALDIVIA

Imagen de Anexo 21 (plano 11 de 27)



### SIMBOLOGÍA

CANAL	
CURVA DE NIVEL	
MARGEN IZQUIERDA DEL CANAL NATURAL	
MARGEN DERECHA DEL CANAL NATURAL	
FONDO DEL CANAL NATURAL	
COLECTOR	
MURO GAVIÓN	
BOCA DE TORMENTA	

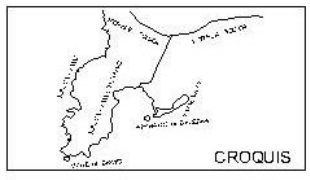
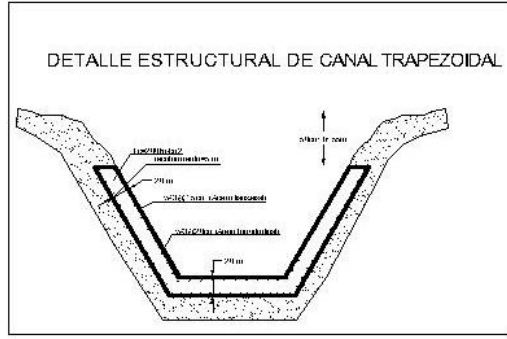
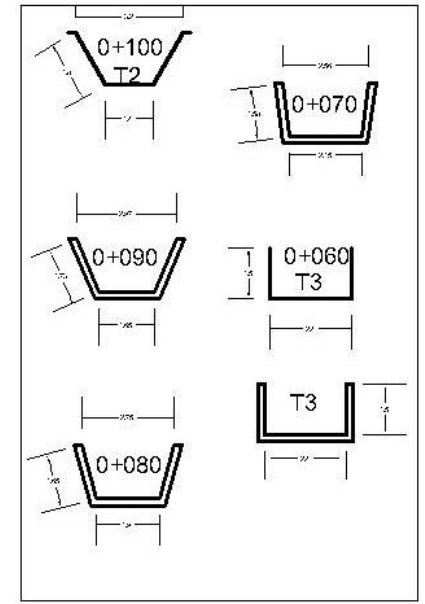
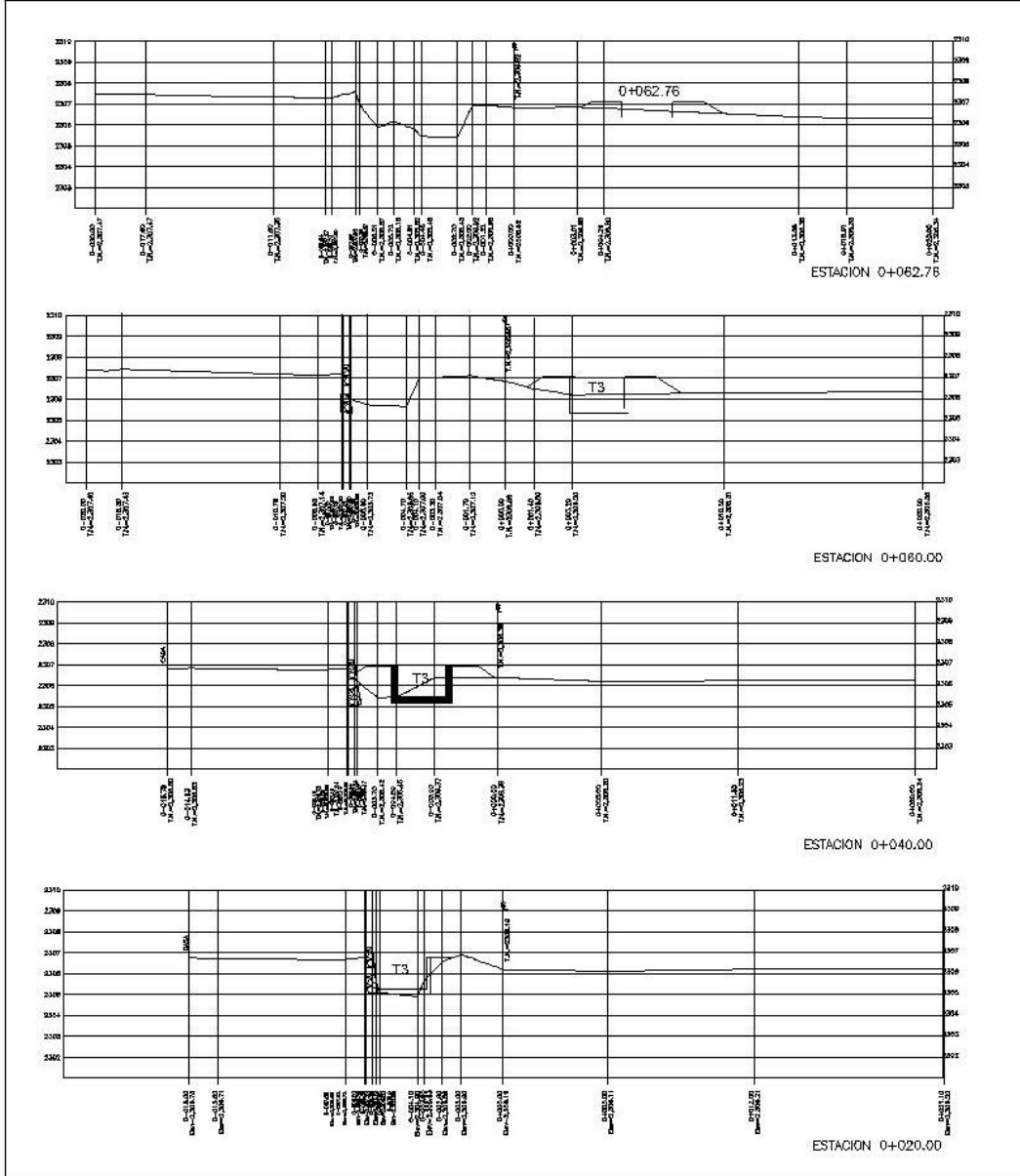
PLANTA DEL CANAL CADENAMIENTO  
0+940.000 A 1+026.93

FECHA	ESC.	PLANO
	1:75	12 DE 27

PROYECTO: JORGE ALBERTO BELMONT GUADARRAMA

REVISÓ: ING. RICARDO GARCÍA VALDIVIA

Imagen de Anexo 22 (plano 12 de 27)



### SIMBOLOGÍA

- CANAL
- CURVA DE NIVEL
- MARGEN IZQUIERDA DEL CANAL NATURAL
- MARGEN DERECHA DEL CANAL NATURAL
- FONDO DEL CANAL NATURAL
- COLECTOR
- MURO GAVIÓN
- BOCA DE TORMENTA
- TERRAPLEN

### CANTIDADES DE OBRA

EXCAVACION [m³]	3,025.68
CONCRETO f <sub>c</sub> =250 kg/km² [m³]	866.00
CONCRETO f <sub>c</sub> =200 kg/km² [m³]	83.00
ACERO DE REFUERZO "Y-200" [kg]	63.00
DESMONTE [m]	0.48
DESPALME [m³]	216.68
RUPTURA DE PAVIMENTO ASPALTICO [m]	3.30
MURO GAVIÓN 2'X'X' [m³]	224.00
MURO GAVIÓN 1'X'X' [m³]	76.00
MURO GAVIÓN 3'X'X' [m³]	64.00

### SECCIONES DEL CANAL

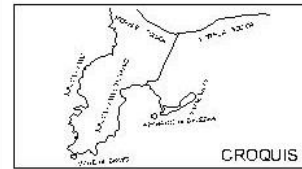
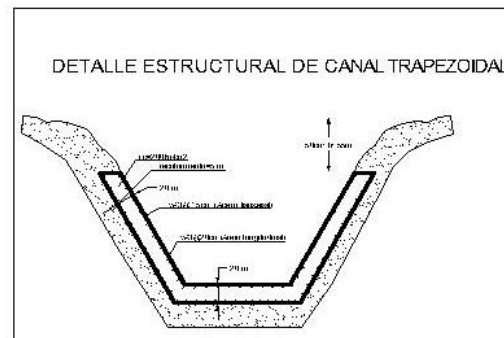
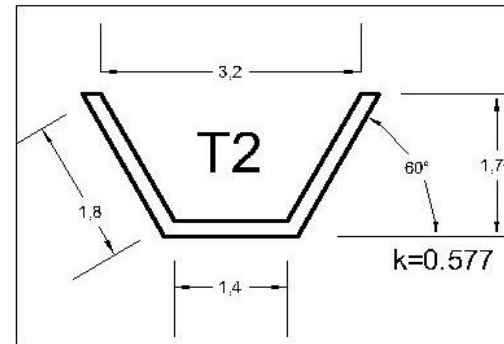
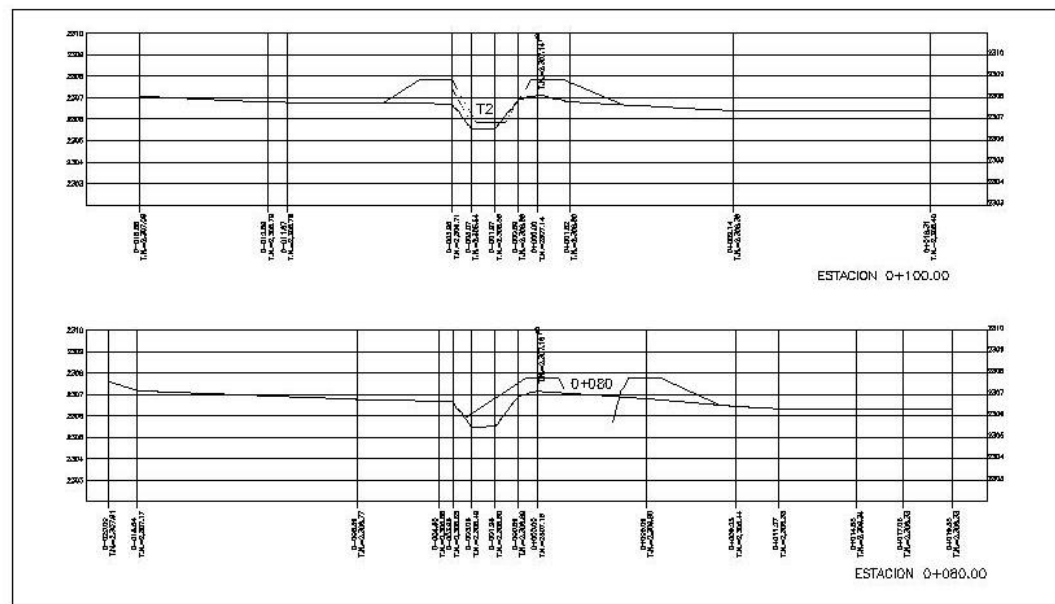
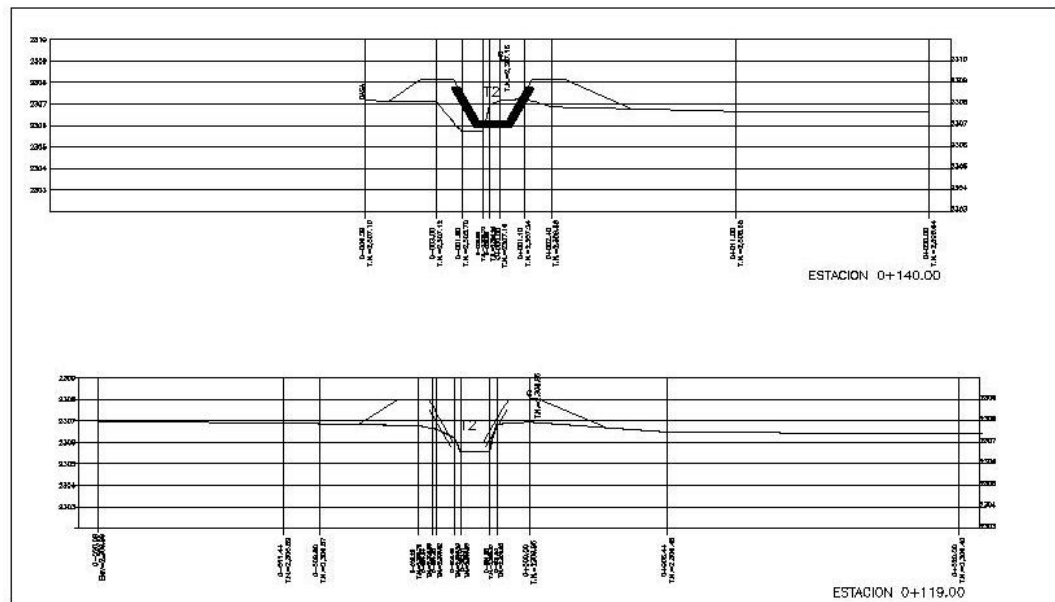
CADENAMIENTO 0+020.000 A 0+062.76

FECHA	ESC. INDICADA	PLANO 13 DE 27
-------	---------------	----------------

PROYECTO: OJOS ALBERTO BBAKOTONGANNA REP. B.O. ACACDO GAGAYADA

Imagen de Anexo 23 (plano 13 de 27)





### SIMBOLOGÍA

- CANAL
- CURVA DE NIVEL
- MARGEN IZQUIERDA DEL CANAL NATURAL
- MARGEN DERECHA DEL CANAL NATURAL
- FONDO DEL CANAL NATURAL
- COLECTOR
- MURO GAVIÓN
- BOCA DE TORMENTA
- TERRAPLEN

### CANTIDADES DE OBRA

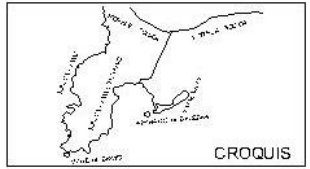
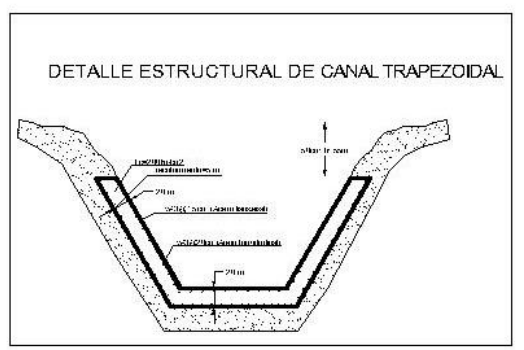
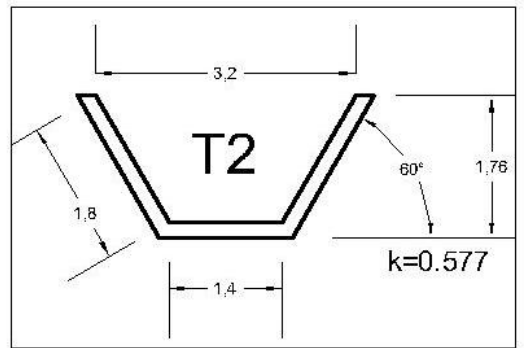
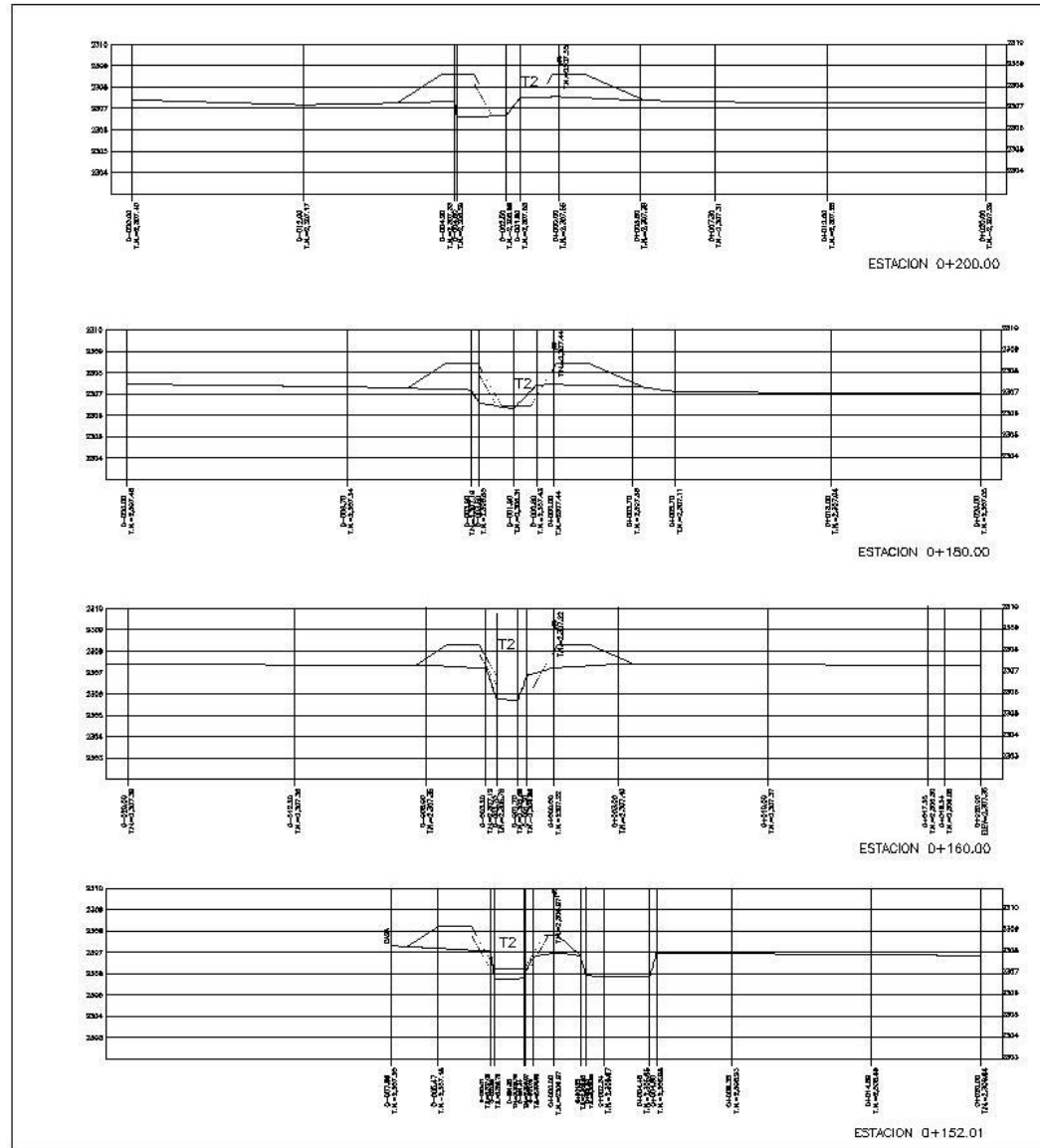
EXCAVACION (m³)	3.026.69
CONCRETO f <sub>c</sub> =250 kg/cm² (m³)	860.00
CONCRETO f <sub>c</sub> =200 kg/cm² (m³)	83.00
ACERO DE REFUERZO "Y-6200" (kg/m²) (m)	53.00
DESMONTE (m³)	0.48
DESPALME (m³)	240.68
RUPTURA DE PAVIMENTO ASPALTICO (m³)	3.30
MURO GAVION 2X-X' (m³)	221.00
MURO GAVION X-X' (m³)	75.00
MURO GAVION 3X-X' (m³)	61.00

### SECCIONES DEL CANAL CADENAMIENTO 0+080.000 A 0+140.000

FECHA	ESC. INDICADA	PLANO 14 DE 27
-------	---------------	----------------

PROYECTO: OJOS ALBERTO BARRAZA Y ASOCIADOS S.A.S. EP. BO. AG. A. C. GARCÍA GARCÍA

Imagen de Anexo 24 (plano 14 de 27)



**SIMBOLOGÍA**

- CANAL
- CURVA DE NIVEL
- MARGEN IZQUIERDA DEL CANAL NATURAL
- MARGEN DERECHA DEL CANAL NATURAL
- FONDO DEL CANAL NATURAL
- COLECTOR
- MURO GAVIÓN
- BOCA DE TORMENTA
- TERRAPLEN

**CANTIDADES DE OBRA**

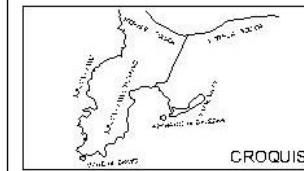
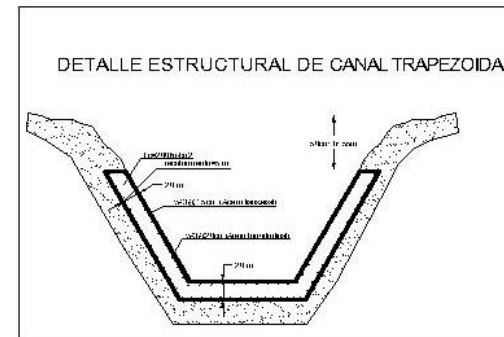
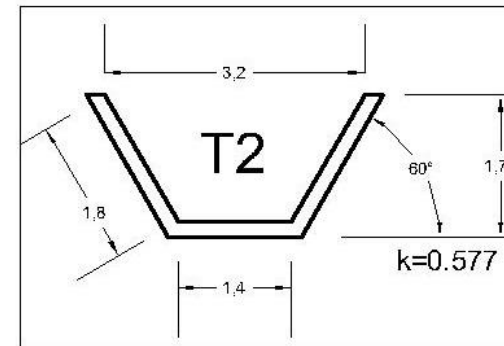
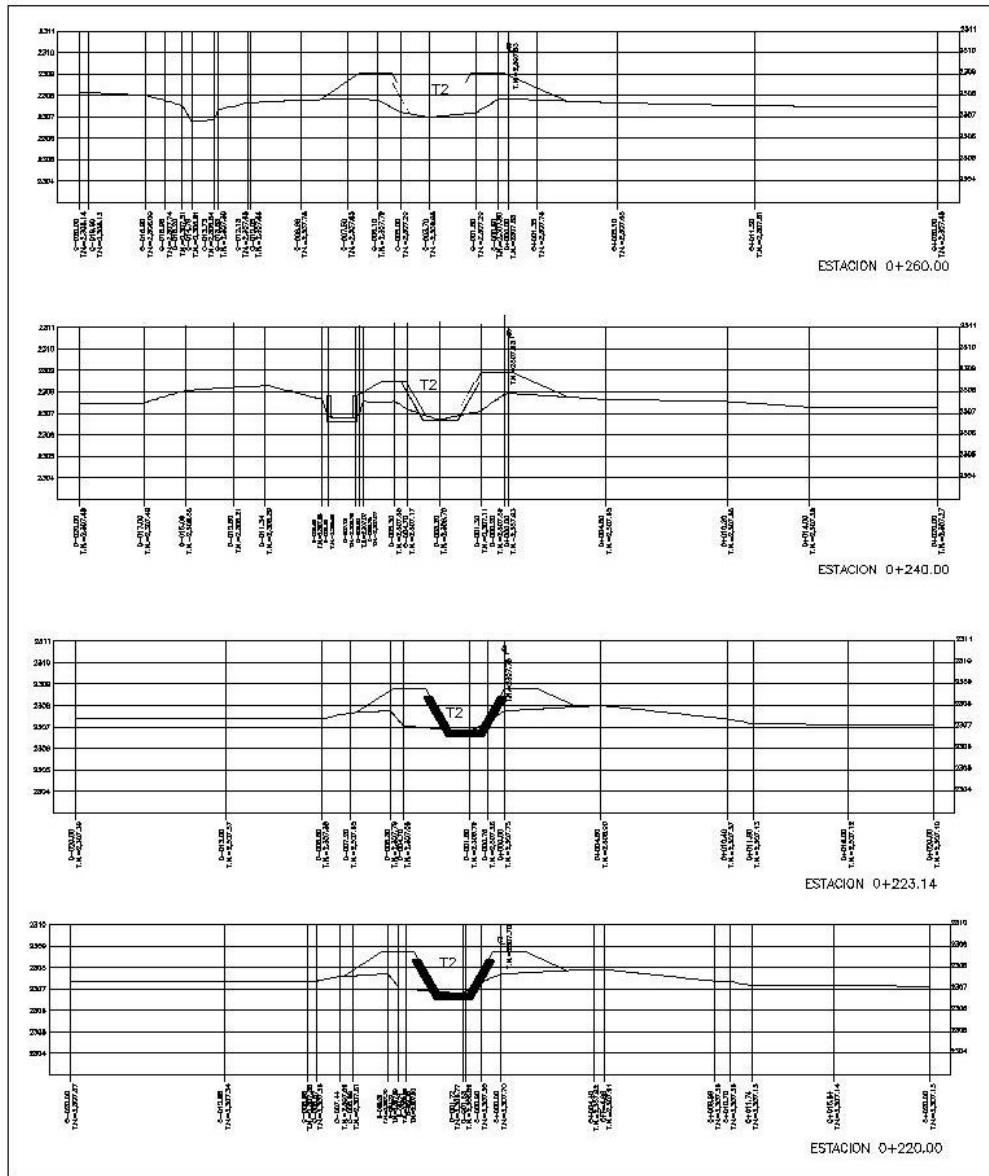
EXCAVACIÓN [m³]	3,025.69
CONCRETO f <sub>c</sub> =25.0 kg/km² [m³]	865.00
CONCRETO f <sub>c</sub> =20.0 kg/km² [m³]	83.00
ACERO DE REFUERZO 1/2" (200) (kg/m²) [m²]	53.00
DESMONTE [m]	0.78
DESPALME [m³]	215.68
RUPTURA DE PAVIMENTO ASFALTICO [m³]	3.30
MURO GAVIÓN 2'X'X' m [m³]	221.00
MURO GAVIÓN 1'X'X' m [m³]	76.00
MURO GAVIÓN 3'X'X' m [m³]	61.00

**SECCIONES DEL CANAL  
CADENAMIENTO 0+152.01 A 0+200.000**

FECHA	ESC. INDICADA	PLANO 15 DE 27
-------	---------------	----------------

PROYECTO: OJOS ALBERTO BBAKINGO GARRAN... REVISOR: RICARDO GARCIA DIAZ

Imagen de Anexo 25 (plano 15 de 27)



### SIMBOLOGÍA

- CANAL
- CURVA DE NIVEL
- MARGEN IZQUIERDA DEL CANAL NATURAL
- MARGEN DERECHA DEL CANAL NATURAL
- FONDO DEL CANAL NATURAL
- COLECTOR
- MURO GAYÓN
- BOCA DE TORMENTA
- TERRAPLEN

### CANTIDADES DE OBRA

EXCAVACIÓN [m³]	3,026.69
CONCRETO f <sub>c</sub> =250 kg/km² [m³]	860.00
CONCRETO f <sub>c</sub> =200 kg/km² [m³]	83.00
ACERO DE REFORZO "Y-4200" [kg]	53.00
DESMONTE [m³]	0.48
DESPALME [m³]	275.68
RUPTURA DE PAVIMENTO ASFALTICO [m³]	3.30
MURO GAYÓN 2'X'1' m [m³]	221.00
MURO GAYÓN 1'X'1' m [m³]	75.00
MURO GAYÓN 3'X'1' m [m³]	51.00

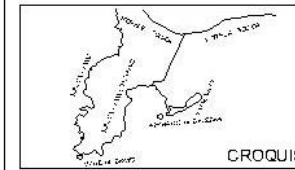
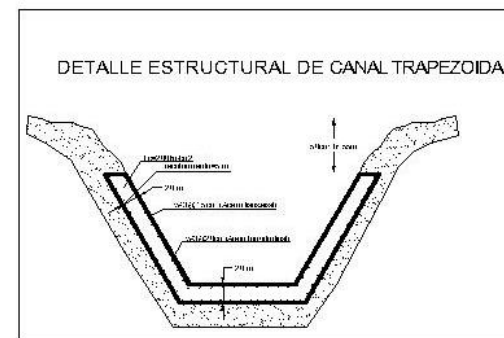
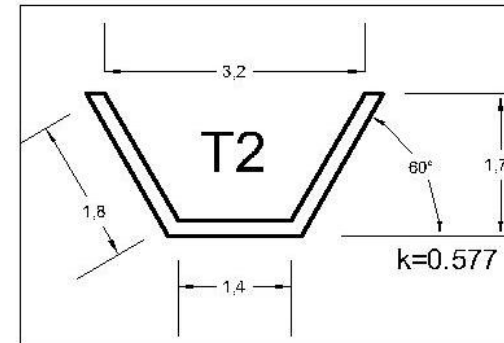
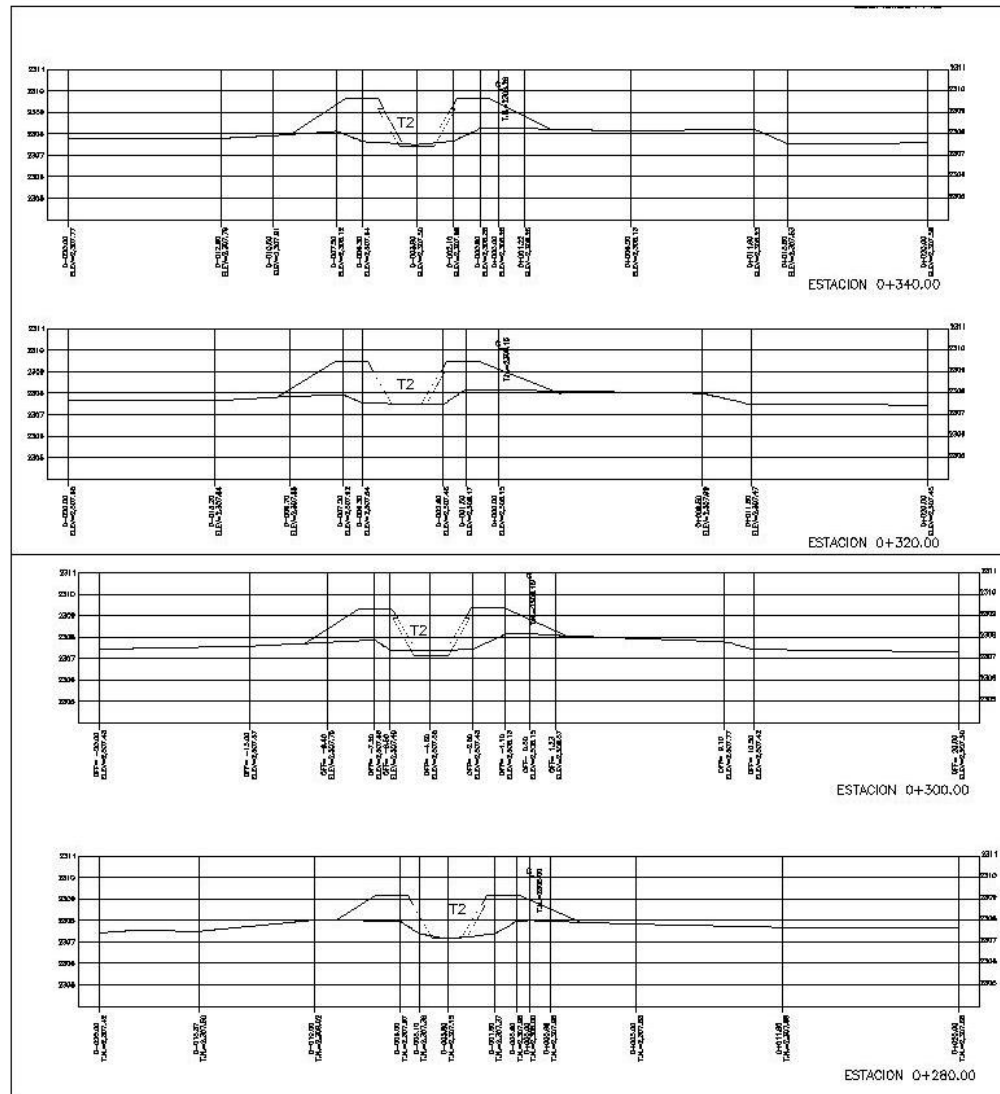
### SECCIONES DEL CANAL CADENAMIENTO 0+220.000 A 0+260.000

FECHA	ESC. INDICADA	PLANO 16 DE 27
-------	---------------	----------------

PROYECTO: AGUAS ALBERTO BARRONTO GARCÍA R.P. 80. 80. A. GARCÍA GARCÍA Y CA

Imagen de Anexo 26 (plano 16 de 27)





### SIMBOLOGÍA

- CANAL
- CURVA DE NIVEL
- MARGEN IZQUIERDA DEL CANAL NATURAL
- MARGEN DERECHA DEL CANAL NATURAL
- FONDO DEL CANAL NATURAL
- COLECTOR
- MURO CAYIÓN
- BOCA DE TORMENTA
- TERRAPLEN

### CANTIDADES DE OBRA

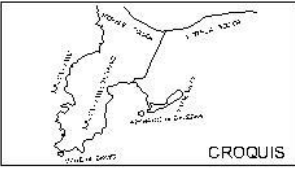
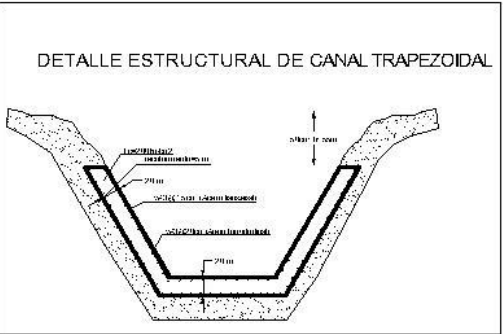
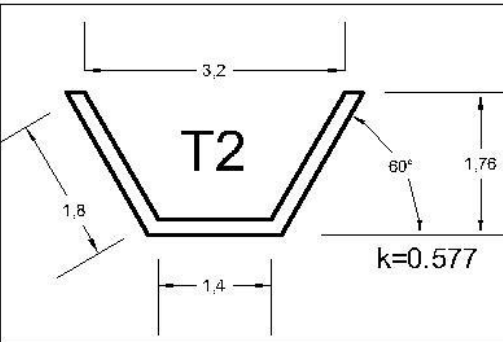
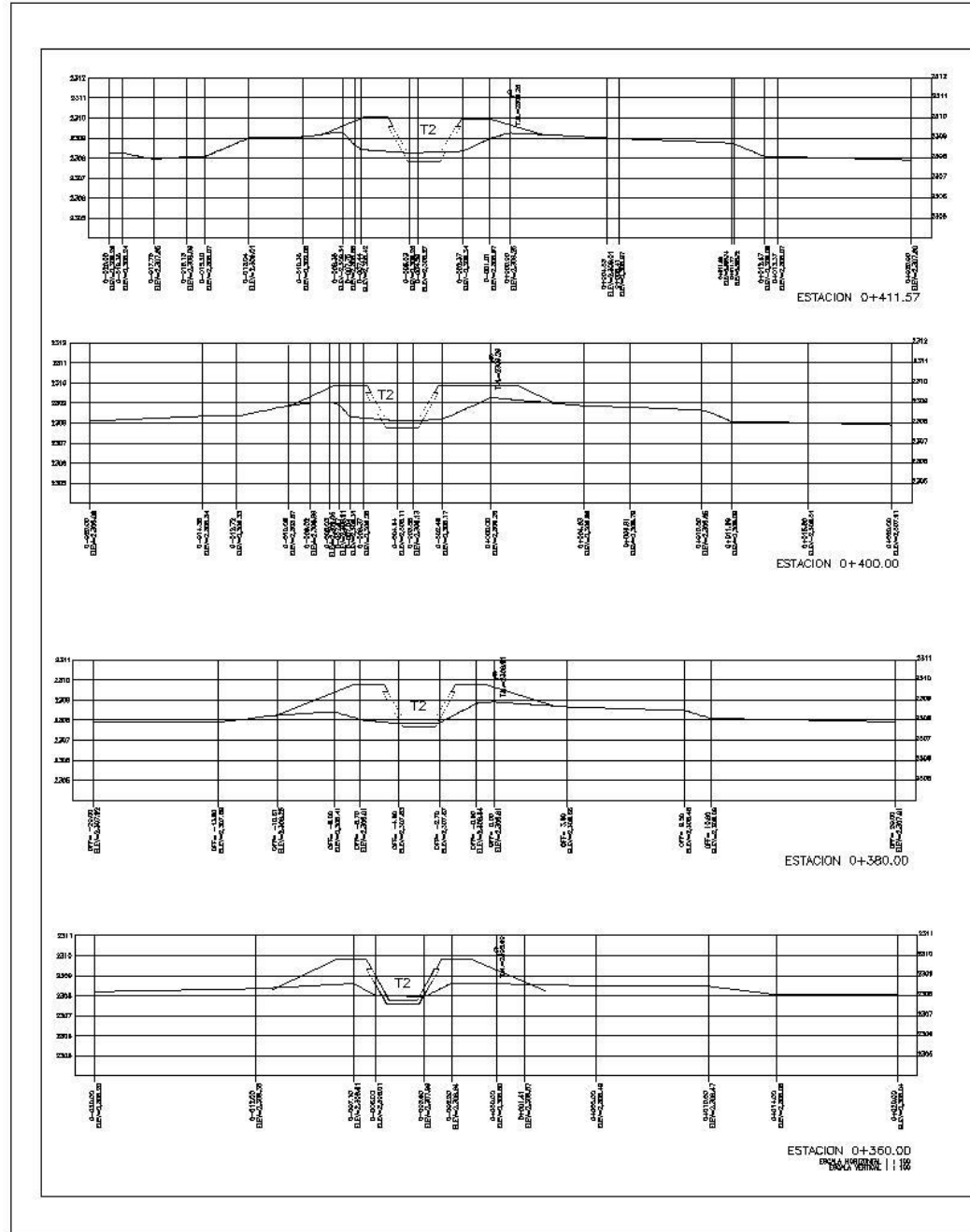
EXCAVACIÓN (m³)	3,029.69
CONCRETO f <sub>c</sub> =250 kg/km² (m³)	860.00
CONCRETO f <sub>c</sub> =200 kg/km² (m³)	83.00
ACERO DE REFUERZO "Y-6200" (kg)	53.00
DESMONTE (m³)	0.48
DESPALME (m³)	245.68
RUPTURA DE PAVIMENTO ASFALTICO (m³)	3.30
MURO CAYIÓN 2'X'1' m (m³)	221.00
MURO CAYIÓN 1'X'1' m (m³)	16.00
MURO CAYIÓN 3'X'1' m (m³)	61.00

### SECCIONES DEL CANAL CADENAMIENTO 0+280.000 A 0+340.000

FECHA	ESC. INDICADA	PLANO 17 DE 27
-------	---------------	----------------

PROYECTO: OMBAS ALBERTO BARRIONUEVO RPT. 80. RD. AGUADO GARCÍA Y CA

Imagen de Anexo 27 (plano 17 de 27)



### SIMBOLOGÍA

- CANAL
- CURVA DE NIVEL
- MARGEN IZQUIERDA DEL CANAL NATURAL
- MARGEN DERECHA DEL CANAL NATURAL
- FONDO DEL CANAL NATURAL
- COLECTOR
- MURO GAVIÓN
- BOCA DE TORMENTA
- TERRAPLEN

### CANTIDADES DE OBRA

EXCAVACION [m <sup>3</sup> ]	3,025.68
CONCRETO f <sub>c</sub> =250 kg/km <sup>2</sup> [m <sup>3</sup> ]	865.00
CONCRETO f <sub>c</sub> =200 kg/km <sup>2</sup> [m <sup>3</sup> ]	83.00
ACERO DE REFUERZO "A-60" [kg/m <sup>2</sup> ]	53.00
DESMONTE [m <sup>3</sup> ]	0.48
DESPALME [m <sup>3</sup> ]	245.68
RUPTURA DE PAVIMENTO ASFALTICO [m <sup>3</sup> ]	3.30
MURO GAVIÓN 2'X'1' m [m <sup>3</sup> ]	221.00
MURO GAVIÓN 1'X'1' m [m <sup>3</sup> ]	75.00
MURO GAVIÓN 3'X'1' m [m <sup>3</sup> ]	61.00

### SECCIONES DEL CANAL

CADENAMIENTO 0+360.000 A 0+411.57

FECHA	ESC. INDICADA	PLANO
		18 DE 27

PROYECTO: OJAS ALBERTO BBAKOTIGADANA REP. BOLIVIA CARLOS GARCIA

Imagen de Anexo 28 (plano 18 de 27)

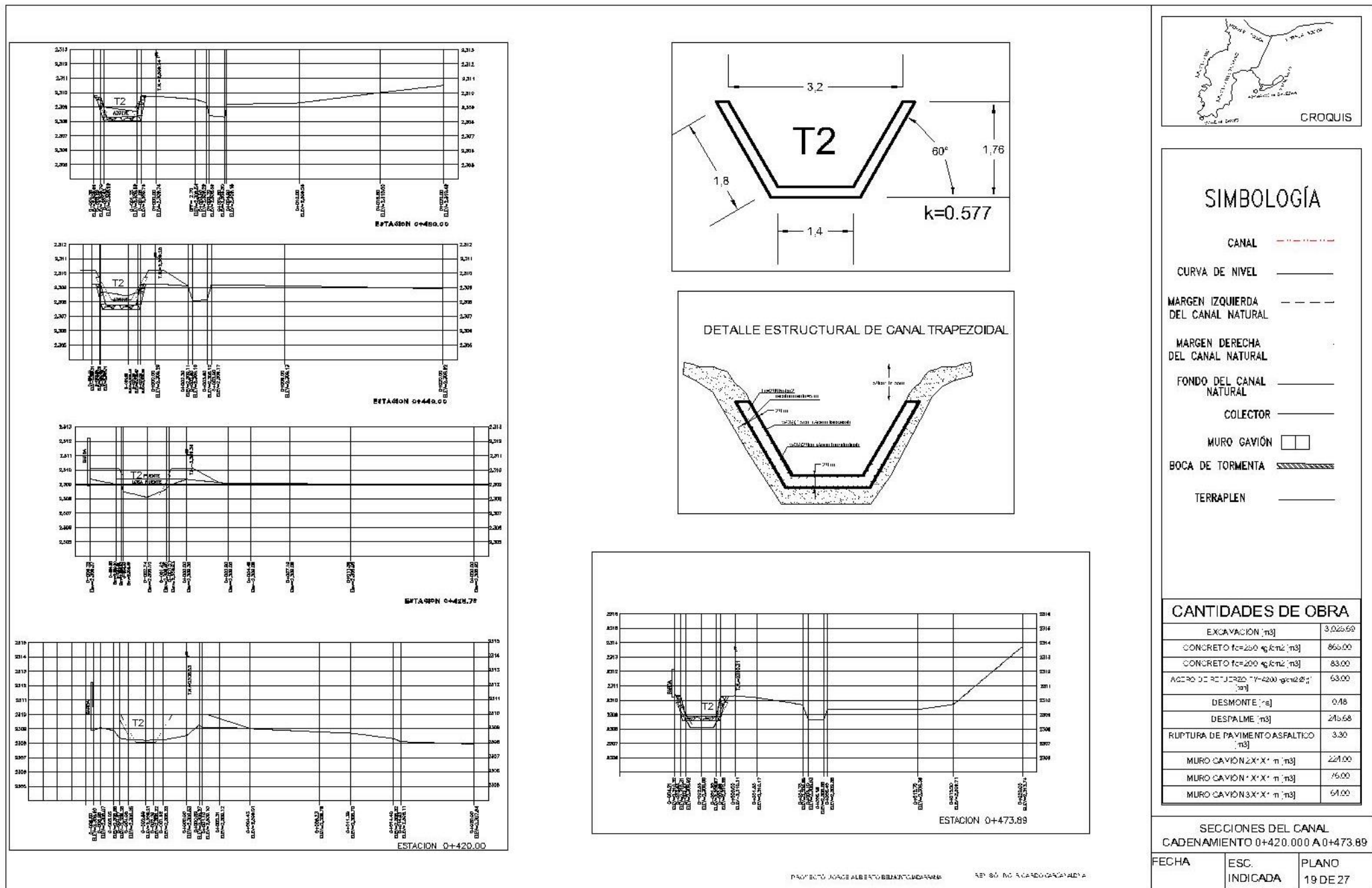


Imagen de Anexo 29 (plano 19 de 27)

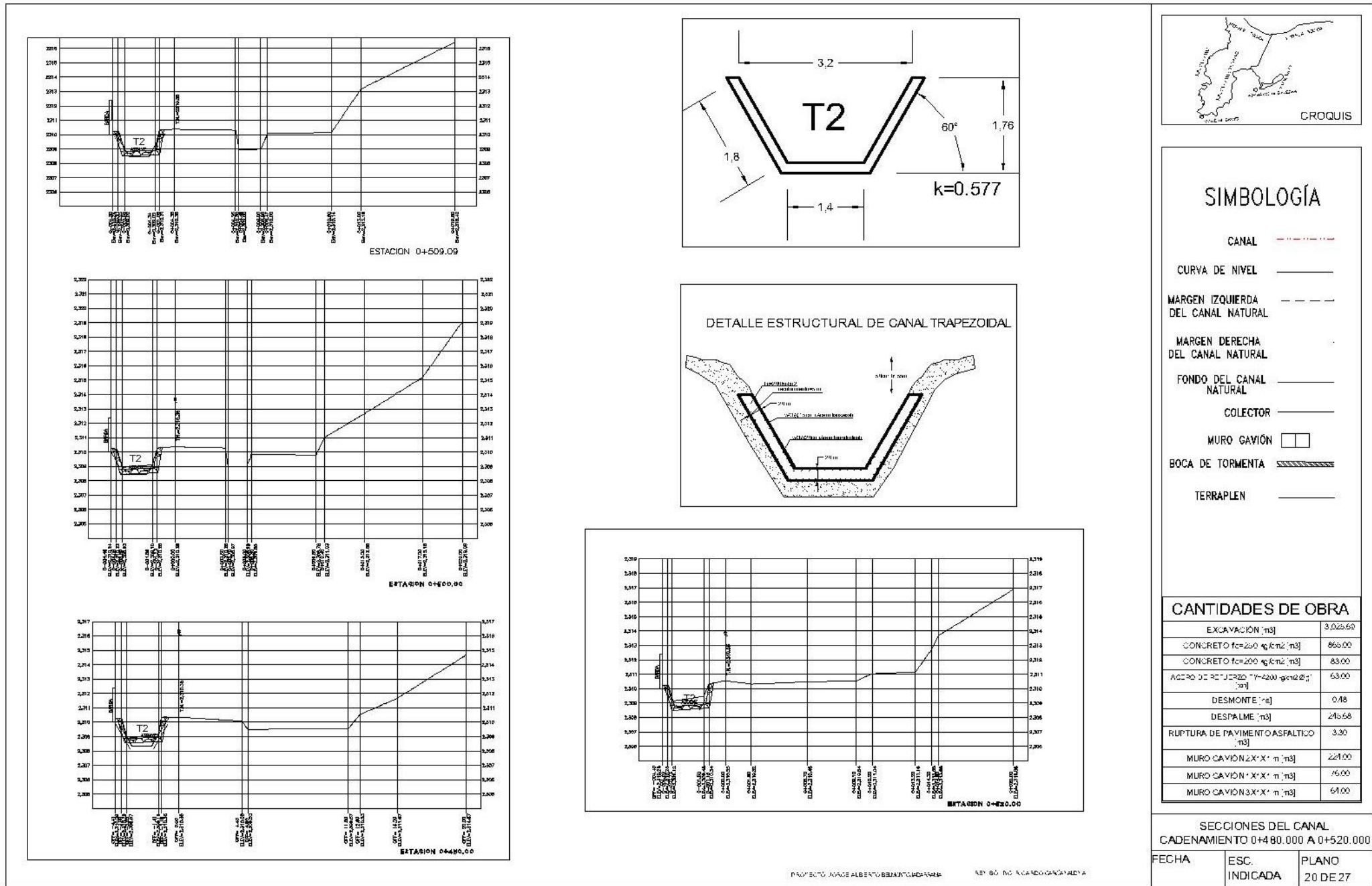
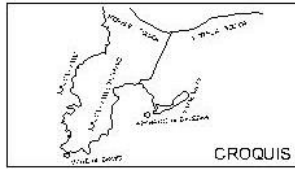
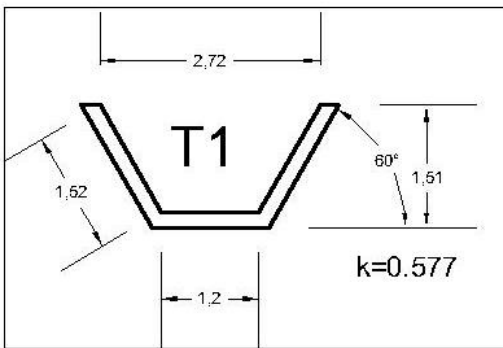
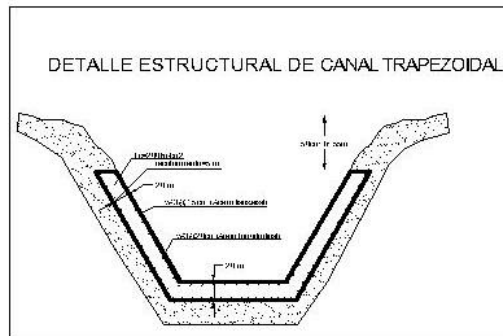
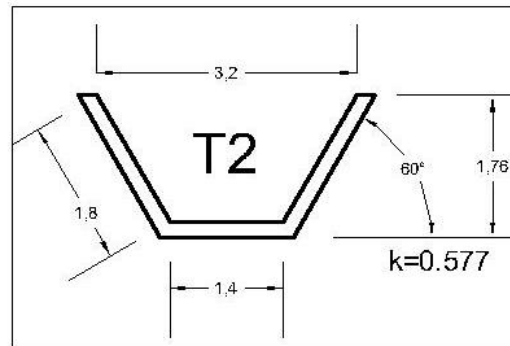
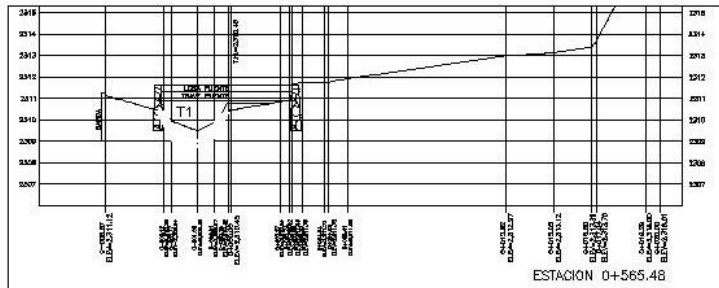


Imagen de Anexo 30 (plano 20 de 27)





**SIMBOLOGÍA**

- CANAL
- CURVA DE NIVEL
- MARGEN IZQUIERDA DEL CANAL NATURAL
- MARGEN DERECHA DEL CANAL NATURAL
- FONDO DEL CANAL NATURAL
- COLECTOR
- MURO GAVIÓN
- BOCA DE TORMENTA
- TERRAPLEN

**CANTIDADES DE OBRA**

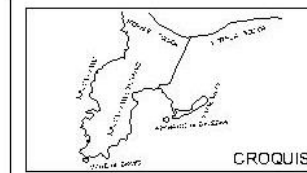
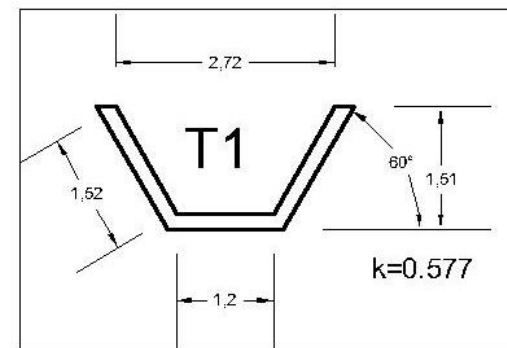
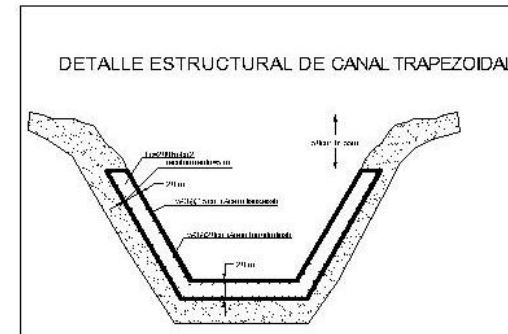
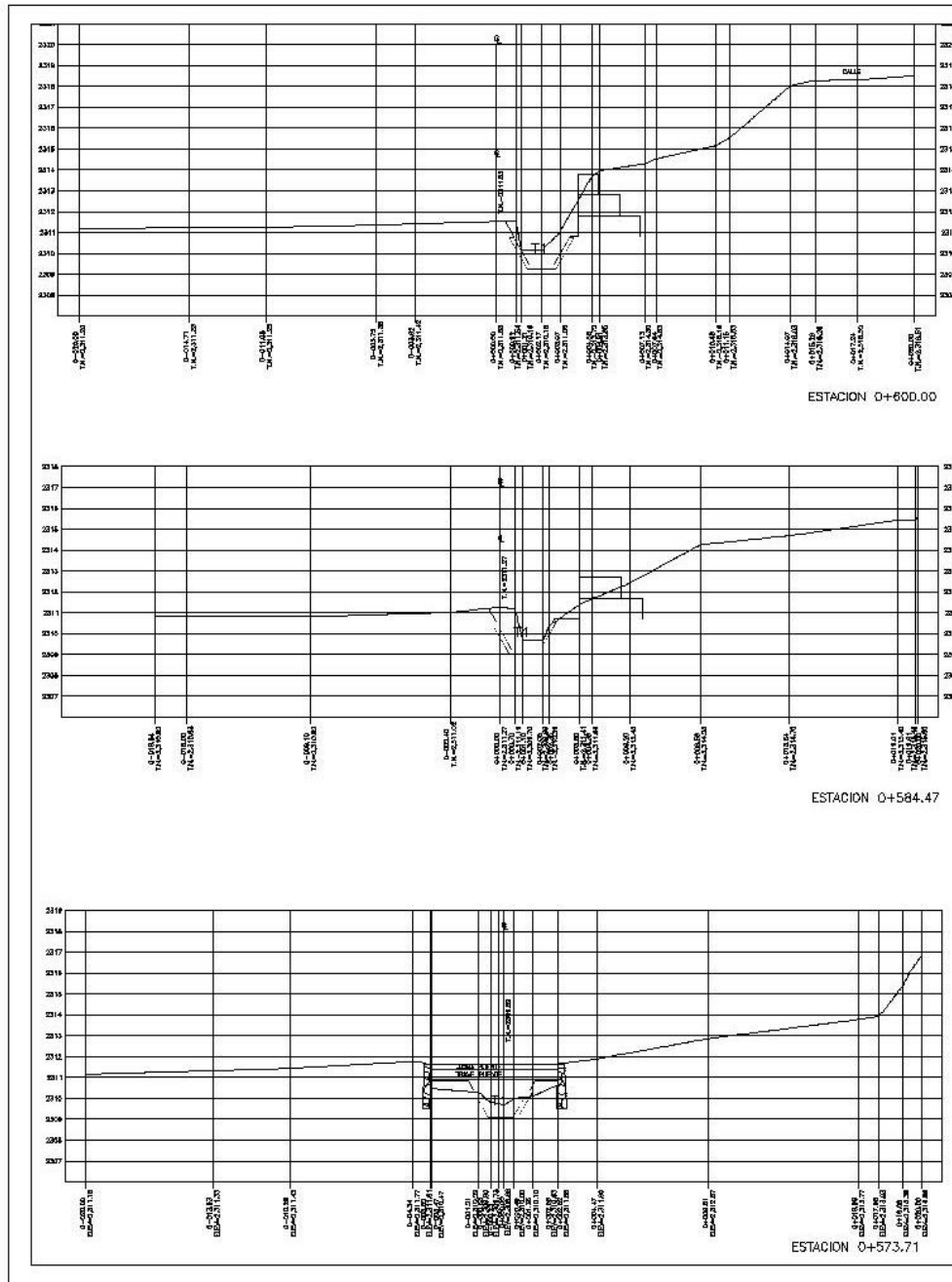
EKCAVACION (m³)	3,025.68
CONCRETO f <sub>c</sub> =250 kg/cm² (m³)	865.00
CONCRETO f <sub>c</sub> =200 kg/cm² (m³)	83.00
ACERO DE REFUERZO "Y-6200" (m²)	53.00
DESMONTE (m)	0.48
DESPALME (m³)	245.68
RUPTURA DE PAVIMENTO ASPALTICO (m³)	3.30
MURO GAVIÓN 2'X'X' (m³)	221.00
MURO GAVIÓN 'X'X'X' (m³)	75.00
MURO GAVIÓN 3'X'X' (m³)	51.00

**SECCIONES DEL CANAL  
CADENAMIENTO 0+540.450 A 0+565.48**

FECHA	ESC. INDICADA	PLANO 21 DE 27
-------	---------------	----------------

PROYECTO: OJOS ALBERTO BBAKTONGANA - REP. BO. NO. A. CARRERA GARCIA

Imagen de Anexo 31 (plano 21 de 27)



### SIMBOLOGÍA

- CANAL
- CURVA DE NIVEL
- MARGEN IZQUIERDA DEL CANAL NATURAL
- MARGEN DERECHA DEL CANAL NATURAL
- FONDO DEL CANAL NATURAL
- COLECTOR
- MURO GAVIÓN
- BOCA DE TORMENTA
- TERRAPLEN

### CANTIDADES DE OBRA

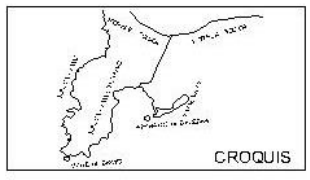
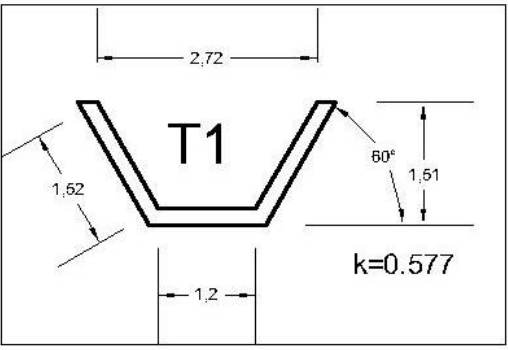
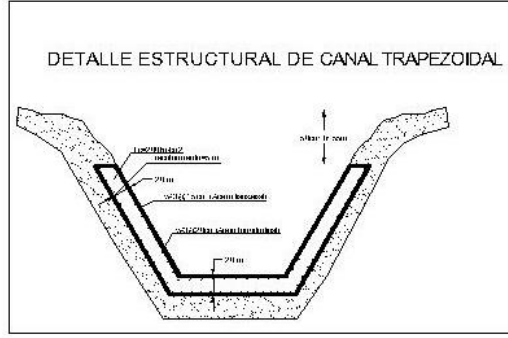
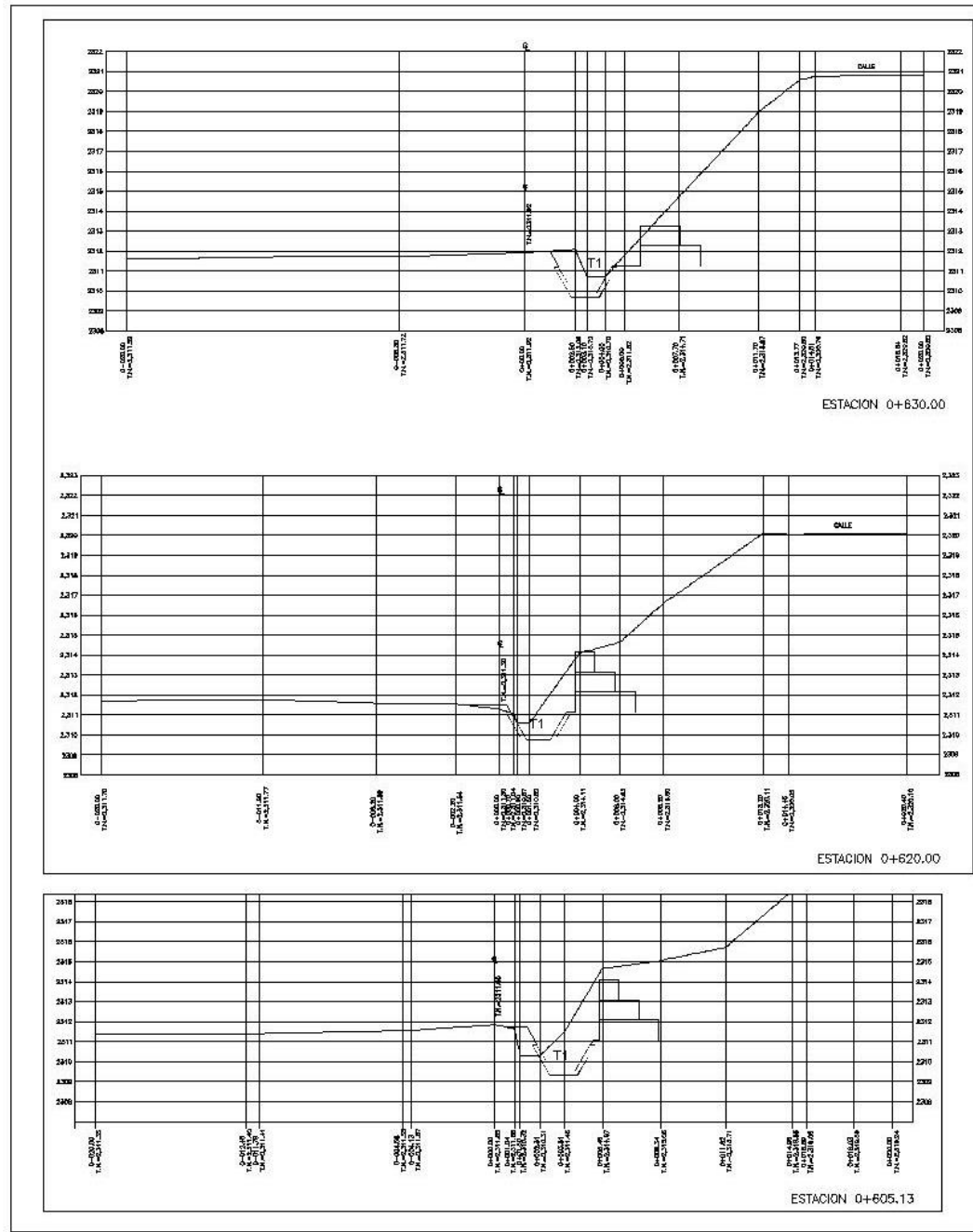
EXCAVACION (m³)	3,029.69
CONCRETO f <sub>c</sub> =200 kg/cm² (m³)	860.00
CONCRETO f <sub>c</sub> =200 kg/cm² (m³)	83.00
AGREGADO PULVERIZADO (m³)	53.00
DESMONTE (m³)	0.48
DESPALME (m³)	216.68
RUPTURA DE PAVIMENTO ASFALTICO (m³)	3.30
MURO GAVIÓN 2'X'X' m (m³)	221.00
MURO GAVIÓN 1'X'X' m (m³)	76.00
MURO GAVIÓN 3'X'X' m (m³)	61.00

### SECCIONES DEL CANAL CADENAMIENTO 0+573.71 A 0+600.000

FECHA	ESC. INDICADA	PLANO 22 DE 27
-------	---------------	----------------

PROYECTO: JOAQUÍN ALBERTO BARRERA GARCÍA  
REV. NO. 03 CARLOS GARCÍA ALBA

Imagen de Anexo 32 (plano 22 de 27)



### SIMBOLOGÍA

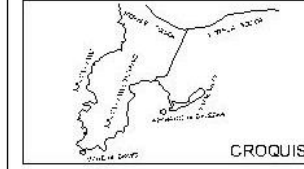
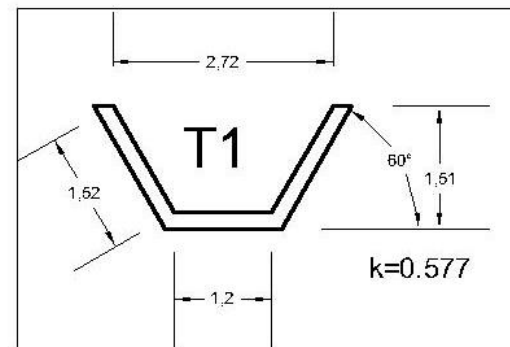
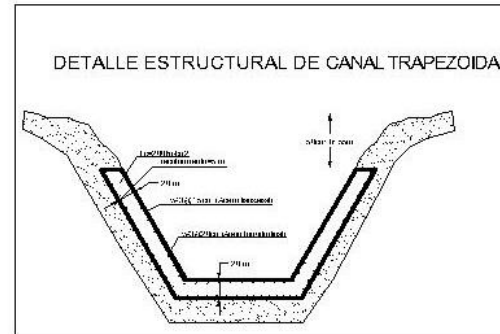
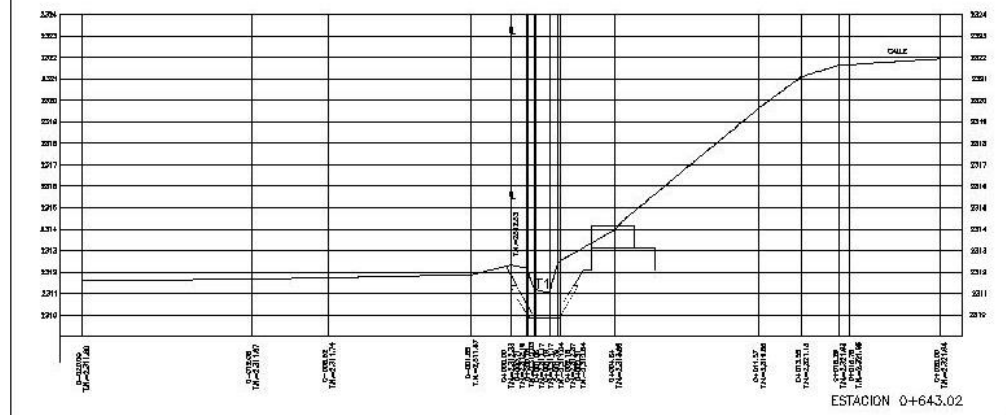
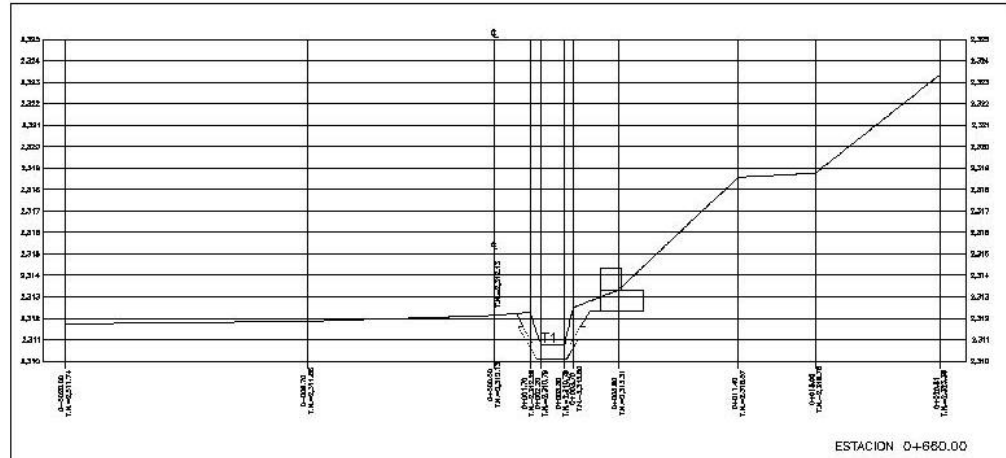
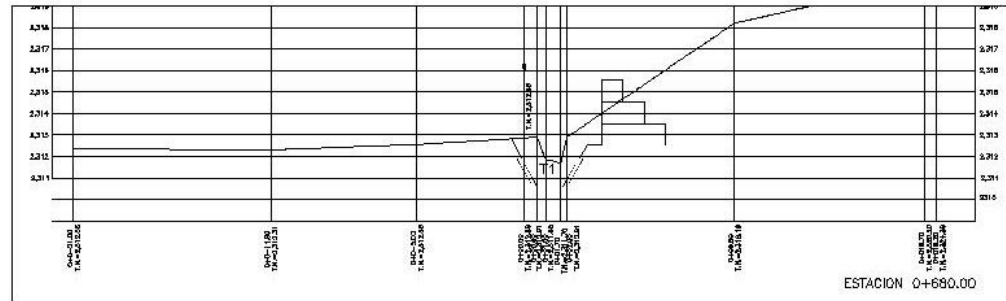
- CANAL
- CURVA DE NIVEL
- MARGEN IZQUIERDA DEL CANAL NATURAL
- MARGEN DERECHA DEL CANAL NATURAL
- FONDO DEL CANAL NATURAL
- COLECTOR
- MURO GAVIÓN
- BOCA DE TORMENTA
- TERRAPLEN

CANTIDADES DE OBRA	
EXCAVACION, m³	3,026.60
CONCRETO f'c=250 kg/km², m³	866.00
CONCRETO f'c=200 kg/km², m³	83.00
ACERO DE REFUERZO "Y-200" g/m², kg	63.00
DESMONTE, m³	0.48
DESPALME, m³	276.68
RUPTURA DE PAVIMENTO ASFALTICO, m³	3.30
MURO GAVIÓN 2'X'1', m, m³	224.00
MURO GAVIÓN 1'X'1', m, m³	76.00
MURO GAVIÓN 3'X'1', m, m³	64.00

SECCIONES DEL CANAL CADENAMIENTO 0+605.130 A 0+630.000		
FECHA	ESC. INDICADA	PLANO 23 DE 27

PROYECTO: OJOS ALBERTO BBAKOTONGANNA REP. BU. NO. 16 CARR. GAGAYAPA

Imagen de Anexo 33 (plano 23 de 27)



### SIMBOLOGÍA

- CANAL
- CURVA DE NIVEL
- MARGEN IZQUIERDA DEL CANAL NATURAL
- MARGEN DERECHA DEL CANAL NATURAL
- FONDO DEL CANAL NATURAL
- COLECTOR
- MURO GAVIÓN
- BOCA DE TORMENTA
- TERRAPLEN

### CANTIDADES DE OBRA

EXCAVACION [m <sup>3</sup> ]	3,025.69
CONCRETO f <sub>c</sub> =250 kg/cm <sup>2</sup> [m <sup>3</sup> ]	860.00
CONCRETO f <sub>c</sub> =200 kg/cm <sup>2</sup> [m <sup>3</sup> ]	83.00
ACERO DE REFORZO "Y-4200" [kg]	53.00
DESMONTE [m <sup>3</sup> ]	0.48
DESPALME [m <sup>3</sup> ]	215.68
RUPTURA DE PAVIMENTO ASFALTICO [m <sup>3</sup> ]	3.30
MURO GAVIÓN 2'X'X' [m <sup>3</sup> ]	224.00
MURO GAVIÓN 1'X'X' [m <sup>3</sup> ]	76.00
MURO GAVIÓN 3'X'X' [m <sup>3</sup> ]	64.00

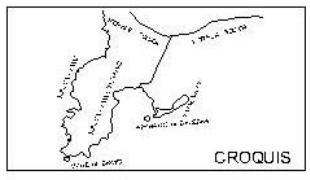
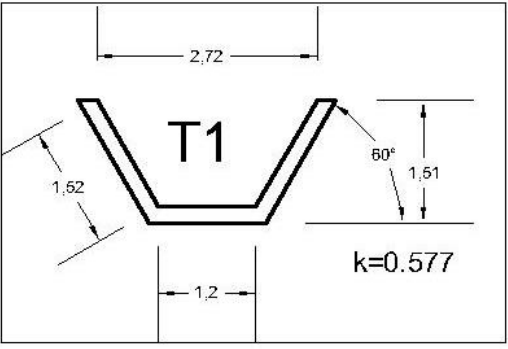
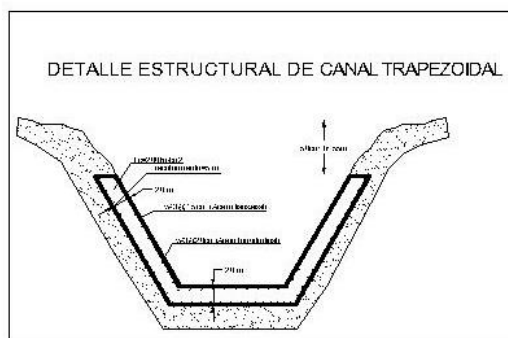
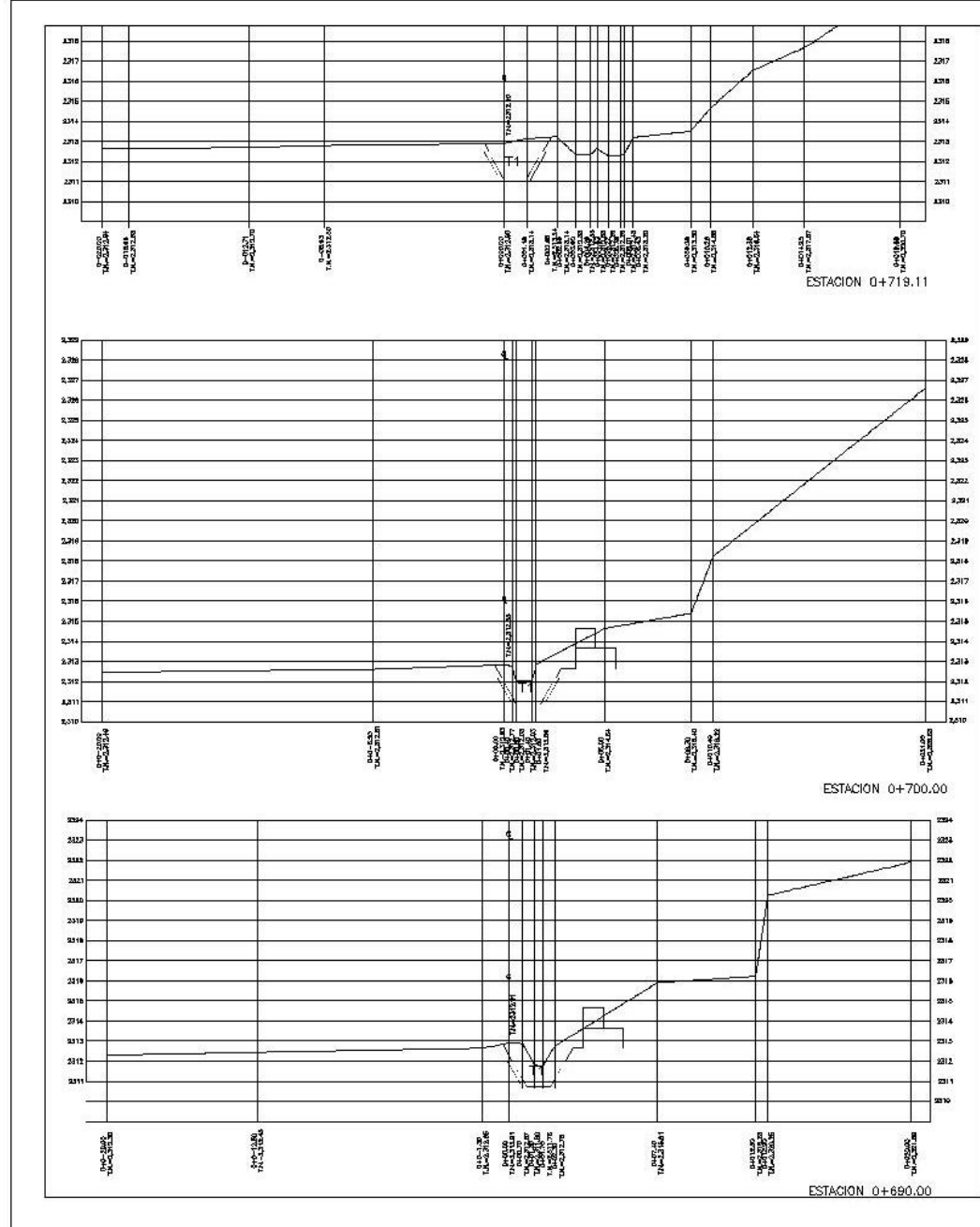
SECCIONES DEL CANAL  
CADENAMIENTO 0+943.02 A 0+680.000

FECHA	ESC. INDICADA	PLANO 24 DE 27
-------	---------------	----------------

PROYECTO: JOSE ALBERTO BARRONCOPANSA REF. 80 NO. 1 CAROLINA GARCIA

Imagen de Anexo 34 (plano 24 de 27)





**SIMBOLOGÍA**

- CANAL
- CURVA DE NIVEL
- MARGEN IZQUIERDA DEL CANAL NATURAL
- MARGEN DERECHA DEL CANAL NATURAL
- FONDO DEL CANAL NATURAL
- COLECTOR
- MURO CAYÓN
- BOCA DE TORMENTA
- TERRAPLEN

**CANTIDADES DE OBRA**

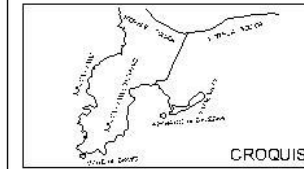
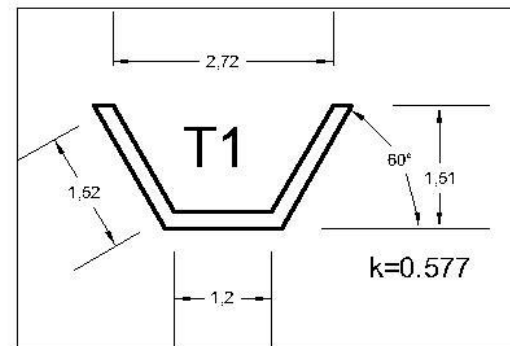
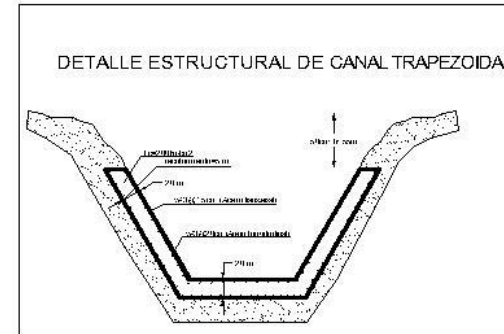
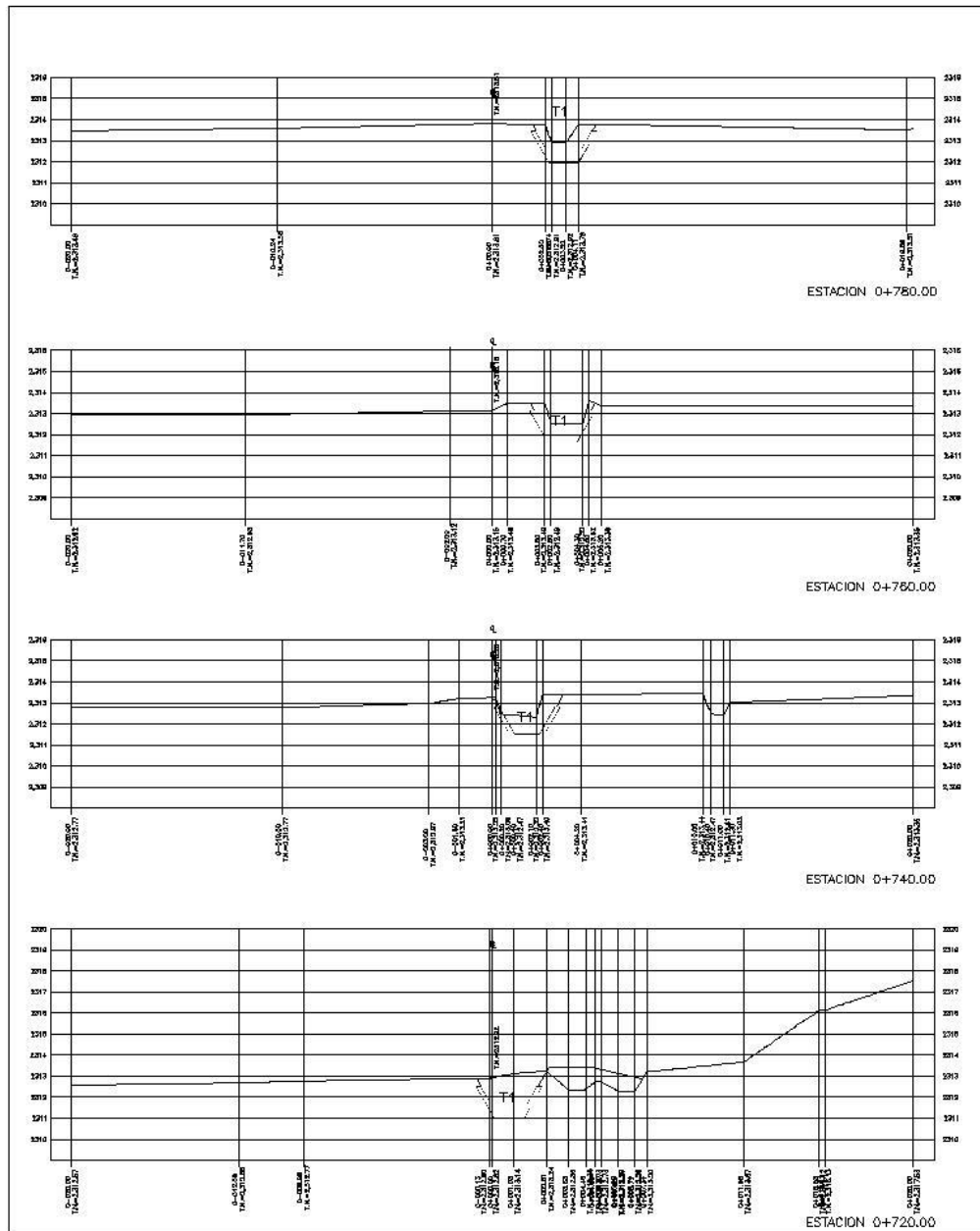
EXCAVACION [m <sup>3</sup> ]	3,029.69
CONCRETO f <sub>c</sub> =250 kg/cm <sup>2</sup> [m <sup>3</sup> ]	860.00
CONCRETO f <sub>c</sub> =200 kg/cm <sup>2</sup> [m <sup>3</sup> ]	83.00
ACERO DE REFUERZO "Y-4200" (kg/m <sup>2</sup> ) [m <sup>2</sup> ]	53.00
DESMONTE [m <sup>3</sup> ]	0.48
DESPALME [m <sup>3</sup> ]	215.68
RUPTURA DE PAVIMENTO ASFALTICO [m <sup>2</sup> ]	3.30
MURO CAYÓN 2'X'X' m <sup>3</sup>	224.00
MURO CAYÓN 'X'X'X' m <sup>3</sup>	76.00
MURO CAYÓN 3'X'X' m <sup>3</sup>	64.00

SECCIONES DEL CANAL  
CADENAMIENTO 0+690.000 A 719.110

FECHA	ESC. INDICADA	PLANO
		25 DE 27

PROYECTO: JOACE ALBERTO BILBAO Y COMPANIA S.A. REP. BOLIVIA CARLOS GARCIA ALBA

Imagen de Anexo 35 (plano 25 de 27)



### SIMBOLOGÍA

- CANAL
- CURVA DE NIVEL
- MARGEN IZQUIERDA DEL CANAL NATURAL
- MARGEN DERECHA DEL CANAL NATURAL
- FONDO DEL CANAL NATURAL
- COLECTOR
- MURO GAVIÓN
- BOCA DE TORMENTA
- TERRAPLEN

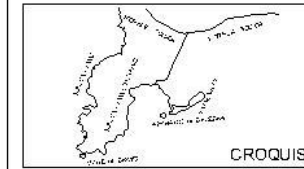
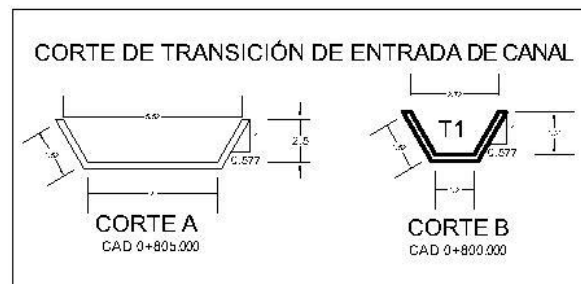
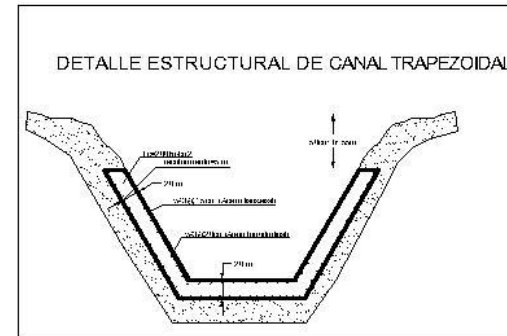
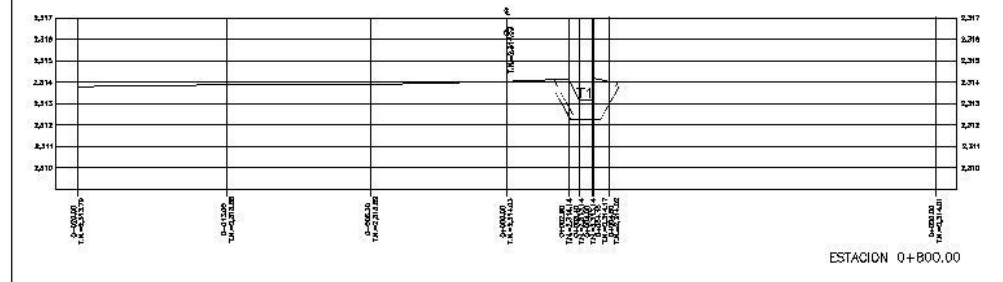
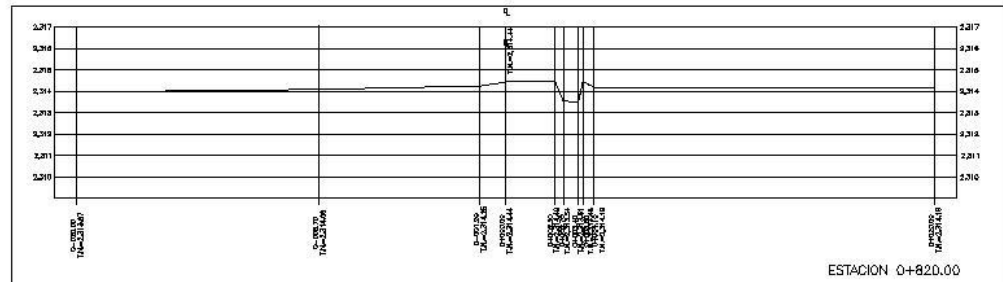
### CANTIDADES DE OBRA

EXCAVACIÓN [m³]	3,025.68
CONCRETO $f_c=250$ kg/km² [m³]	866.00
CONCRETO $f_c=200$ kg/km² [m³]	83.00
ACERO DE REFUERZO $f_r=6200$ g/cm² [kg]	63.00
DESMONTE [m]	0.48
DESPALME [m³]	245.68
RUPTURA DE PAVIMENTO ASPALTICO [m³]	3.30
MURO GAVIÓN 2'X'X' m [m³]	221.00
MURO GAVIÓN 1'X'X' m [m³]	76.00
MURO GAVIÓN 3'X'X' m [m³]	61.00

### SECCIONES DEL CANAL CADENAMIENTO 0+720.000 A 0+780.000

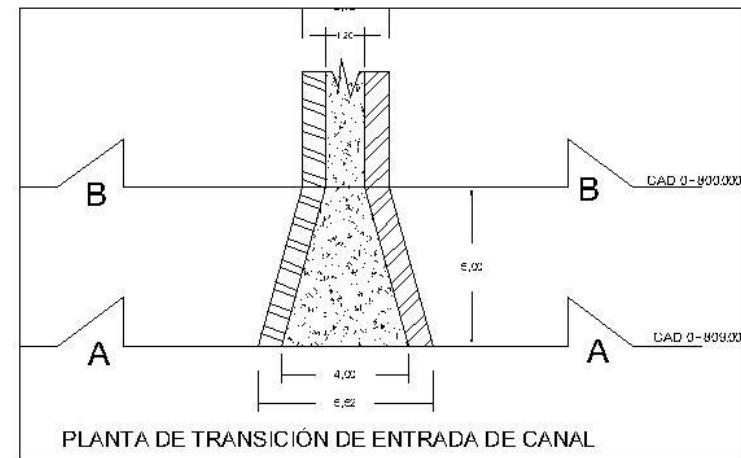
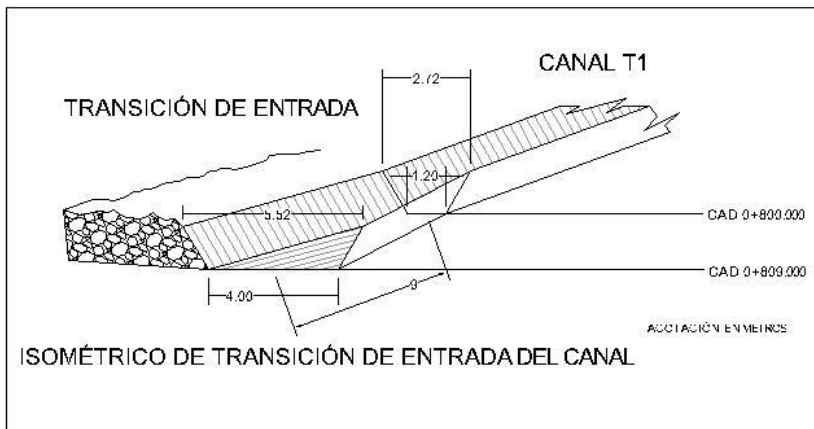
FECHA	ESC.	PLANO
	INDICADA	26 DE 27

PROYECTO: OJAS ALBERTO BBAKOTI MARIANA REVISOR: RICARDO GARCIA RIVERA



### SIMBOLOGÍA

- CANAL
- CURVA DE NIVEL
- MARGEN IZQUIERDA DEL CANAL NATURAL
- MARGEN DERECHA DEL CANAL NATURAL
- FONDO DEL CANAL NATURAL
- COLECTOR
- MURO GAVIÓN
- BOCA DE TORMENTA
- TERRAPLEN



### CANTIDADES DE OBRA

EXCAVACIÓN (m³)	3,025.68
CONCRETO f <sub>c</sub> =25.0 kg/cm² (m³)	865.00
CONCRETO f <sub>c</sub> =20.0 kg/cm² (m³)	83.00
ACERO DE REFUERZO "1/2" (kg/m²) (m²)	53.00
DESMONTE (m³)	0.48
DESPALME (m³)	245.68
RUPTURA DE PAVIMENTO ASFALTICO (m³)	3.30
MURO GAVIÓN 2'X'1' m (m³)	221.00
MURO GAVIÓN 1'X'1' m (m³)	76.00
MURO GAVIÓN 3'X'1' m (m³)	61.00

### SECCIONES DEL CANAL CADENAMIENTO 0+800.000 A 0+820.000

FECHA	ESC. INDICADA	PLANO 27 DE 27

PROYECTO: OJAS ALBERTO BBAKOTI GADAMA REP. BOLIVIA CARLOS GARCIA

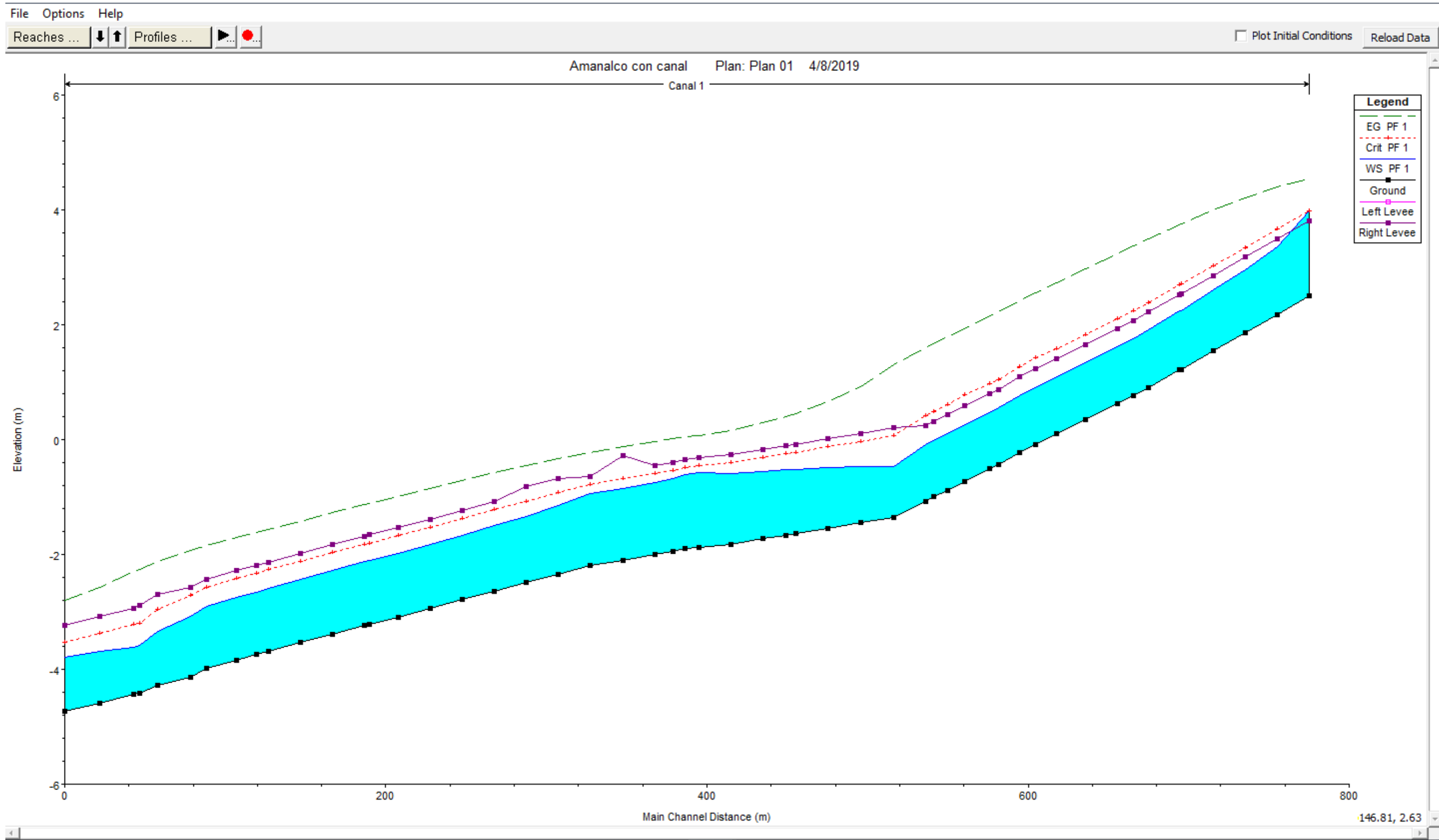


Imagen de Anexo 38 (simulación flujo permanente en canal)