



UNC

UNIVERSIDAD NACIONAL
DE CORDOBA



FCEFYN

FACULTAD DE CIENCIAS
EXACTAS FISICA Y
NATURALES

PRACTICA SUPERVISADA

PROYECTO DESAGÜE DEL AREA ATRAVESADA POR EL CAMINO

RUTA NACIONAL N° 40 TRAMO SAN CARLOS
(km 4366,24) LA ANGOSTURA (km 4436,87)

*Autor: KALAJDJIAN,
Sebastián Matías*

*Tutor: Ing. VANOLI,
Gustavo*

*Supervisor Externo:
Ing. ARANDA,
Claudio*

Fecha: 19/12/2014

AGRADECIMIENTOS

Primeramente agradezo a Dios a quien amo por acompañarme en todo momento de mi peregrinación en este mundo.

A mis padres a quienes amo por haberme guiado, enseñado e inculcado los valores que son mi guía y mi camino.

A mi esposa a quien amo, por estar a mi lado apoyandome día a día y por darme el mejor regalo, nuestro hijo Esteban.

A mis 7 hermanos a quienes amo, por apoyarme y alentarme siempre.

“Y sabemos que a los que aman a Dios, todas las cosas cooperan para bien, esto es, al los que conforme a Su propósito son llamados” Ro 8:28

A la memoria de Eduardo Luis Kalaidjian

RESUMEN

En este informe se presenta las actividades que llevó a cabo el alumno como parte de la formación profesional de la asignatura “Practica Supervisada” para recibir el título de Ingeniero Civil que otorga la casa de estudio Facultad de Ciencias Exactas Física y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba.

La práctica se llevó a cabo en la empresa INDIGO S.A., empresa que se dedica a la realización de proyectos de obras públicas en mayor medida.

El equipo de trabajo que está a cargo del desarrollo del proyecto de la ruta nacional N° 40 en el tramo en la provincia de Salta, está compuesto por el Ing. Leonardo Baldi como gerente del proyecto, el Ing. Claudio Aranda como el responsable del proyecto hidráulico quién es el tutor externo del alumno, y de la Srta. Andrea Kess estudiante de ingeniería civil de la UNC.

El trabajo que se le encargó al alumno es el de investigar, calcular y analizar una alternativa de alcantarillado para la Sección I de dicha ruta que consta de 35k m de longitud que consiste en reemplazar alcantarillas de hormigón rectangular y circular por alcantarillas de chapa corrugada y badenes y alcantarillas vado investigando modos de cálculo de badén, alcantarilla vado y del uso en caminos de alcantarillas de chapa corrugada. Dicha alternativa fue encomendada por el comitente (DNV).

A su vez, se realiza un análisis y comparación económica sobre 7 cruces donde se planteó inicialmente la construcción de puentes de hormigón, con una alternativa de cruce compuesta de bóvedas o arcos rebajados de chapa corrugada.

Luego de realizado el análisis hidrológico y de determinado los cruces de alcantarillas se hace la propuesta de los tipos de cruces mencionados y se realiza un dimensionamiento y verificación hidráulica de lo propuesto utilizando herramientas

informáticas como los programas computacionales HY8, Autocad 2D.

En este mismo informe se presenta el análisis de factibilidad que consta de tres criterios, el hidráulico, geométrico y el económico, este último es el que al final del informe se destaca como el criterio que permite tomar la decisión final frente a las dos propuestas de cruces.

Se aclara que el proyecto de la nueva traza de la ruta nacional N°40 en Salta, está todavía en etapa de elaboración, por lo que la información incluida en este informe tanto del diseño geométrico, diseño del paquete estructural y de las diferentes alternativas de drenaje de la ruta, no son definitivos y están en continuo proceso de evaluación y corrección debiéndose tomar la información de este informe como una etapa preliminar al proyecto definitivo.

INDICE

1	INTRODUCCIÓN.....	6
1.1	OBJETIVOS:.....	6
1.2	DESCRIPCIÓN DE LA OBRA	6
1.2.1	Ubicación.....	7
1.2.2	Transito.....	8
1.2.3	Descripción de la traza actual	8
1.3	CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DEL DISEÑO.....	12
1.3.1	Descripción del Suelo de la Traza.....	12
1.3.2	Parámetros Básicos del Diseño Geométrico	13
1.3.3	Perfiles transversales tipo	15
2	ESTUDIO HIDROLOGICO DE LAS CUENCAS.....	17
2.1	INTRODUCCIÓN	17
2.1.1	Clima.....	17
2.1.2	Precipitaciones	19
2.2	CARACTERIZACIÓN DE CUENCAS HÍDRICAS	24
2.2.1	Definición de cuenca	24
2.2.2	Características de las cuencas y los cauces	25
2.2.3	Descripción de las cuencas.....	27
2.3	ESTUDIOS HIDROLÓGICOS	33
2.3.1	Análisis de los datos disponibles	37
2.3.2	Obtención de las curvas Intensidad-Duración-Recurrencia.....	40
2.3.3	Método de las Relaciones de Duraciones	42
2.3.4	Delimitación de las cuencas de aporte.....	45
2.3.5	Determinación del Derrame Máximo Superficial.....	46
2.3.6	Conclusiones de los caudales de diseño	56
3	ESTUDIO HIDRAULICO	57
3.1	INTRODUCCION	57
3.2	CLASIFICACIÓN DE DRENAJE	57
3.2.1	Drenaje Longitudinal	57
3.2.2	Drenaje Transversal.....	58

3.3	VADOS Y ALCANTARILLA VADO, TIPOS Y USOS	59
3.3.1	Vados y Puente-Vados.....	59
3.3.2	Diseño Hidráulico	65
3.3.3	Comparación de cálculo	70
4	DISEÑO HIDRAULICO	72
4.1	ANALISIS Y EVALUACION DE ESTRUCTURA DE CRUCE	72
4.1.1	Límites de uso de vados, alcantarilla como alternativa.	73
4.2	CALCULO DE VADOS, ALCANTARILLA VADO Y ALCANTARILLAS.....	75
4.3	ANALISIS COMPARATIVO DE ALTERNATIVA.....	81
4.4	ANALISIS DEL RESTO DE LOS CRUCES.....	85
4.4.1	Criterio Hidráulico:	85
4.4.2	Criterio geométrico:	86
4.4.3	Criterio económico:.....	95
5	CONCLUSIONES	101
5.1	Cruce PR 0+140.00	102
5.2	Cruce PR 1+925.00	103
5.3	Cruce PR 2+290.00	104
5.4	Cruce PR 2+590.00	105
5.5	Cruce PR 2+960.00	106
5.6	Cruce PR 3+422.00	107
5.7	Cruce PR 4+330.00	109
5.8	Cruce PR 6+355.00	110
5.9	Cruce PR 6+740.00	111
6	BIBLIOGRAFÍA.....	113

1 INTRODUCCIÓN

1.1 OBJETIVOS:

En toda obra vial se debe proyectar la continuidad del escurrimiento natural de las aguas superficiales que son interceptadas por la traza de la ruta nueva, que sin ser el objetivo de su construcción, actúa como una barrera causando inundaciones a un lado de la ruta con sus impactos naturales (inundación de campos destinados a sembrado, cría de animales etc. así como viviendas y provocando daños en la obra misma).

En este informe se presenta el análisis de las cuencas naturales atravesada por la ruta y los caudales que erogan cada una de ellas para diferentes periodos de retorno (Tr25, Tr50) en cada progresiva en donde se proyectó el sistema de drenaje. El estudio Hidrológico se realiza utilizando los métodos que se aprendieron en los cursos “Hidrología y Procesos Hidrológicos” y “Transporte II”. La ubicación de las alcantarillas y su dimensionamiento se basa en el estudio de los perfiles de la traza, de la red de escurrimiento de cada cuenca y/o de sus subcuencas y de lo especificado en los pliegos de la DNV (Dirección Nacional de Vialidad).

1.2 DESCRIPCIÓN DE LA OBRA

La construcción de este tramo de ruta está en el marco del programa de mejora del transporte terrestre de carga y pasajeros en los corredores prioritarios de la red vial nacional que vincula a la Argentina con los países de Mercosur, principalmente con Chile.

La obra se trata de la construcción y diseño de una traza nueva de la ruta sobre la traza ya existente la cual es en su mayoría de ripio. La traza nueva es de pavimento flexible, la subrasante se construye del suelo del lugar compactado, una base de agregado pétreo y suelo de 15cm, una subbase de agregado pétreo de 15cm, una carpeta de rodamiento de 5cm. La topografía de la traza de la ruta nueva es

montañosa con grandes cauces de ríos que la cruzan

1.2.1 Ubicación

La Ruta Nacional 40 está localizada a lo largo de toda la zona oeste del país, desde el Cabo Vírgenes en la provincia de Santa Cruz hasta el límite con Bolivia en la provincia de Jujuy, pasando además de por las nombradas por las provincias de Chubut, Rio Negro, Neuquén, Mendoza, San Juan, La Rioja, Catamarca, Tucumán y Salta, con una longitud aproximada de 5.000 km.

El tramo del proyecto posee una longitud aproximada de 67 km y se desarrolla sobre una topografía montañosa. Inicia en el pueblo de San Carlos, en los valles Calchaquíes, a 24 km al Norte de Cafayate sobre la R.N N°40, y termina en el pueblo La Angostura, Departamento Molinos

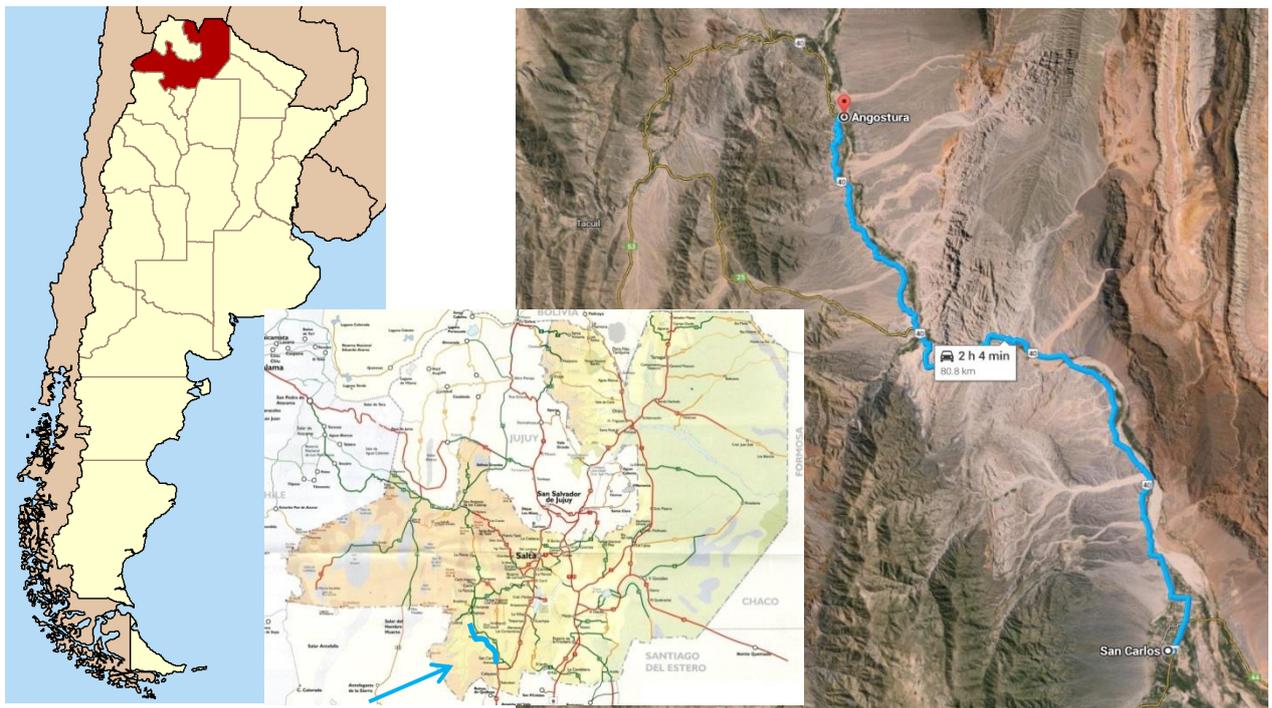


Figura 1: Ubicación de la traza en Argentina – Salta – Dto. San Carlos

1.2.2 Transito

En cuanto al tránsito, el tramo en estudio presenta, de acuerdo a la información publicada por la DNV, un TMDA para el año 2011 de 130 vehículos diarios. De acuerdo a la misma información publicada por la DNV al Sur de la localidad de San Carlos cambian las características de la demanda de movimientos ya que el TMDA asciende a los 1500 vehículos diarios.

1.2.3 Descripción de la traza actual

Se puede clasificar a la ruta N°40 como turística debido a que se desarrolla a través de monumentos naturales y porque el desnivel desde la ciudad San Carlos

La nueva traza de la ruta N°40 discurre sobre una topografía montañosa donde las pendientes varían desde 0,1% al 0,6%

En general la Zona de Camino de este tramo es amplia, excepto en zonas de corte de montaña como por ejemplo Corte El Ventisquero y Corte Las Flechas entre los kilómetros 4405 y 4407 como se muestran en la Figura 2 y Figura 3 y Corte El Canon en el km 4413, o también en tramos que son condicionadas por el Canal de Riego Principal y zonas Urbanas.



Figura 2: Corte El Ventisquero



Figura 3: Corte Las Flechas

Este tramo de la traza posee múltiples cruces de quebradas, de anchos variables que van de los 100 m a los 1000 m que en general no presentan vestigios de crecidas. Sin embargo, en la Quebrada El Tonco, 400 m de largo aproximadamente ubicada entre los kilómetros 4395 y 4396, presenta problemas de drenaje de importancia como inundaciones sobre la calzada las cuales dejan depositados sobre el camino sedimentos, debiendo realizarse tareas de mantenimiento y aperturas provisionarias de la traza para permitir el paso de los vehículos según se observa en las Figura 4 y Figura 5.



Figura 4: Quebrada el Tonco (km 4.395)



Figura 5: Quebrada El Tonco

En síntesis, se identifican como principales problemáticas de esta Sección, los múltiples cruces de quebradas, como por ejemplo Las Flechas, El Ventisquero, Piedra Pintada, Peña Blanca y El Tonco, y de Ríos como La Viña y San Lucas, que en épocas de lluvias inundan la calzada, por lo cual habrá que estudiar cuidadosamente la solución a adoptar en cuanto al problema de desagüe.

Otros puntos singulares lo constituyen los tres Puentes a proyectar en este tramo, dos sobre el Río Calchaquí y uno sobre el Río Angastaco, que se observan en Figura 6, Figura 7, que actualmente no cumplen con las dimensiones mínimas que requiere la categoría del proyecto. Deberá analizarse además la posibilidad de realizar el ensanche utilizando el puente existente o la construcción de puentes completamente nuevos.



Figura 6: Puente sobre Río Calchaquí



Figura 7: Río Calchaquí (km 4.393,65)

1.3 CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DEL DISEÑO

1.3.1 Descripción del Suelo de la Traza

El desarrollo del trazado se encuentra dentro del Valle los Calchaquíes, donde predominan los suelos en general arenosos con presencia puntual de sales, así como la afloración de roca de origen sedimentario (roca arenisca).

En general los suelos de la zona a desmontar tienen elevada capacidad geomecánica, unas por densidad y cohesión (Areniscas) y otras por granulometría y consolidación (Aluviones gravo arenosos aterrazados densos).

Los suelos encontrados a lo largo de la traza, se presentan como tipos: A1-b y A-2-4. Los Suelos **Grupo A-2-4**. Incluye a una gran variedad de materiales granulares que contienen menos del 35% de material fino y que además la fracción que pasa por el tamiz 40, posee las mismas características de los suelos A4. Los del **Grupo A-1-b** Incluyen las mezclas bien graduadas compuestas de fragmentos de grava, arena y material ligante poco plástico.

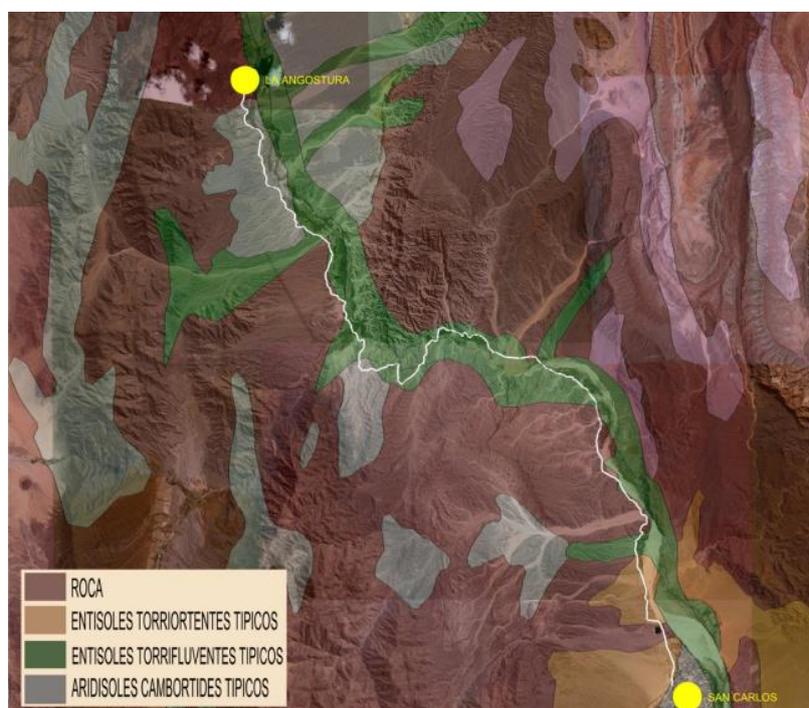


Figura 8: Mapa del tipo de suelo de la traza

La Figura 8 es un mapa de los tipos de suelo de la traza, ahí se observa que la misma se desarrolla roca, suelo del tipo entisoles torrortentes típicos y entisoles torrifluventes típicos

1.3.2 Parámetros Básicos del Diseño Geométrico

Los parámetros utilizados se basan en las Normas de Diseño Geométrico de la Dirección Nacional de Vialidad, debido a la topografía variada en la zona de proyecto y tomando las diferentes consideraciones del tránsito, ambientales, arqueológicas y turísticas, se adoptó una velocidad de diseño entre 40 y 60 km/h, relacionables con las categoría III y IV en topografía de montaña correspondientes a la planilla N°1 de las NDGC.

Los parámetros de diseño considerados son:

Para Categoría del Camino III:

- Topografía: Montañosa
- Velocidad de Diseño: 60 Km/h
- Peralte Máximo: 6%
- Radio Mínimo Deseable: 180,00 m
- Radio Mínimo Absoluto: 120,00 m
- Pendiente máxima deseable: 5%.
- Pendiente máxima absoluta: 7%
- Longitud máxima para pendiente máxima absoluta: 380,00 m
- Longitud máxima para pendiente máxima deseable: 240,00 m (*)
- Ancho de Zona de Camino: 70 m
- Ancho de Coronamiento: 11,70 m

- Ancho de Calzada: 6,70 m
- Ancho de Banquinas: 2,50 m de suelo seleccionado y 0,50 m de sobreebanco adicional en los lugares en que se coloquen barandas de seguridad.
- Taludes Terraplén:
 - 1:3 para $h \leq 3$ m, sin defensas metálicas
 - 1:1,5 para $h > 3$ m, con defensas metálicas
- Contrataludes Desmante:
 - Para $H \leq 5,00$ m, no se considerara la berma y se prolongara el contratalud hasta encontrar el Terreno Natural.
 - Para $H \leq 10,00$ m el ancho de la berma será de 3,00 m y la altura del banco individual de 5,00 m.
 - Para $H > 10,00$ m el ancho de la berma será de 5,00 m y la altura del banco individual será de 5,00 m.

En todos los casos de contra talud el ángulo de inclinación dependerá del Estudio de Suelos realizado.

(*) - Valor sujeto a modificaciones debido a topografía, donde se evaluarán las mejores alternativas técnico-económicas.

Para Categoría del Camino IV:

- Topografía: Montañosa
- Velocidad de Diseño: 40 Km/h
- Peralte Máximo: 6%
- Radio Mínimo Deseable: 80,00 m
- Radio Mínimo Absoluto: 50,00 m
- Pendiente máxima deseable: 6 %.
- Pendiente máxima absoluta: 8%

- Longitud máxima para pendiente máxima absoluta: 190,00 m
- Longitud máxima para pendiente máxima deseable: 1000,00 m (*)
- Ancho de Zona de Camino: 70 m
- Ancho de Coronamiento: 11,70 m
- Ancho de Calzada: 6,70 m
- Ancho de Banquinas: 2,50 m de suelo seleccionado y 0,50 m de sobreancho adicional en los lugares en que se coloquen barandas de seguridad.
- Taludes Terraplén:
 - 1:3 para $h < 3$ m, sin defensas metálicas
 - 1:1,5 para $h > 3$ m, con defensas metálicas
- Contrataludes Desmante:
 - Para $H \leq 5,00$ m, no se considerara la berma y se prolongara el contratalud hasta encontrar el Terreno Natural.
 - Para $H \leq 10,00$ m. el ancho de la berma será de 3,00 m y la altura del banco individual de 5,00 m.
 - Para $H > 10,00$ m. el ancho de la berma será de 5,00 m y la altura del banco individual será de 5,00 m.

1.3.3 Perfiles transversales tipo

Debido a las dos categorías de camino III y IV establecidas para el proyecto, el perfil transversal adoptado corresponde a lo indicado en las Normativas de Diseño de la Dirección Nacional de Vialidad, con una velocidad de diseño variable entre 40 y 60 km/h.

- Vehículo de diseño: Camión semirremolque
- Calzada 6,70 m de ancho (incorporando sobreancho en curvas)
- Banquinas de 2.50 m de ancho

- Ancho total coronamiento: 11,70 m exceptuando zonas de curvas y sectores con barandas de defensa o zonas urbanas.

En el caso de defensas se colocaran barandas flexibles como elementos de seguridad donde las alturas de terraplén sean mayores a los 3,0 m y otros lugares que se definan necesarios por criterios de seguridad. En estos casos se prevén sobrecanchos de 0,50 m o 1,00 m en función del suelo de anclaje. En la siguiente figura se muestra un perfil transversal tipo de la estructura del pavimento.

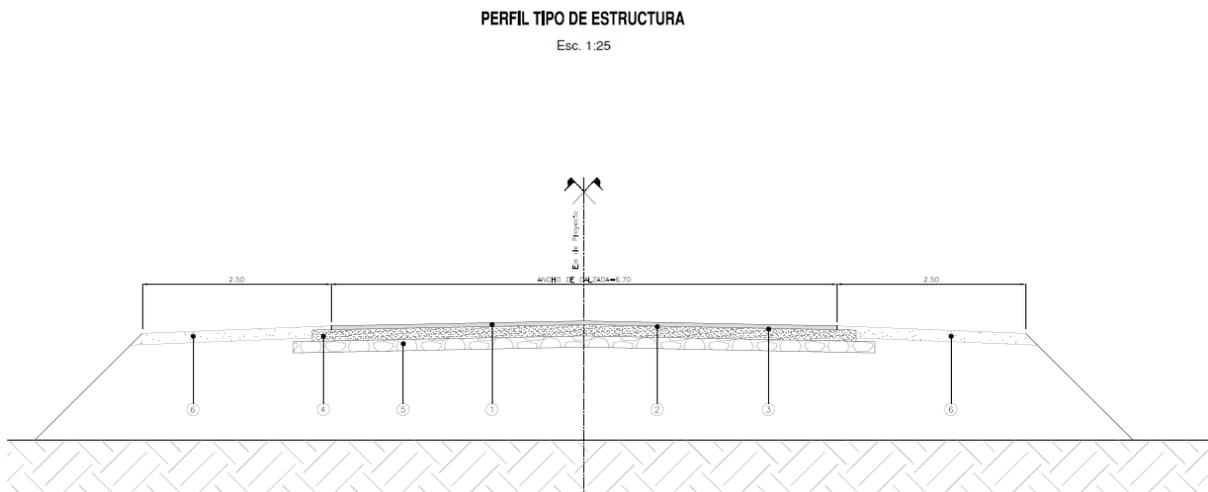


Figura 9 : Perfil transversal tipo de estructura

En la siguiente tabla se especifican los espesores y materiales a utilizar en el paquete estructural.

ELEMENTOS COMPONENTES DEL PAQUETE ESTRUCTURAL	
REFERENCIAS	ANCHOS (m.l.)
1.- CARPETA CON MEZCLA BITUMINOSA DE CONCRETO ASFALTICO EN 0.05m DE ESPESOR	6.70m
2.- RIEGO DE LIGA	6.70m
3.- RIEGO DE IMPRIMACION	7.20m
4.- BASE DE AGREGADO PÉTREO Y SUELO EN 0.15 m DE ESPESOR, SEGÚN ESPECIFICACIONES	7.20m
5.- SUB-BASE DE AGREGADO PÉTREO EN 0.15 m DE ESPESOR, SEGÚN ESPECIFICACIONES	7.70m
6.- BANQUINA DE 0,15 m DE ESPESOR DE SUELO SELACCIONADO	6.00m

Tabla 1: Material y espesores del paquete estructural

2 ESTUDIO HIDROLOGICO DE LAS CUENCAS

2.1 INTRODUCCIÓN

La sección en estudio, se encuentra ubicado en la parte Oeste de la provincia de Salta, precisamente en el departamento San Carlos, abarcando una porción de los Valles Calchaquíes, rodeada de grandes extensiones de manto rocosos, conos aluvionales y planicies destinadas a la producción de vides, pimientos, cebollas, tomate, comino y trigo.

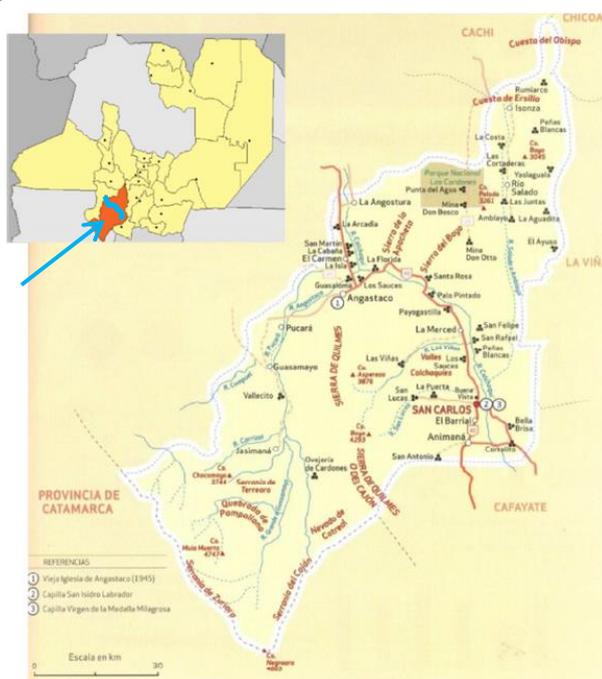


Figura 10: Departamento San Carlos – Ubicación de la traza

2.1.1 Clima

El clima del área de estudio puede clasificarse como de montaña, árido, desértico, con carácter continental intenso (precipitaciones en verano), con características termo higrométricas severas. La intensidad de la radiación es elevada debido a la falta de humedad, al enrarecimiento del aire y a la casi inexistente nubosidad. En la Figura 11 se observan 14 tipos de climas en la provincia de Salta según la clasificación Thornthwaite.

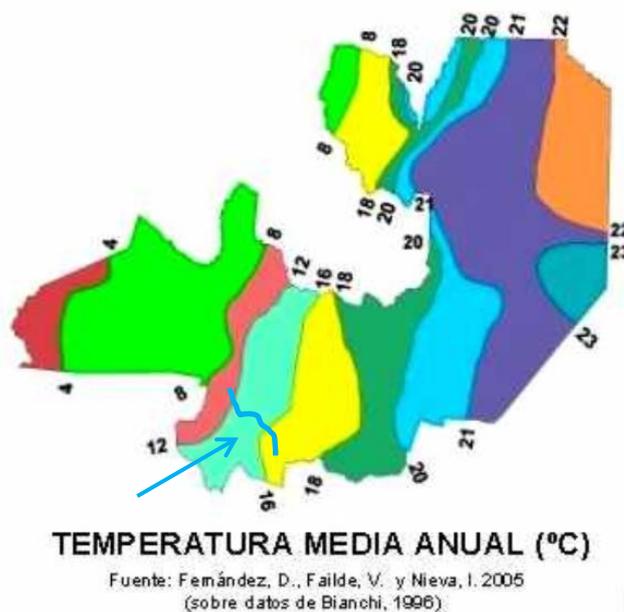


Figura 11: Temperaturas Medias Anuales de la Provincia de Salta

Como referencia, y en base a la ausencia de datos en el propio tramo de la ruta, se resumen en la Figura 2.3, las temperaturas medias mensuales anuales de dos localidades próximas a la traza. La primera de Cachi, ubicada al norte de la traza a unos 70 km al sur de Angostura, y la segunda, de Cafayate, ubicada a unos 25 km al sur de San Carlos, el inicio del tramo.

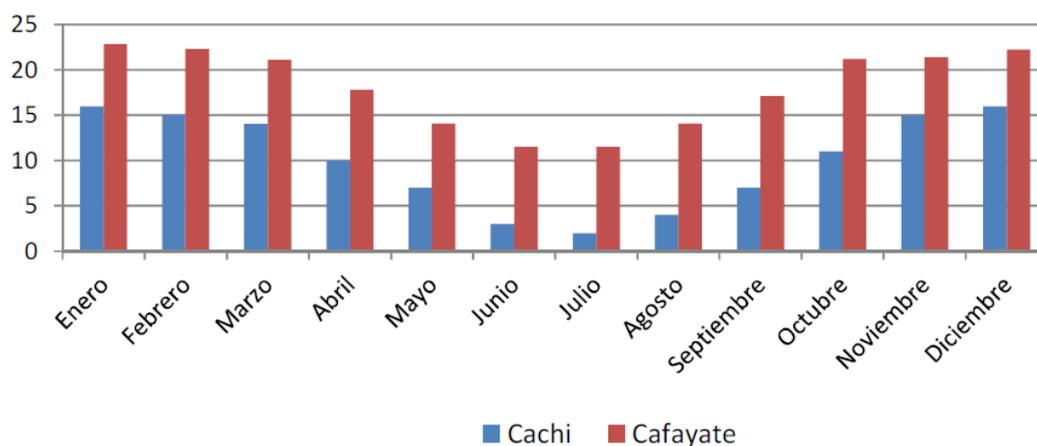


Figura 12: Temperaturas Medias Mensuales Anuales en las localidades de Cachi y Cafayate

2.1.2 Precipitaciones

Las condiciones mencionadas de temperaturas determinan un menor aprovechamiento del agua por el suelo a causa de la vaporización elevada, del orden de los 2.500 mm a 3.000 mm anuales (7 a 8 mm diarios de promedio), generando un gran déficit hídrico. De acuerdo a Bianchi y Yáñez en “Las Precipitaciones en el Noroeste Argentino”, este presenta tres regiones bien diferenciadas: Los Andes, Las Sierras y el Chaco Occidental, ver Figura 13. El tramo en estudio presenta características importantes de las dos primeras regiones ya que por un lado muestra la aridez de las sierras constitutivas de la Cordillera Oriental y por el otro, las influencias climáticas generadas por las alternancias entre valles y sierras con importantes cursos adosados a las laderas de las sierras.

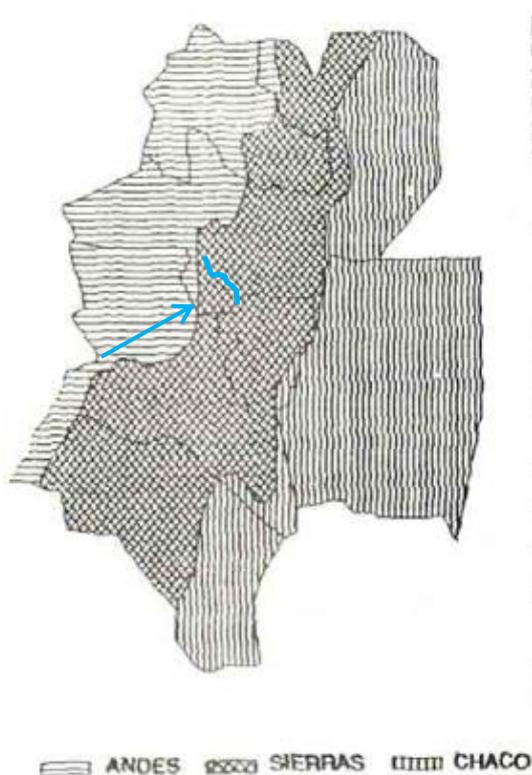


Figura 13: Regiones de Noroeste Argentino

Siguiendo con Bianchi y Yáñez, el contacto entre la masa Ecuatorial Continental, de origen en la región amazónica, y la Tropical Continental provoca la formación de cumulonimbos de gran desarrollo vertical productores de fuertes lluvias. Estos procesos son acentuados cuando las masas cálidas, húmedas e inestables entran en contacto con el frente polar o cuando se potencian por los ascensos forzados de aire al enfrentarse con un cordón montañoso.

Las cadenas montañosas pueden provocar inestabilidad condicional o convectiva por obligar al aire a un movimiento ascendente o por el calentamiento desigual de las laderas y tierras bajas circundantes. También puede aumentar la precipitación frontal al impedir el libre recorrido del sistema depresionario y causar convergencia y elevación por el efecto de embudo que ejercen los valles sobre las corrientes de aire.

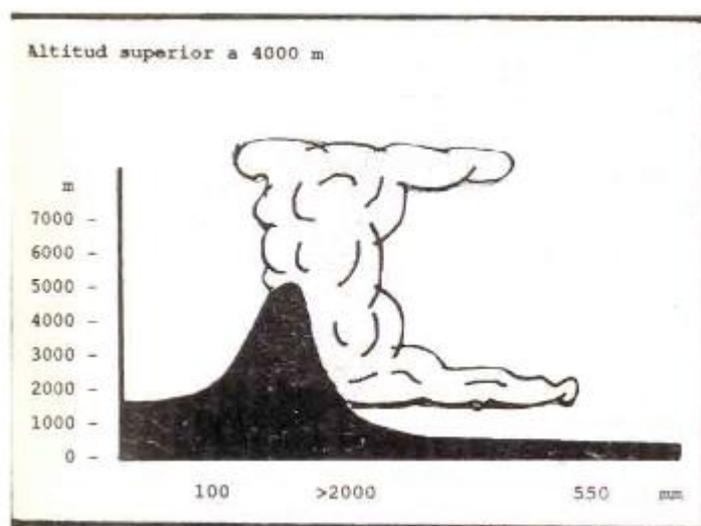


Figura 14: Efecto Orográfico sobre las precipitaciones y su comportamiento respecto al relieve

La precipitación media en la zona de los Valles Calchaquíes se encuentra alrededor de los 200 mm anuales, disminuyendo en las laderas occidentales, donde se encuentran los cerros El Durazno, Cuevas, Moyaco y Taquetuyo, entre otros. Hacia el este, las precipitaciones aumentan, alcanzando un promedio anual muy por encima de los 400

mm más allá de las barreras orográficas conformadas por los cerros Toruno, Bravo, La pedrera, Malcante, en las proximidades de la localidad de Rosario de Lerma. Mientras que hacia el Sur, las precipitaciones alcanzan los 1200 mm aproximadamente en Rosario de la Frontera, mientras que en el valle al oeste de la barrera montañosa, en Cafayate, las medias anuales oscilan entre los 400mm y 800mm.

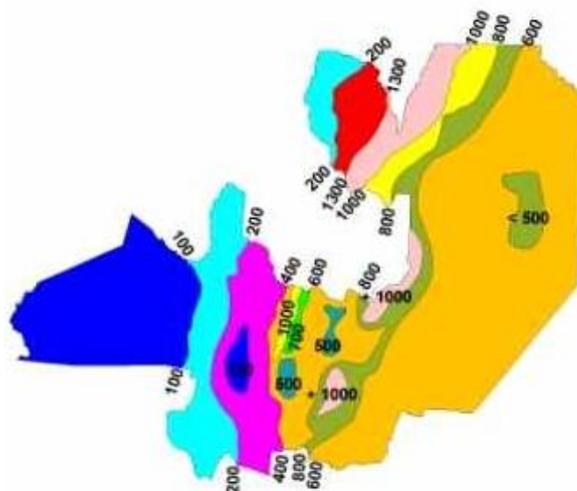


Figura 15: Precipitaciones Medias Anuales (mm)

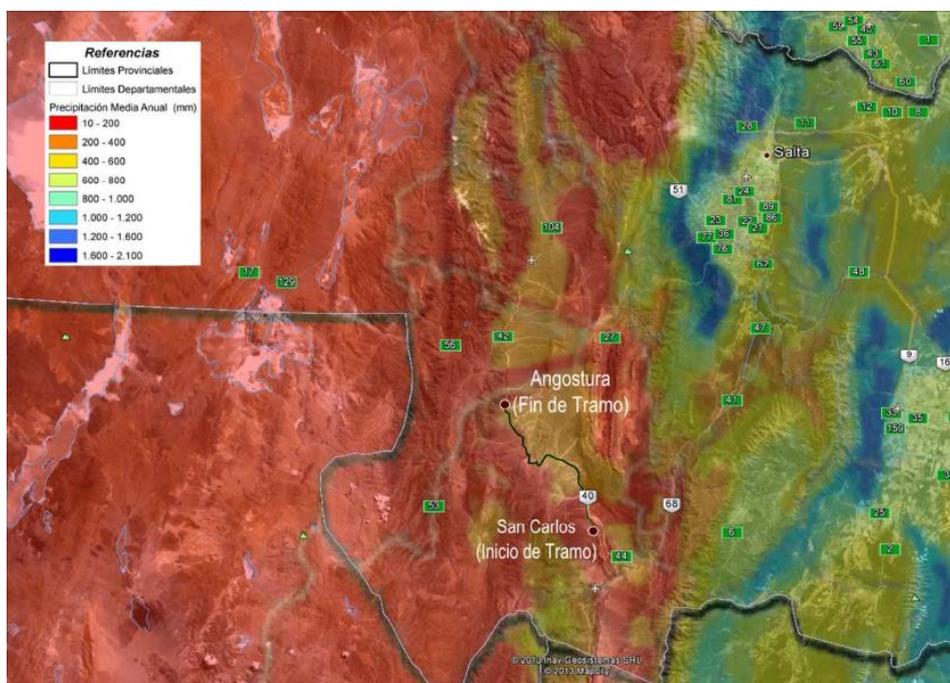


Figura 16: Precipitaciones Medias Anuales de la zona en estudio

En las Figura 17 y Figura 18 se aprecian el efecto que sobre las precipitaciones generan dichos cordones montañosos. Se seleccionaron dos paralelos, el primero de ellos sobre la localidad de San Carlos, al inicio del tramo, y el otro sobre la localidad de La Angostura. En las imágenes satelitales se aprecia la variación de coloración, desde un verde oscuro en las zonas de bosques o selvas, hasta los colores amarillentos y amarronados a medida que disminuyen los niveles de precipitación de oeste a este.

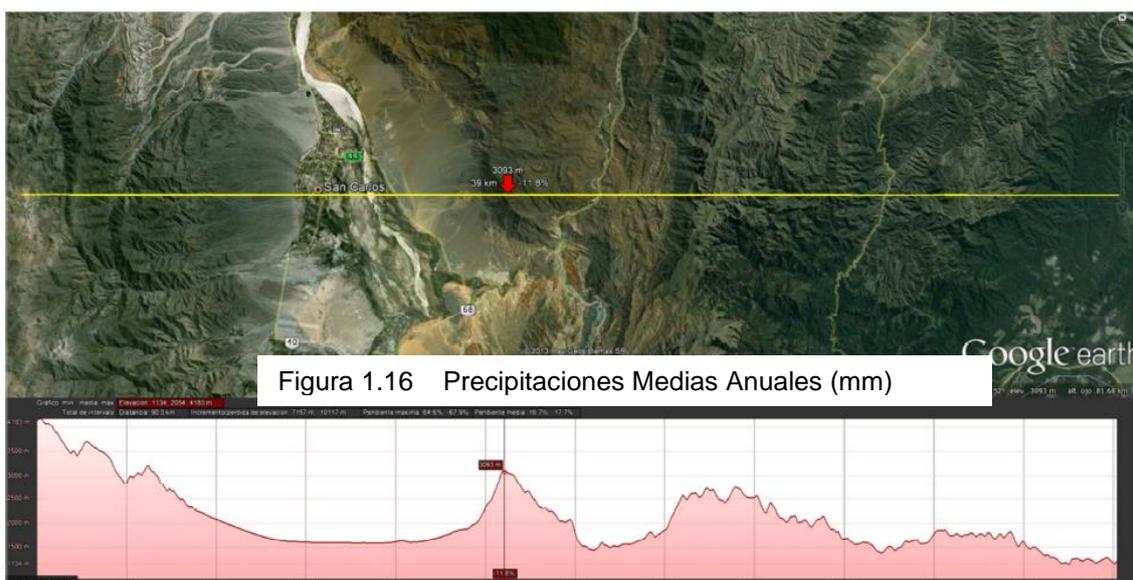
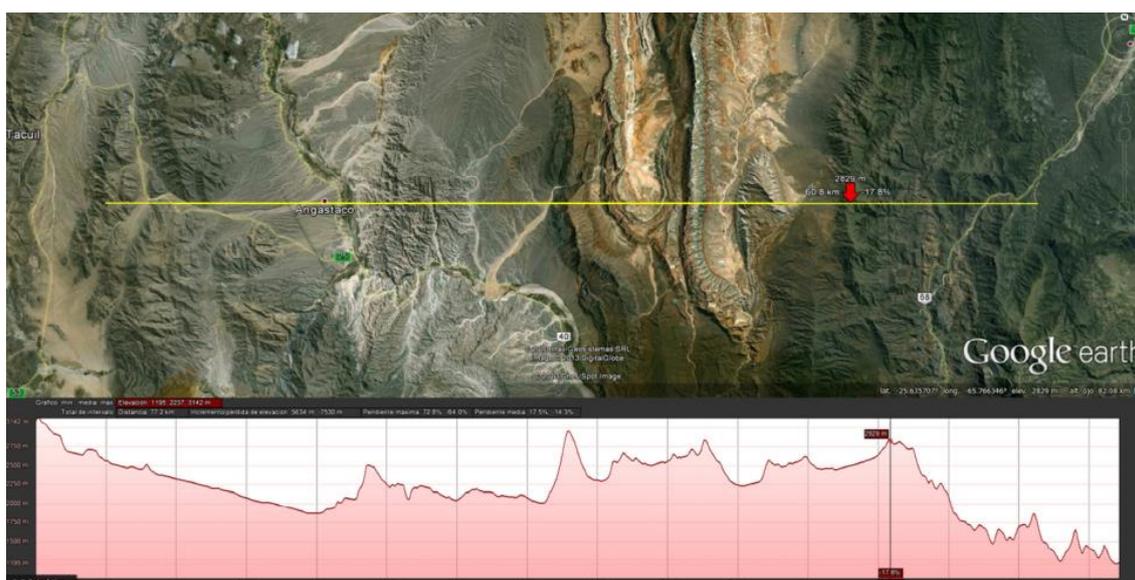


Figura 17: Corte Paralelo San Carlos



La Red Hídrica que es atravesada por la traza nueva de la ruta discurre por un paisaje escarpado y árido, modificando las condiciones de aridez, los cursos permanentes producen una faja de suelo fértil apropiado para la agricultura y proporcionan agua para riego en un área donde el agua es el principal factor limitante de esa actividad.

La traza se desarrolla paralela al Río Calchaquí y es atravesada por un gran número de cursos, que descargan sus aguas en dicho río. El río que da el nombre a los Valles posee un régimen pluvio-nival y en sus tramos alto, medio y bajo, forma parte de la Cuenca Alta del Río Juramento.

El régimen de alimentación pluvio-nival está caracterizado tanto por lluvias como por nieves. Tiene dos máximos casi de igual valor, uno durante la primavera tras la fusión de las nieves y con los aportes esenciales de las lluvias (que suele ser ligeramente más abundante) y otro durante el otoño, con el regreso de las lluvias del frente polar. Durante el invierno tiene un profundo estiaje, que presenta el mínimo absoluto. Este tipo es muy común en los ríos mediterráneos en los que se observa, durante el invierno, un mínimo relativo.

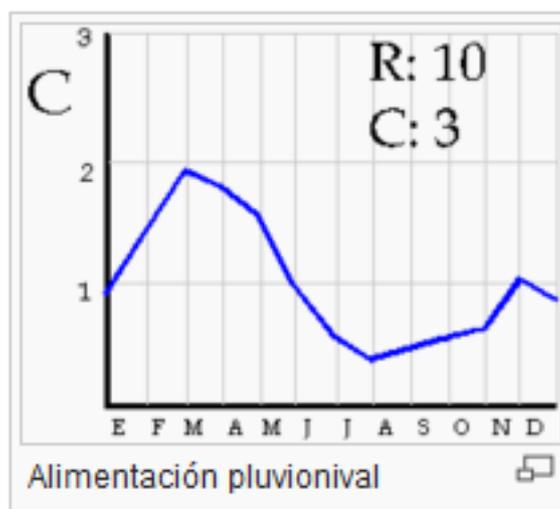


Figura 19: Grafico de alimentación pluvionival

2.2 CARACTERIZACIÓN DE CUENCAS HÍDRICAS

2.2.1 Definición de cuenca

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

La definición anterior se refiere a una cuenca superficial; asociada a cada una de éstas existe también una cuenca subterránea, cuya forma en planta es semejante a la superficial. De ahí la aclaración de que la definición es válida si la superficie fuera impermeable.

Desde el punto de vista de su salida, existen fundamentalmente dos tipos de cuencas: endorreicas y exorreicas. En las primeras el punto de salida está dentro de los límites de la cuenca y generalmente es un lago; en las segundas, el punto de salida se encuentra en los límites de la cuenca y está en otra corriente o en el mar. (F.J.A Minjares (1992) "*Fundamentos de Hidrología Superficial*" Ed. Limusa).

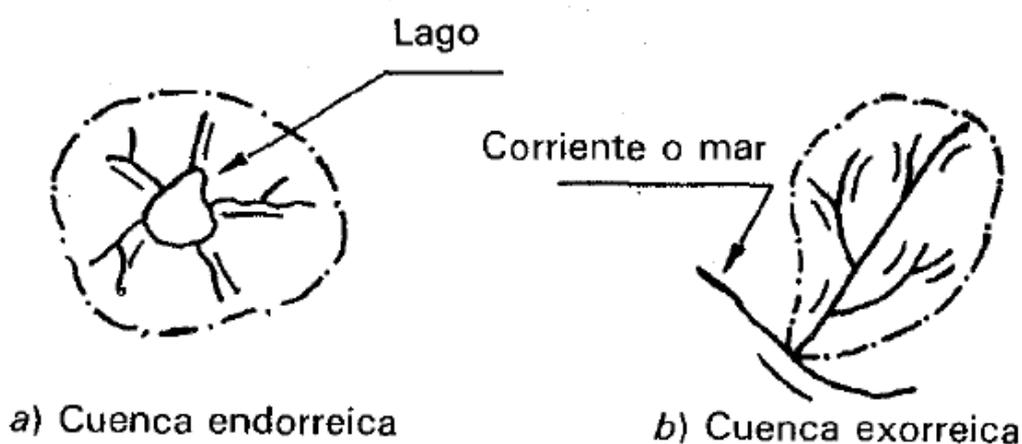


Figura 20: Tipo de Cuencas

2.2.2 Características de las cuencas y los cauces

El ciclo hidrológico, visto a nivel de una cuenca, se puede esquematizar como un estímulo, constituido por la precipitación, al que la cuenca responde mediante el escurrimiento en su salida. Entre el estímulo y la respuesta ocurren varios fenómenos que están controlados por las características geomorfológicas de la cuenca y su urbanización. Dichas características se clasifican en dos tipos: las que condicionan el *volumen de escurrimiento*, como el área de la cuenca y el tipo de suelo, cubierta vegetal, uso de suelo, y las que *condicionan la velocidad de respuesta*, como son el orden de corrientes, pendiente de la cuenca y los cauces, etc. A continuación se describen las características de la cuenca y los cauces de mayor importancia por sus efectos en la relación precipitación-escurrimiento.

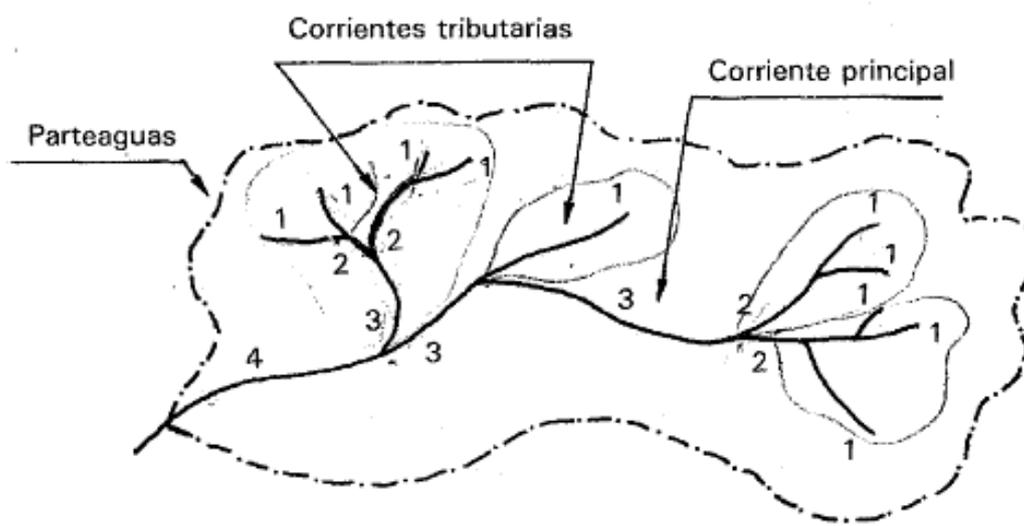


Figura 21: Cuenca Hidrológica

El *parteaguas* es una línea imaginaria formada por los puntos de mayor nivel topográfico y que separa la cuenca de las cuencas vecinas (véase Figura 21).

El *área de la cuenca* se define como la superficie, en proyección horizontal, delimitada por el parteaguas (véase Figura 21).

La *corriente principal* de una cuenca es la corriente que pasa por la salida de la misma. Nótese que esta definición se aplica solamente a las cuencas exorreicas.

Las demás corrientes de una cuenca de este tipo se denominan corrientes tributarias. Todo punto de cualquier corriente tiene una cuenca de aportación, toda cuenca tiene una y sólo una corriente principal. Las cuencas correspondientes a las corrientes tributarias o a los puntos de salida se llaman cuencas tributarias o subcuencas.

Uno de los indicadores más importantes del grado de respuesta de una cuenca a una tormenta es la pendiente del cauce principal. Dado que ésta pendiente varía a lo largo del cauce, es necesario definir una pendiente media; para ello existen varios métodos, en este informe se utiliza el método de la pendiente media:

La pendiente media es igual al desnivel entre los extremos de la corriente dividida entre su longitud medida en planta (véase Figura 22) (F.J.A Minjares (1992) "Fundamentos de Hidrología Superficial" Ed. Limusa).

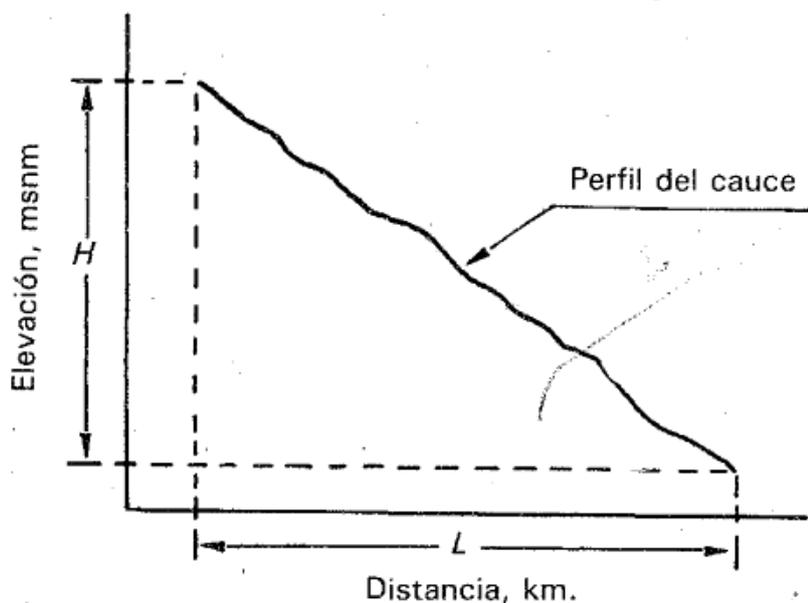


Figura 22: Método de cálculo de la pendiente del cauce principal

2.2.3 Descripción de las cuencas.

Cuenca "Alta del Río Juramento"

La alta cuenca del río Pasaje - Juramento, tiene sus nacientes en las cumbres de los nevados de Cachi y Acay en la cordillera oriental. La cuenca alta y media se desarrolla dentro de la provincia de Salta y al entrar en la provincia de Santiago del Estero, el curso principal cambia de nombre por el de río Salado, identificación que mantiene hasta su desembocadura en el río Paraná en la provincia de Santa Fe, luego de recorrer una distancia de 1.500 km.

Sobre el curso del río Calchaquí se encuentran una serie de obras entre las cuales se destaca el Dique Embalse La Dársena, con capacidad (2 Hm³) ubicado en cercanías de la localidad de San Carlos.

La Sub Cuenca Alta, recibe por la margen derecha e Izquierda diferentes cursos de aguas, algunas de los cuales poseen caudales de escurrimientos permanentes, mientras que los otros los hacen solamente, durante el periodo de lluvias, con crecidas de corta duración. Aguas abajo por la margen derecha, un conjunto de cauces formados por quebradas y arroyos surgen como aporte importante de origen nival. La red fluvial que compone esta sub cuenca se alimenta de escasas precipitaciones, pero de carácter torrencial, las cuales ocurren durante los meses de diciembre, enero y febrero.

Los aportes generados por la quebradas, arroyos y ríos de la margen Izquierda, tienen menor importancia y son cursos de aguas temporarias o permanentes, básicamente de origen fluvial. (INTA EEA Salta (2011) "*Caracterización de las cuencas hídricas de las provincias de Salta y Jujuy*").

Entre los afluentes de mayor interés por sus singularidades, se destacan el río Salado, que ingresa por la margen derecha y aporta un importante contenido de sales al cauce principal del río Calchaqui. Aguas abajo, también por margen derecha, un conjunto de cauces formados por quebradas y arroyos surgen con aportes importantes de origen nival, entre ellos se destacan: los ríos Arcas, Pailas, de las Cuevas y Trancas. Todos estos cursos de agua son aprovechados aguas arriba, con obras de tomas fijas y/o precarias para el riego de la zona de Cachi, Molinos y La Poma.

Algunos cursos de agua de importancia como son la Quebrada de las Conchas, Quebrada de las Arcas y Quebrada de las Cuevas, relacionadas con los ríos Arcas y Trancas, tienen sus nacientes en zona de hielo permanente, es decir que existe un importante aporte por derretimiento de nieve en estos ríos que escurren y desembocan en la margen derecha del río Calchaqui superior. (INTA EEA Salta (2011) *“Caracterización de las cuencas hídricas de las provincias de Salta y Jujuy”*).

Cuenca Media del Río Calchaquí:

La Cuenca identificada como media se extiende desde las desembocaduras del río Humanao – Luracatao hasta el río Angastaco. Antes de su desembocadura en la margen derecha del río Calchaqui, el caudal aportado por el río Luracatao es captado para riego mediante varias obras de toma ubicadas por su margen derecha e izquierda.

En este sector de cuenca se destacan los aprovechamientos bajo riego en las terrazas de los ríos que conforman los sistemas de riego de La Paya, Vallecito, Brealito y Molinos.

escurrimiento alcanza al río Calchaquí. Sus caudales de estiaje son captados para el riego de aproximadamente 150 ha en la zona de Isonza-Amblayo, superficie empadronada del orden de 330 has; si a este aprovechamiento se anexa el uso de algunas vertientes ubicadas en el entorno de Amblayo–Isonza.

Otro importante afluente es el Río Las Vinas, de 2.291,9 km² de superficie, perímetro 370,5 km y pendiente del orden de 13%, ingresando al Calchaquí por la margen derecha. (INTA EEA Salta (2011) “*Caracterización de las cuencas hídricas de las provincias de Salta y Jujuy*”).

En la Tabla 1 se resumen las principales características de las Sub-Cuencas Alta, Media e Inferior del Río Calchaquí.

Características de las SubCuencas del Río Calchaquí								
Sub-Cuenca	Superficie (km ²)	Perímetro (km)	Pend (%)	Altitud Max (m)	Altitud Min (m)	Factor de Forma	Índice Compacidad (Gravelius)	Relación de Forma (Horton)
Alta o Superior	4391.2	448	16	6342	1995	0.3306	1.9074	0.3339
Media	654.8	167	13	3709	1847	0.2768	1.8412	0.5065
Baja o Inferior	2291.9	370.5	13	4528	1536	0.3088	2.1832	0.333

Tabla 2: Características de sub-cuencas Río Calchaquí

2.3 ESTUDIOS HIDROLÓGICOS

La estimación de un caudal de diseño puede ser efectuada a partir de diferentes metodologías; la adopción de una de ellas en particular se hace en función de la información hidrometeorológica disponible en la zona del estudio y del tipo de obra que se estudia así como el riesgo asociado a la falla de la misma

La metodología llevada a cabo y presentada en el siguiente informe, consiste en la aplicación de modelos de *transformación lluvia-caudal*, a partir de los cuales se determinan caudales máximos, para una determinada recurrencia, en base a las precipitaciones registradas en la cuenca o estimadas a partir de realizar un análisis de frecuencia sobre esos registros. Para su aplicación es necesario contar con información pluviométrica de estaciones representativas, y de ser posible, seleccionar aquellas que posean longitudes de serie superiores a los 30 años con registros.

2.3.1 Recopilación de datos disponibles

Para llevar adelante el análisis probabilístico que permita determinar las precipitaciones de proyecto, se ha recopilado información de estaciones pluviométricas obtenidas de la base de datos disponible en la Red Hidrológica Nacional, dependiente Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación.

La dificultad que presentan dichos registros, radica en la escasa longitud que presentan las series, la falta de datos actualizados y las interrupciones en los años con registro.

En la Tabla 3 se han listado las estaciones pluviométricas ubicadas próximas a la traza, la cantidad de años con datos, código, ubicación y altitud a la que se encuentran y el tratamiento que finalmente se le ha dado, en función de la información disponible.

En tanto que en la Figura 26 se muestra la ubicación de las estaciones respecto de la

Proyecto Desagüe del Área Atravesada por el Camino
Ruta Nacional N° 40 Tramo San Carlos
Km (4366,24) La Angostura (km 4436.87)

traza del camino.

Regional	Código	Río	Lugar / Estación	Provincia	Precipitación	Caudal Medio Mensual	Latitud	Longitud	Altitud	OBSERVACIONES
NOA	611	CALCHAQUI	LA PUNILLA	Salta	01/1948-08/1968	09/1948-06/1968	26 06 42.00	65 49 24.00	1.790,00	Analizada (20 años)
NOA	612	CALCHAQUI	LAS FLECHAS	Salta	02/1946-08/1954	09/1946-08/1954	25 40 00.00	66 05 00.00	1.950,00	D/Esc (8 años)
NOA	613	CALCHAQUI	DIQUE LOS SAUCES	Salta	08/1941-08/1957	01/1931-09/1959	25 47 00.00	65 58 00.00	1.850,00	(Interr) - D/Esc.
NOA	645	CALCHAQUI	LOS MOLINOS	Salta	01/1943-06/1968		25 25 00.00	66 17 40.00	2.150,00	Analizada (25 años)
NOA	646	CALCHAQUI	CACHI	Salta	01/1943-04/1968		25 07 24.00	66 09 24.00	2.300,00	Analizada (25 años)
NOA	647	CALCHAQUI	SAN CARLOS	Salta	01/1943-11/1955		25 55 00.00	65 55 00.00	1.700,00	(Interr) - D/Esc. (9 años Comp)
NOA	694	CALCHAQUI	EL ANGOSTO	Salta	01/1943-09/1944		25 17 00.00	66 15 00.00	S/D	D/Esc
NOA	616	CHUSCHA	CAFAYATE	Salta	S/D	09/1941-08/1951	26 06 00.00	66 00 00.00	1.750,00	S/D
NOA	697	CHUSCHA	SAN LUIS	Salta	07/1948-06/2000		26 05 00.00	66 00 00.00	1.800,00	Analizada (52 años)
NOA	632	PUCARA	EL ANGOSTO	Salta	01/1943-06/1963	09/1940-08/1963	25 51 00.00	66 20 00.00	2.200,00	Analizada (20 años)
NOA	653	PUCARA	VALLECITO	Salta	01/1943-06/1963		25 54 00.00	66 24 00.00	2.200,00	Analizada (19 años)
NOA	654	PUCARA	PUCARA	Salta	01/1943-06/1963		25 45 00.00	66 26 00.00	1.900,00	Analizada (20 años)
NOA	664	PUCARA	GUASAMAYO	Salta	01/1943-06/1963		25 50 00.00	66 27 00.00	2.050,00	Analizada (20 años)
NOA	670	PUCARA	MOLLACO	Salta	01/1943-10/1951		25 48 00.00	66 13 00.00	1.900,00	D/Esc
NOA	685	PUCARA	CARRIZAL	Salta	01/1943-03/1957		25 58 00.00	66 24 00.00	2.050,00	D/Esc

	Estación Descartada
	Estación Analizada
	Estación Dudosa

Tabla 3: Estaciones Pluviométricas (Red Hidrológica Nacional)

Como puede verse en la Tabla 3 precedente, solo las estaciones Los Molinos y Cachi alcanzan los 25 años con registro, siendo el último año registrado 1968. Las estaciones San Carlos y Dique Los Sauces, se encuentran sobre la traza del proyecto y poseen 12 años y 16 años con registros respectivamente. La estación que presenta datos actualizados y mayor longitud de serie resulta la estación San Luis, perteneciente a la cuenca del río Chuscha. Si bien, dicha estación presenta las características necesarias para llevar a cabo el análisis, no resulta representativa de la meteorología de la zona ya que, como se muestra en la Tabla 4, los valores de precipitación máximas diarias anuales se alejan con respecto a las 7 estaciones restantes.

Proyecto Desagüe del Área Atravesada por el Camino
Ruta Nacional N° 40 Tramo San Carlos
Km (4366,24) La Angostura (km 4436.87)



Figura 26: Ubicación de estaciones pluviométricas

Proyecto Desagüe del Área Atravesada por el Camino
Ruta Nacional N° 40 Tramo San Carlos
Km (4366,24) La Angostura (km 4436.87)

Año	Cuenca Rio Calchaquí			Cca Chuscha	Cuenca Rio Pucará			
	Punilla	Molinos	Cachi	San Luis	Pucará	El Angosto	Vallecito	Guasamayo
1943		15,5	15		7	8	15	38
1944		22,2	25,3		22,5	16,8	60	25
1945		23	34,5		16	10,6	27	15
1946		25,3	15		17	20	18,5	20
1947		18,4	38		33	36	20	25
1948	26	20	12		10,8	12	15	10
1949	24	25	37	35,2	17,5	10,7	24	20
1950	17	26,2	25	35,2	20	16,5	15	20
1951	28	29	14,6	59,6	18,3	18	15	28
1952	37	15,3	6,9	56	25	25,8	15	22
1953	33	37,5	26,5	58,5	23	30	23	37
1954	15	39,3	25	90,5	16	12	22	37
1955	24,2	56	20,7	124,2	25	22,8	14	20
1956	14,6	25	12,2	132	11,5	13,8	18	15
1957	13,6	17	27,7	117,1	15	26	24	30,5
1958	23,6	26	26	158,82	45	43,6	18	15
1959	34,5	16,3	21,3	80,2	35	17	18	12
1960	12	26	28,2	99,5	20	16	20	27
1961	10,3	21	33,7	103,72	26	17	10	33
1962	24	43	11	121,6	15	22,3	12	18
1963	35	45	38	32,8	30			
1964	14	12,2	11,3	96,2				
1965	28	21,5	22	107				
1966	22	11	15	89,5				
1967	34	15	23	84				
1968		28,6		94,2				
1969				278,8				
1970				114,8				
1971				78,4				
1972				154,7				
1973				183,6				
1974				87,6				
1975				126				
1976				72,6				
1977				113,2				
1978				62				
1979				118,9				
1980				109,3				
1981				104,5				
1982				149,2				
1983				99,1				
1984				62,1				
1985				79,6				
1986				95,3				
1987				151				
1988				91				
1989				69,5				
1990				144				
1991				120				
1992				93				
1993				131				
1994				95				
1995				100				
1996				96				
1997				132				
1998				106				
1999				82				
2000				74				
Max	37,0	56,0	38,0	151,0	45,0	43,6	60,0	38,0
Min	10,3	11,0	6,9	62,0	7,0	8,0	10,0	10,0
Prom	23,5	25,4	22,6	102,9	21,4	19,7	20,2	23,4

Tabla 4: Precipitaciones Máximas Diarias Anuales de las estaciones analizadas

2.3.1 Análisis de los datos disponibles

El paso siguiente, consiste en realizar, sobre cada una de las estaciones seleccionadas, un análisis estadístico con el fin de obtener un conjunto de parámetros descriptivos de cada una de las series.

Las Estadísticas son números calculados de una muestra los cuales resumen sus características más importantes. Algunos de estos parámetros son la media, mediana, varianza, desviación, asimetría y curtosis tipificada. Estos parámetros permiten, entre otras cosas, determinar si es posible realizar test estadísticos respecto de algunas de las distribuciones de probabilidad, correspondiente al próximo paso.

Obtenidos los estadísticos principales de la serie, es necesario determinar que distribución de probabilidades se ajusta mejor al registro de datos. La descripción matemática de la serie a través de una distribución conocida será utilizada para predecir los eventos de precipitación que se pretende determinar. Para ello se han seleccionado un conjunto de distribuciones que generalmente se utilizan para describir eventos extremos de este tipo.

Previamente es necesario realizar diferentes *test de bondad de ajuste* con el objetivo de determinar si la procedencia de los datos de precipitación responde a cada una de las distribuciones estudiadas.

Las distribuciones estudiadas son tres; la distribución de probabilidades del tipo Lognormal, la distribución Gamma y por último, la distribución de valores extremos Tipo I o distribución de Gumbel. Se utilizan estas tres distribuciones puesto que los valores de precipitaciones para cada año son los máximos ocurridos.

Test de Bondad de Ajuste

La calidad de los valores de caudal estimados para un cierto periodo de retorno, con distribuciones de probabilidad teórica, está dado principalmente por la comparación de dichos valores estimados con los valores realmente observados o medidos.

Para ello es posible utilizar diferentes técnicas denominadas Técnicas o Métodos de Bondad de Ajuste. En este análisis se utilizan los Test de Chi-cuadrado y del Kolmogorov-Smirnov.

Técnica Chi – Cuadrado

La prueba de Chi - Cuadrado es considerada como una prueba no paramétrica que mide la discrepancia entre una distribución observada y otra teórica (bondad de ajuste), indicando en qué medida las diferencias existentes entre ambas; de haberlas, se deben al azar en el contraste de hipótesis. En esta prueba, para aceptar una función de distribución dada, se debe cumplir la siguiente ecuación.

$$\frac{\sum(\theta_i - \varepsilon_i)^2}{\varepsilon_i} < \chi_{1-\alpha; k-1-n}^2 \quad \text{Ec. 1}$$

Donde $\chi_{1-\alpha; k-1-n}^2$ es el valor de una variable aleatoria con distribución Chi Cuadrado para $k-1-n$ grados de libertad y un nivel de significancia α , k es el número de intervalos y n es el número de parámetros empleados por la función de distribución.

θ_i es la distribución observada y ε_i es la distribución teórica o esperada.

Técnica Kolmogorov - Smirnov

La prueba Kolmogorov - Smirnov consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia entre la función de distribución observada $F_0(x_i)$ y la estimada $F_n(\hat{x}_i)$, con un valor crítico “Da” que depende del número de datos y el nivel de significancia

seleccionado.

La expresión de comparación para la prueba de Kolmogorov – Smirnov está dada por la siguiente ecuación.

$$D = \sup_{i \leq i \leq n} |\hat{F}_n(x_i) - F_0(x_i)| \quad \text{Ec. 2}$$

Dónde:

x_i : Valor i-esimo observado en la muestra (ordenada de mayor a menor)

$\hat{F}_n(x_i)$: Función de probabilidad estimada

$F_0(x_i)$: Función de probabilidad observada

Si los valores observados $F_0(x_i)$ son similares a los esperados $\hat{F}_n(x_i)$, el valor de D será pequeño. Cuanto mayor sea la discrepancia entre la distribución empírica y la distribución teórica, mayor será el valor de D.

Por tanto, el criterio para la toma de la decisión entre las dos hipótesis será de la forma:

- Si $D < D_\alpha$: Aceptar que los datos observados siguen la distribución probada
- Si $D > D_\alpha$: Rechazar que los datos observados siguen la distribución probada

donde el valor D_α se elige de tal manera que:

- $P = P(\text{Rechazar } H_0/H_0 \text{ es cierta}) = P(D > D_\alpha / \text{Los datos siguen la distribución probada}) = \alpha$

siendo α el nivel de significancia seleccionado para la prueba de bondad de ajuste.

Del análisis anterior se desprende que las estaciones Punilla y Cachi, ambas ubicadas sobre el Rio Calchaquí, deben ser descartadas. La aplicación de los test de bondad de

ajuste evidencia que el comportamiento de dichas estaciones no puede ser explicado por las distribuciones mencionadas. (Ver Anexo)

De las restantes, la estación **Molinos** sobre el Río Calchaquí, presenta la mayor longitud de serie (25 años) verificando los test de bondad de ajuste antes mencionados (ver anexo) y será esta, por lo tanto, utilizada para la determinación de la tormenta de diseño.

2.3.2 Obtención de las curvas Intensidad-Duración-Recurrencia.

Conocidas las ecuaciones que permitan representar los datos recopilados, se procede a determinar las magnitudes de los eventos extremos de precipitación para las recurrencias de diseño. Para ello se utiliza el Método de los Factores de Frecuencia (Ven Te Chow (1951) "*Hidrología Aplicada*").

La magnitud χ_T de un evento hidrológico extremo puede representarse como la media μ más una desviación $\Delta\chi_T$ de la variable con respecto a la media.

$$\chi_T = \mu + \Delta\chi_T \quad \text{Ec. 3}$$

Esta desviación con respecto a la media puede igualarse al producto de la desviación estándar ϕ y el factor de frecuencia KT ; es decir, $\Delta\chi_T = KT \phi$. La desviación $\Delta\chi_T$ y el factor de frecuencia KT son funciones del periodo de retorno y del tipo de distribución de probabilidad a utilizarse en el análisis. Por consiguiente, la ecuación anterior puede expresarse como:

$$\chi_T = \mu + KT\phi \quad \text{Ec. 4}$$

La cual puede aproximarse por

$$\text{Ec. 5}$$

$$X_T = \bar{x} + K_T s$$

En el evento de que la variable analizada sea $y = \log x$, entonces se aplica el mismo método a las estadísticas para los logaritmos de los datos, utilizando

$$y_T = \bar{y} + K_T s_y \quad \text{Ec. 6}$$

Y el valor requerido de x_T se encuentra tomando antilogaritmo de y_T

La ecuación de factores de frecuencia (Chow 1951) se aplica a muchas distribuciones de probabilidad utilizadas en el análisis de frecuencia hidrológica. Para una distribución dada, puede determinarse una relación K-T entre el factor de frecuencia y el periodo de retorno correspondiente.

Las lluvias de intensidades extremas se caracterizan a partir de tres variables que son: la lámina (P) o intensidad (I) de precipitación, su duración (t) y su frecuencia o recurrencia (F). Para controlar el excedente del recurso agua, es necesario conocer la relación entre dichas variables a fin de poder llevar a cabo el proceso de transformación de lluvia en escorrentía para definir el caudal de diseño de las obras, ante la imposibilidad de contar con datos medidos de caudales.

A continuación se adjunta la Tabla 5 del análisis de las precipitaciones máximas para 1 y 2 días de duración para los periodos de recurrencia de 25 años, 50 años y 100 años aplicando el Método de Factores de Frecuencia antes explicado.

Precipitación Máxima Anual (mm) Estación Molinos			Log de la Intensidad			Log-Normal		
Año	Dur 1 día	Dur 2 día	Año	Dur 1 día	Dur 2 día		1	2
1943	15,5	11,5	1970	1,190	1,061	Tr (años) =		25
1944	22,2	23,9	1971	1,346	1,378	P =		0,040
1945	23,0	21,8	1972	1,362	1,338	w =		2,537
1946	25,3	37,6	1973	1,403	1,575	KT =	1,751	1,751
1947	18,4	26,5	1974	1,265	1,423	YT =	1,677	1,865
1948	20,0	17,1	1975	1,301	1,233	XT [mm] =	47	73
1949	25,0	34,0	1976	1,398	1,531	XT [mm/día] =	47	37
1950	26,2	41,9	1977	1,418	1,622			
1951	29,0	33,3	1978	1,462	1,522			
1952	15,3	17,7	1979	1,185	1,248			
1953	37,5	70,5	1980	1,574	1,848			
1954	39,3	65,6	1981	1,594	1,817	Tr (años) =		50
1955	56,0	60,3	1982	1,748	1,780	P =		0,020
1956	25,0	25,7	1983	1,398	1,410	w =		2,797
1957	17,0	11,3	1984	1,230	1,053	KT =	2,054	2,054
1958	26,0	28,1	1985	1,415	1,449	YT =	1,730	1,941
1959	16,3	18,9	1986	1,212	1,276	XT [mm] =	54	87
1960	26,0	32,8	1987	1,415	1,516	XT [mm/día] =	54	44
1961	21,0	34,0	1988	1,322	1,531			
1962	43,0	55,4	1989	1,633	1,744			
1963	45,0	52,0	1990	1,653	1,716	Tr (años) =		100
1964	12,2	8,0	1991	1,086	0,903	P =		0,010
1965	21,5	24,7	1992	1,332	1,393	w =		3,035
1966	11,0	11,5	1993	1,041	1,061	KT =	2,327	2,327
1967	15,0	17,9	1994	1,176	1,253	YT =	1,777	2,009
1968	28,6	28,9	1995	1,456	1,461	XT [mm] =	60	102
						XT [mm/día] =	60	51

	max	min	prom	desv	asim
	56,0	11,0	25,4	10,9	1,2
	70,5	8,0	31,2	17,3	0,9

	max	min	prom	desv	asim
	1,7	1,0	1,4	0,2	0,2
	1,8	0,9	1,4	0,2	-0,2

Precipitación (mm)		
Tr (años)	Dur 1 día	Dur 2 días
25	47	73
50	54	87
100	60	102

Tabla 5: Precipitaciones Máximas aplicando el Método de Frecuencias

2.3.3 Método de las Relaciones de Duraciones

A continuación se procede a realizar la desagregación de las tormentas para duraciones inferiores a 1 día aplicando el Método de las Relaciones de Duraciones.

Este método se basa en dos características observadas en las curvas i-d-f correspondientes a puestos localizados en diversas partes del mundo:

- a) Existe una tendencia de las curvas de probabilidad de diferentes duraciones, de mantenerse paralelas entre sí (lo que es simple de observar cuando las mismas son

graficadas en papel log-log).

b) Para diferentes localidades, existe una gran similitud en las relaciones entre intensidades medias máximas de diferentes duraciones (en realidad existe una tendencia de estas relaciones a variar levemente con el tiempo de retorno).

Las relaciones entre duraciones son obtenidas según la expresión:

$$r_{t_1/t_2} = \frac{\text{relación de duración } t_1}{\text{relación de duración } t_2} \quad \text{Ec. 7}$$

Relación	La Suela	Córdoba	Brasil	Denver	U.S. W. Bureau
5 min/ 30 min	0,25	0,35	0,34	0,42	0,37
10 min/ 30 min	0,45	0,57	0,54	0,63	0,57
15 min/ 30 min	0,62	0,72	0,7	0,75	0,72
20 min/ 30 min	0,77	0,84	0,81	0,84	
25 min/ 30 min	0,89	0,93	0,91	0,92	
30 min/ 1 h	0,69	0,79	0,74		0,79
45 min/ 1 h	0,87	0,92	0,83		
1 h / 24 h	0,54	0,60	0,42		
6 h / 24 h	0,88	0,85	0,72		
8 h / 24 h	0,91	0,88	0,78		
10 h / 24 h	0,93	0,90	0,82		
12 h / 24 h	0,95	0,92	0,85		
24 h / 1 día	1,1	1,1	1,1		1,13

Tabla 6: Cocientes de relaciones de duraciones

De lo observado en diversos estudios, se concluyó que los cocientes r_{t_1/t_2} , para diferentes regiones, se asemejan mucho entre sí. Los valores utilizados en este estudio para desagregar la tormenta de un día de duración son los correspondientes a Brasil que se observan en la Tabla 6.

La precipitación de duración diaria corresponde al valor comprendido entre los horarios de observación pluviométrica, mientras que la precipitación de 24 horas es el mayor valor de lluvia correspondiente a un periodo consecutivo de 24 horas, no necesariamente coincidente con un periodo de observación.

Se pueden obtener las láminas para distintas duraciones de tormentas, multiplicando

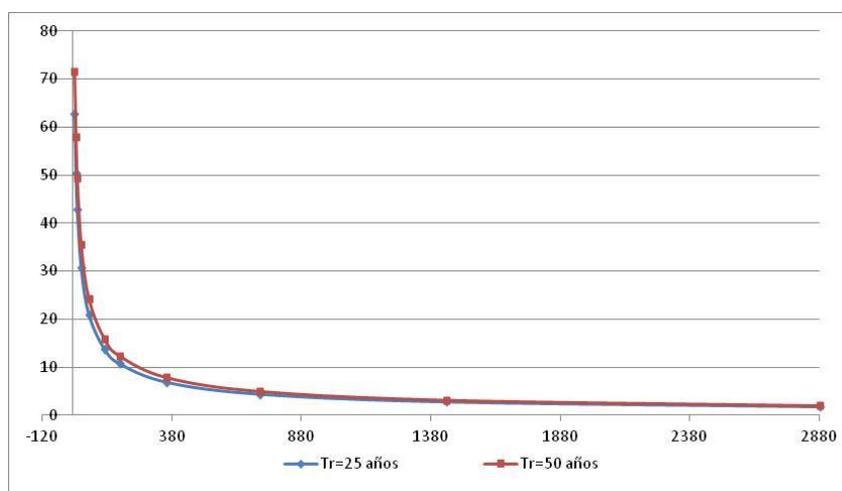
el valor de la lámina diaria por los correspondientes cocientes de relación de duración.
Con las láminas así obtenidas, y dividiéndolas por la duración de la tormenta, se arriba a las intensidades.

Teniendo una serie de puntos en donde se conoce el trinomio intensidad, duración y recurrencia, solo es necesario trazar una curva que pase por dichos puntos y que se adapte a una ecuación matemática conocida. Dicha operación se realiza mediante un ajuste de regresión no lineal a curvas del tipo Sherman.

A continuación en la Figura 27 se muestran los valores obtenidos y los parámetros que definen la curva IDF correspondiente:

Estación Molinos (Río Calchaquí) Tr = 25 años				Estación Molinos (Río Calchaquí) Tr = 50 años				Parámetros		
dr (hs)	dr (min)	Prec (mm)	Int (mm/h)	dr (hs)	dr (min)	Prec (mm)	Int (mm/h)	Tr=25 años	Tr=50 años	
0,08	5	5	64	0,08	5,00	6	73	a	328,391	406,979
0,17	10	8	48	0,17	10,00	9	55	b	7,569	8,507
0,25	15	11	42	0,25	15	12	49	c	0,654	0,668
0,5	30	16	32	0,5	30	18	37			
1	60	23	23	1	60	26	26			
2	120	29	14	2	120	33	16			
3	180	31	10	3	180	36	12			
6	360	38	6	6	360	44	7			
12	720	45	4	12	720	52	4			
24	1440	47	2,0	24	1440	54	2,3			
48	2880	36	0,7	48	2880	73	1,5			

Tabla 7: Valores de precipitaciones e Intensidad (Método de relaciones de Duraciones)



$$Int \left(\frac{mm}{h} \right) = \frac{a}{(dr + b)^c}$$

Figura 27: Curva I-D-F para Tr 25 y 50 años

2.3.4 Delimitación de las cuencas de aporte

La tarea de delimitación de las cuencas de aporte se realiza mediante el análisis de las imágenes satelitales encontradas en la base de datos del servidor vinculado al programa Google Earth.

Dicha base posee imágenes de alta resolución de la traza en estudio, las cuales se encuentran vinculadas a un Modelo Digital de Elevaciones que permite la visualización tridimensional de tales imágenes de la superficie. Mediante el análisis de esas imágenes se procedió a la traza de las divisorias de aguas y delimitación de las cuencas que conformarán el área de aporte de escurrimiento transversal a la traza.

El resultado de dicha delimitación se presenta en el Plano General de Cuencas a continuación:

2.3.5 Determinación del Derrame Máximo Superficial

Para la determinación de los caudales de diseño se ha utilizado el Método Racional Generalizado adaptado por la Dirección Nacional de Vialidad para su utilización en nuestro país, cuyos resultados han sido verificados por la aplicación del software HEC-HMS desarrollado por el cuerpo de ingenieros de los Estados Unidos. El software utilizado es de muy amplia difusión en nuestro medio y es aplicable a cuencas de diferentes características y dimensiones.

Aplicación del Método Racional Generalizado de la DNV (Ing. Rühle).

Este método permite determinar el derrame máximo superficial de las cuencas imbríferas, y puede ser aplicado a este tipo de cuencas de hasta 2000km² de superficie, longitudes del cauce principal de hasta 100 km y tiempos de concentración de hasta 9 horas, pudiéndose extrapolar este tiempo a 12 horas.

A continuación se describe la metodología utilizada y la forma en que se han adoptado los valores de las diferentes variables intervinientes que permiten determinar los derrames para cada una de las cuencas de aporte. Básicamente el método resuelve la siguiente ecuación:

$$Q \left(\frac{m^3}{s} \right) = \frac{\alpha \cdot \beta \cdot E \cdot M \cdot I}{360} \quad \text{Ec. 8}$$

M = Área de la cuenca hidrográfica en Ha.

E = Coeficiente de Escorrentía de la cuenca.

I = Intensidad media de precipitación en mm/h

α y β son parámetros de reducción por la no uniformidad de la distribución areal de la precipitación y la retención en el cauce respectivamente.

La elección de los coeficientes C, se ha realizado en base a la Tabla 8 diseñada para la aplicación del método. La determinación de su valor, el cual resume las características de la cuenca, requiere conocer o adoptar el tipo de suelo componente, o bien, la mayor o menor permeabilidad de estos. Conocido uno de estos datos, más el tipo de cubierta vegetal, el valor de C se convierte en una función del tiempo de concentración únicamente.

De acuerdo con las conclusiones de Snyder, si se cuenta con cuencas de características similares, en las que caen precipitaciones de la misma intensidad media, a las de mayor tiempo de concentración le corresponde impermeabilidad más elevada (Snyder F.F (1938) *"Synthetic Unit Grapes. Transaction of the American Geophysical Union"*). Esto se observa en los valores de los coeficientes C en la Tabla 8. Los valores de C adoptados en el presente estudio corresponden a suelos bastante permeables y vegetación de tipo rala.

Tipo de cubierta vegetal	Tiempo de concentración tc Horas	Permeabilidad de los Suelos						
		Prácticamente impermeables	Muy poco permeables	Poco permeables	Medianamente permeables	Bastante permeables	Permeables	Muy permeables
		Pavimentos roca viva	Arcillas, rocas descomp.	Loam arcilloso	Loam	Loam limoso Loam arenoso	Suelos limosos y limo-arenosos	Suelos arenosos muy porosos
Valores del Coeficiente "C" (Características de la cuenca)								
Suelos Desnudos	0	0,90	0,82	0,64	0,52	0,32	0,17	0,08
	1	0,90	0,82	0,65	0,53	0,33	0,18	0,09
	2	0,91	0,84	0,70	0,56	0,37	0,23	0,13
	3	0,92	0,85	0,73	0,60	0,45	0,31	0,19
	4	0,93	0,87	0,75	0,64	0,50	0,37	0,27
Vegetación Rala	0		0,74	0,59	0,48	0,30	0,16	0,07
	1		0,75	0,60	0,49	0,31	0,17	0,08
	2		0,79	0,66	0,54	0,35	0,22	0,12
	3		0,82	0,70	0,59	0,43	0,30	0,18
	4		0,84	0,73	0,63	0,49	0,36	0,26
Cultivos (en surcos) monte poco tupido	0		0,60	0,49	0,41	0,27	0,14	
	1		0,62	0,51	0,43	0,29	0,15	
	2		0,70	0,59	0,49	0,34	0,20	
	3		0,77	0,66	0,56	0,42	0,29	
	4		0,82	0,71	0,61	0,48	0,35	
Praderas cesped monte medianamente tupido	0		0,29	0,23	0,18	0,13		
	1		0,39	0,29	0,22	0,15		
	2		0,57	0,45	0,35	0,23		
	3		0,68	0,55	0,44	0,32		
	4		0,75	0,62	0,51	0,39		
Bosques tupidos monte muy tupido	0		0,12	0,10	0,08			
	1		0,23	0,18	0,13			
	2		0,41	0,33	0,25			
	3		0,55	0,46	0,36			
	4		0,64	0,54	0,43			

Tabla 8: Coeficientes (C) Características físicas de la Cuenca

Para el cálculo de intensidad de precipitación caída durante una hora para un intervalo de recurrencia de 25 años, el método propone, en caso de que no se cuente con datos pluviométricos que permitan realizar un estudio hidrológico, un mapa de isohietas, construido por el Servicio Meteorológico Nacional, que se observa en la Figura 28 para la determinación de la intensidad media de precipitación para una hora de duración de la tormenta y recurrencia de 25 años.

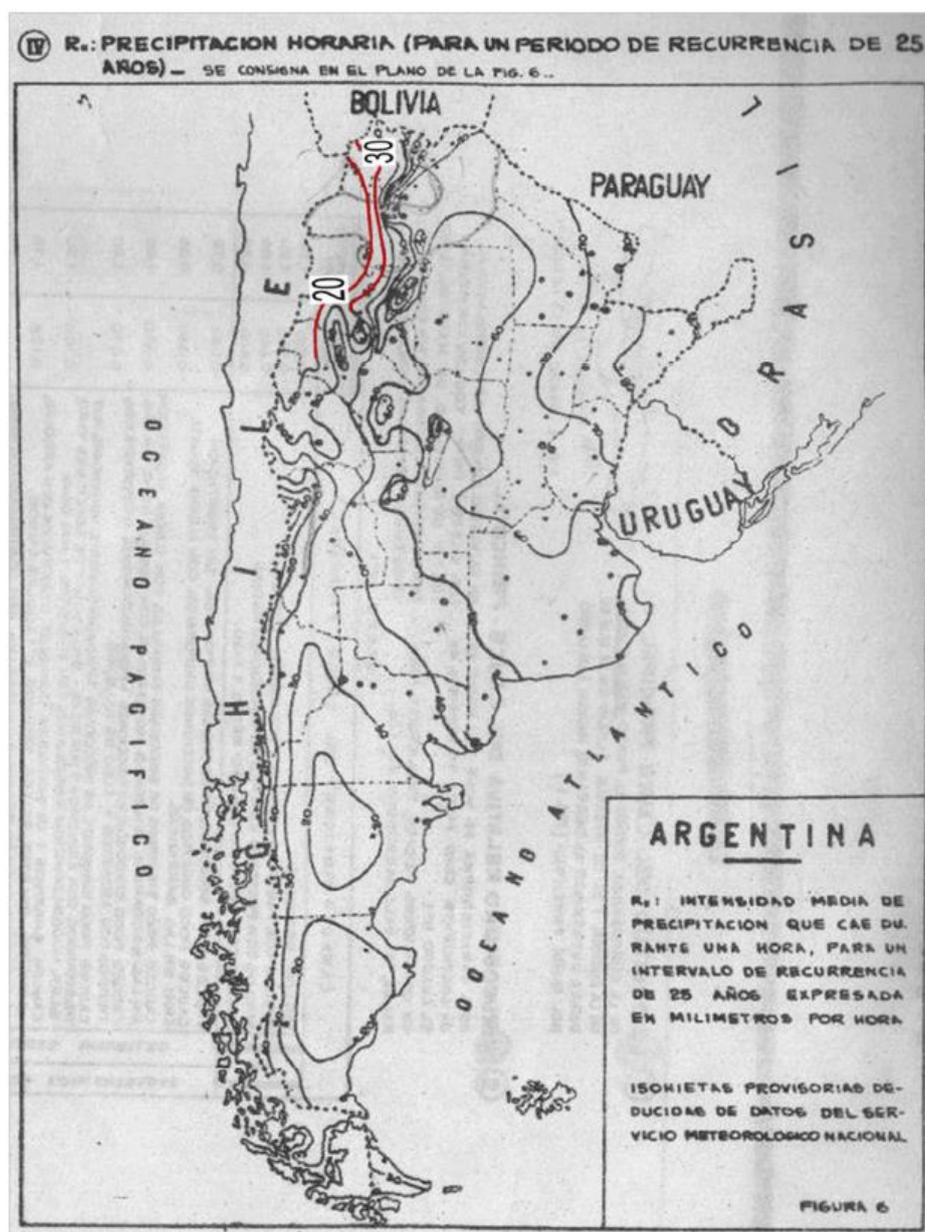


Figura 28: Mapa de Isohietas de la República Argentina para un Tr 25 años

En este caso, las intensidades obtenidas del mapa de isohietas son del mismo orden a las calculadas a través del método de determinación de las IDF. La intensidad aplicada es de 23 mm/h para una hora de duración y 25 años de recurrencia.

La tormenta de proyecto para cada una de las aéreas de aporte se estimó mediante la aplicación de la siguiente ecuación presentada en el libro de Ven Te Chow Hidráulica Aplicada, en función de las características fisiográficas y su incidencia en la función de respuesta hidrológica.

$$R_{25} = \frac{31 \cdot Rh + 0,023 \cdot R_h^{2,295}}{tc^{0,82} + 2,29 + 0,023 \cdot R_h^{1,295}}$$

Tales características se resumen en el tiempo de concentración calculado e indicado para cada cuenca de aporte así como la dimensión de cada una de las cuencas; los parámetros utilizados y los caudales obtenidos se resumen en la Tabla 9

Proyecto Desagüe del Área Atravesada por el Camino
Ruta Nacional N° 40 Tramo San Carlos
Km (4366,24) La Angostura (km 4436.87)

Datos de Entrada							Método Racional Generalizado								
CUENCA	Superficie [km²]	Long. Drenaje [km]	ΔH [m]	Pendiente media [m/m]	Tc		K	T _C Adopt [hs]	R _H [mm/h]	R ₂₅ [mm/h]	Carac. Cuenca(C)	Coef. Esc(E)	α	β	Q _{propio} MRG [m³/s]
					Kirpich [hs]	SCS Lag [hs]									
C01	7.65	9.43	355	0.038	1.3	5.7	1.20	2.00	23.0	13.7	0.35	0.101	1.00	0.90	2.7
C02	3.39	4.55	156	0.034	0.8	3.3	1.20	1.50	23.0	17.0	0.33	0.119	1.00	0.90	1.7
C03	59.17	23.55	1634	0.069	2.1	8.7	1.20	2.50	23.0	11.5	0.39	0.085	0.95	0.90	13.8
C04	1.00	11.1	563	0.051	1.3	5.6	1.20	2.00	23.0	13.7	0.35	0.101	1.00	0.90	0.3
C05	29.14	13.55	612	0.045	1.6	6.9	1.20	2.00	23.0	13.7	0.35	0.101	0.98	0.90	9.9
C06	11.45	4.9	265	0.054	0.7	2.8	1.20	1.00	23.0	23.0	0.31	0.131	0.98	0.90	8.5
C07	275.43	34.3	2098	0.061	3.0	12.5	1.20	3.50	23.0	8.9	0.46	0.101	0.95	0.90	58.4
C08	0.04	0.25	51	0.204	0.0	0.1	1.20	0.50	23.0	37.4	0.31	0.199	1.00	0.90	0.1
C09	0.15	0.61	88	0.144	0.1	0.3	1.20	0.50	23.0	37.4	0.31	0.199	1.00	0.90	0.3
C10	2.28	1.22	109	0.089	0.2	0.7	1.00	0.50	23.0	37.4	0.31	0.199	1.00	0.90	4.2
C11	9.11	5.13	395	0.077	0.6	2.4	1.20	1.00	23.0	23.0	0.31	0.131	0.98	0.90	6.7
C12	8.78	5.25	378	0.072	0.7	2.6	1.20	1.00	23.0	23.0	0.31	0.131	0.98	0.90	6.5
C13	8.27	6.25	389	0.062	0.8	3.2	1.20	1.50	23.0	17.0	0.33	0.119	0.98	0.90	4.1
C14	0.16	0.37	69	0.186	0.1	0.2	1.00	0.50	23.0	37.4	0.31	0.199	1.00	0.90	0.3
C15	9.27	8.13	360	0.044	1.1	4.6	1.20	1.50	23.0	17.0	0.33	0.119	0.98	0.90	4.6
C16	3.97	5.54	237	0.043	0.8	3.5	1.20	1.50	23.0	17.0	0.33	0.119	1.00	0.90	2.0
C17	2.79	3.53	206	0.058	0.5	2.1	1.20	1.00	23.0	23.0	0.31	0.131	1.00	0.90	2.1
C18	0.58	1.12	133	0.119	0.2	0.6	1.20	0.50	23.0	37.4	0.31	0.199	1.00	0.90	1.1
C19	0.77	1.22	119	0.098	0.2	0.7	1.20	0.50	23.0	37.4	0.31	0.199	1.00	0.90	1.4
C20	398.30	46.34	1357	0.029	5.0	23.0	1.20	5.50	23.0	6.2	0.56	0.123	0.95	0.90	71.9
C21	233.65	43.94	1417	0.032	4.6	21.0	1.20	5.00	23.0	6.7	0.54	0.122	0.95	0.90	45.2
C22	1.02	1.28	128	0.100	0.2	0.7	1.20	0.50	23.0	37.4	0.31	0.199	1.00	0.90	1.9
C23	6.89	4.23	293	0.069	0.6	2.2	1.20	1.00	23.0	23.0	0.31	0.131	1.00	0.90	5.2
C24	14.83	7.18	547	0.076	0.8	3.2	1.20	1.50	23.0	17.0	0.33	0.119	0.98	0.90	7.3
C25	0.61	0.88	57	0.065	0.2	0.6	1.20	0.50	23.0	37.4	0.31	0.199	1.00	0.90	1.1
C26	0.36	0.98	74	0.076	0.2	0.7	1.20	0.50	23.0	37.4	0.31	0.199	1.00	0.90	0.7
C27	56.17	18.95	1420	0.075	1.7	7.0	1.20	2.50	23.0	11.5	0.39	0.085	0.95	0.90	13.1
C28	3.04	3.2	325	0.102	0.4	1.5	1.20	1.00	23.0	23.0	0.31	0.131	1.00	0.90	2.3
C29	0.41	1.26	189	0.150	0.2	0.6	1.20	0.50	23.0	37.4	0.31	0.199	1.00	0.90	0.8
C30	0.60	1.07	192	0.179	0.1	0.5	1.20	0.50	23.0	37.4	0.31	0.199	1.00	0.90	1.1
C31	0.41	1.78	235	0.132	0.2	0.8	1.20	0.50	23.0	37.4	0.31	0.199	1.00	0.90	0.8
C32	0.08	0.53	86	0.162	0.1	0.3	1.20	0.50	23.0	37.4	0.31	0.199	1.00	0.90	0.2
C33	0.17	0.3	94	0.313	0.0	0.1	1.20	0.50	23.0	37.4	0.31	0.199	1.00	0.90	0.3
C34	0.09	0.44	61	0.139	0.1	0.3	1.20	0.50	23.0	37.4	0.31	0.199	1.00	0.90	0.2
C35	0.09	0.3	41	0.137	0.1	0.2	1.20	0.50	23.0	37.4	0.31	0.199	1.00	0.90	0.2
C36	0.10	0.82	86	0.105	0.1	0.5	1.20	0.50	23.0	37.4	0.31	0.199	1.00	0.90	0.2

Tabla 9: Cálculo de Caudales por el MRG

Datos de Entrada							Método Racional Generalizado								
CUENCA	Superficie [km ²]	Long. Drenaje [km]	ΔH [m]	Pendiente media [m/m]	Tc		K	Tc _{Adopt} [hs]	R _H [mm/h]	R ₂₅ [mm/h]	Carac. Cuenca(C)	Coef. Esc(E)	α	β	Q _{propio} MRG [m ³ /s]
					Kirpich [hs]	SCS Lag [hs]									
C37	0.27	0.61	74	0.121	0.1	0.4	1.20	0.50	23.0	37.4	0.31	0.199	1.00	0.90	0.5
C38	0.23	0.57	65	0.114	0.1	0.3	1.20	0.50	23.0	37.4	0.31	0.199	1.00	0.90	0.4
C39	1.88	3.32	292	0.088	0.4	1.6	1.20	1.00	23.0	23.0	0.31	0.131	1.00	0.90	1.4
C40	1.73	2.95	256	0.087	0.4	1.5	1.20	1.00	23.0	23.0	0.31	0.131	1.00	0.90	1.3
C41	21.43	7.05	637	0.090	0.8	2.9	1.20	1.00	23.0	23.0	0.31	0.131	0.98	0.90	15.8
C42	0.17	0.48	67	0.140	0.1	0.3	1.20	0.50	23.0	37.4	0.31	0.199	1.00	0.90	0.3
C43	0.10	0.71	70	0.099	0.1	0.4	1.20	0.50	23.0	37.4	0.31	0.199	1.00	0.90	0.2
C44	0.05	0.23	23	0.100	0.1	0.2	1.20	0.50	23.0	37.4	0.31	0.199	1.00	0.90	0.1
C45	0.09	0.25	44	0.176	0.0	0.1	1.20	0.50	23.0	37.4	0.31	0.199	1.00	0.90	0.2
C46	0.22	2.22	117	0.053	0.4	1.5	1.20	1.00	23.0	23.0	0.31	0.131	1.00	0.90	0.2
CRAng	2852.53	96.05	2405	0.025	9.2	44.5	1.20	9.00	23.0	4.2	0.65	0.156	0.75	0.90	349.2
C47	2.71	2.13	111	0.052	0.4	1.5	1.20	1.00	23.0	23.0	0.31	0.131	1.00	0.90	2.0
C48	22.95	3.07	470	0.153	0.3	1.1	1.20	0.50	23.0	37.4	0.31	0.199	0.95	0.90	40.7
C49	239.00	21.97	1258	0.057	2.2	9.0	1.20	2.50	23.0	11.5	0.39	0.085	0.90	0.90	52.9

Tabla 10: Cálculo de Caudales por el MRG (Continuación)

Aplicación del Software Computacional HEC-HMS

Los modelos hidrológicos de transformación *lluvia-escorrentía* utilizan una combinación entre una Función de Producción y una Función de Transferencia.

La **Función de Producción** define el porcentaje de la precipitación total que escurre superficialmente, es decir, determina la lámina efectiva. Existen diversos métodos para calcular esta precipitación efectiva, por ejemplo, el método del Índice Φ, Horton, Green y Ampt, SCS-CN.

En el presente trabajo se ha adoptado el muy difundido método del SCS-CN para determinar la precipitación efectiva. Este método utiliza la siguiente formulación para estimar las abstracciones iniciales:

$$I_a = 0,2 \cdot \left(\frac{25400}{CN} - 254 \right) \quad \text{Ec. 10}$$

y con ella la precipitación efectiva:

Ec. 11

$$P_e = \frac{(P - 0,04 \cdot S)^2}{P + 0,16 \cdot S}$$

Donde CN es el Número de Curva del gráfico P-Pe de solución de estas ecuaciones para diferentes cuencas estudiadas por el SCS, el cual se establece en función de las características fisiográficas de la cuenca (Ven Te Chow (1994) "*Hidrología Aplicada*" Mc Graw-Hill).

Los números de curva han sido tabulados por el Soil Conservation Service con base en el tipo de suelo y el uso de la tierra. Se definen cuatro grupos de suelos:

Grupo A: Arenas profundas, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.

Grupo B: Suelos poco profundos depositados por el viento, marga arenosa.

Grupo C: Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcilla.

Grupo D: Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

Los valores de CN para varios tipos de uso de suelo de la tierra en estos tipos de suelos se dan en la Tabla 11

Para el presente proyecto, las hipótesis que han sido adoptadas son:

- 1) Cuencas con vegetación del tipo arbustiva.
- 2) Suelo del grupo C, y Uso de la tierra de tipo bosques.
- 3) Suelo en condiciones antecedentes de humedad normales (AMC II) en el momento en que ocurre la precipitación de proyecto:

Se ha utilizado valores de CN de 70 de acuerdo con los antecedentes estudiados y las características del suelo señaladas anteriormente.

Los hietogramas de precipitaciones totales para cada duración de tormenta, utilizados como entrada al modelo, se derivan de la curva IDF y se construyen siguiendo el Método del Bloque Alterno.

A continuación se muestran los hietogramas de duración de 1 hora obtenidos para recurrencias de 25 años y 50 años.

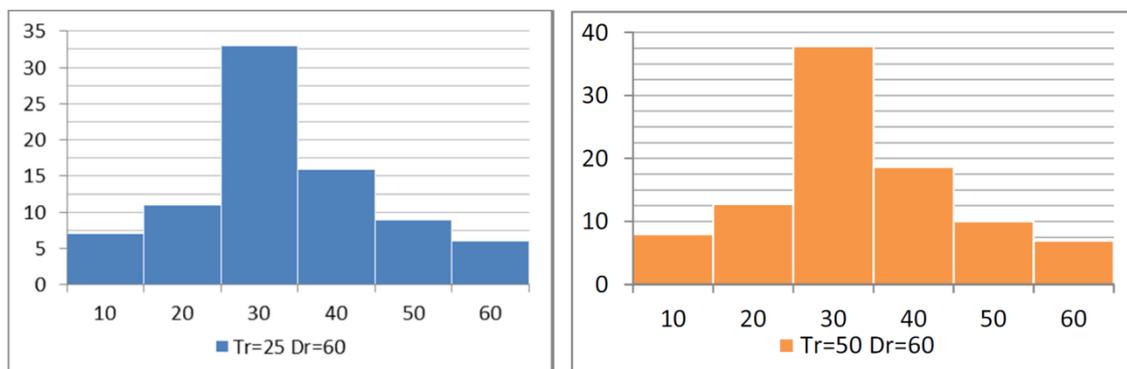


Figura 29: Hietogramas de 1h de duración

La **Función de Transferencia** define la manera en que se traslada el flujo que escurre superficialmente a través de la cuenca, es decir, determina el hidrograma a la salida de la cuenca, provocado por el escurrimiento de la precipitación efectiva.

En este caso como se trata de un proceso de simulación discreta, el concepto de transformación de lluvia-escorrentía se aplica mediante la metodología del Hidrograma Unitario; asumiéndose como modelo de transformación el correspondiente al Hidrograma Unitario del SCS.

Este sistema de modelación hidrológica se diseñó para simular los procesos de precipitación – escurrimiento en cuencas hidrográficas. Ha sido diseñado para ser aplicado en un amplio rango de áreas geográficas. El programa trabaja bajo un sistema completamente integrado, que incluye una base de datos, utilidades para la entrada de datos, la herramienta computacional, y las herramientas de reporte de resultados. Una interface gráfica permite al usuario manejarse con libertad entre las diferentes partes del programa.

El programa posee, además, histogramas sintéticos que permiten utilizar el método del Hidrograma Adimensional SCS fijando únicamente el parámetro de Tlag.

A continuación se muestra en la Figura 30 a modo de ejemplo la salida que arroja el software cuando se modela la Cuenca 27.

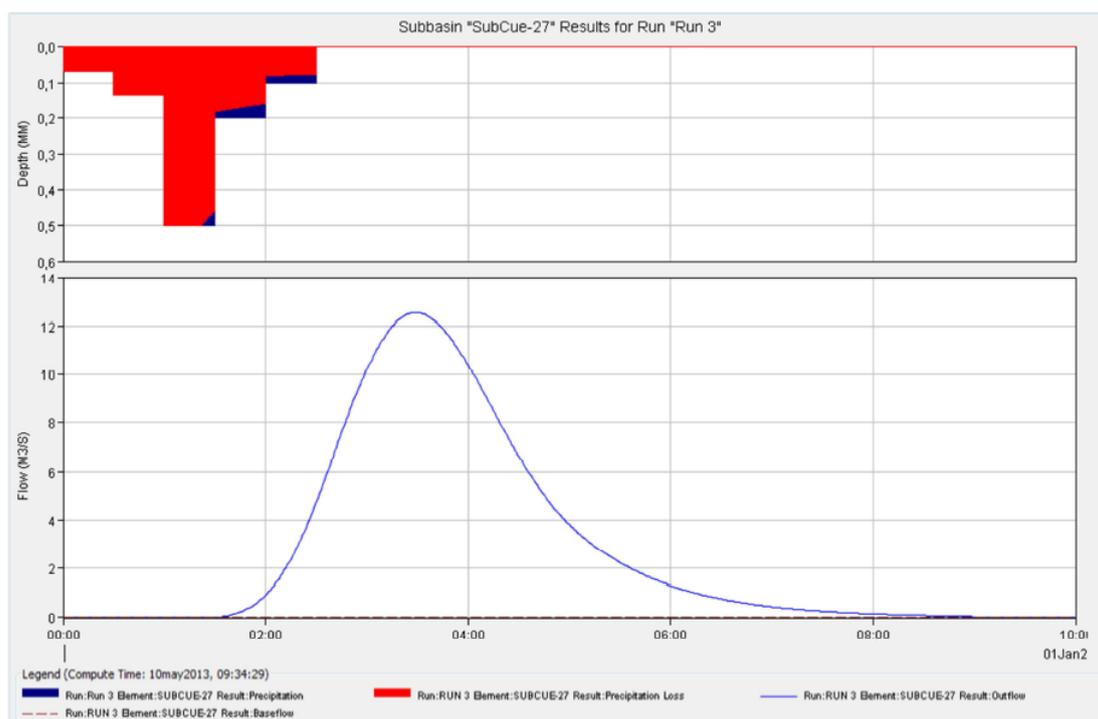


Figura 30: Hidrograma de la cuenca 27

2.3.6 Conclusiones de los caudales de diseño

Comparando los caudales obtenidos por el MRG y por el programa computacional HEC-HMS, para la Cuenca 27 se obtienen valores parecidos, que ronda los 13 m³/s, igualmente para los valores de caudales para las demás cuencas las diferencia entre los valores se mantienen en un rango de diferencia del 30%. Por lo que el criterio a seguir es tomar los valores máximos de los dos métodos de cálculo.

3 ESTUDIO HIDRAULICO

3.1 INTRODUCCION

El sistema de drenaje es el conjunto de obras que sirven para captar, conducir y alejar del camino el agua que puede causarle problemas. Durante la construcción como en la operación del mismo, se modifican las condiciones de escurrimiento en las zonas que atraviesa, causando problemas de erosión, depósitos, inundaciones, etc. Cabe destacar que una vez construido el camino, al producirse la tormenta de diseño, el agua tiende a infiltrarse en el talud y por debajo de este, aguas arriba del camino y a aflorar por el mismo aguas abajo dañando su estabilidad.

El estudio del drenaje debe iniciarse desde la elección de la traza de ruta para la cual se deberá elegir la zona que provoque menos problemas de escurrimiento entre varios aspectos hasta la evaluación hidráulica y económica final que determinará la opción a seguir

3.2 CLASIFICACIÓN DE DRENAJE

El drenaje de un camino se lo clasifica en superficial y subterráneo. El drenaje superficial se lo clasifica según la posición que las obras guardan al respecto del eje de camino, longitudinal y transversal.

3.2.1 Drenaje Longitudinal

El drenaje longitudinal tiene como objeto la captación del escurrimiento y conducirlo hacia los puntos u obras de descarga para evitar que llegue al camino. Los tipos de obras de este tipo de drenaje longitudinal son:

- Cunetas: Son canales que se construyen a los lados del camino los cuales captan y conducen el agua que escurre desde el coronamiento y de las laderas hacia un cruce transversal.

- Cunetas de guardia: Son zanjas que se construyen aguas arriba de los contrataludes con el fin de interceptar el agua que escurre desde las laderas.
- Canales de encauzamiento: Se los construye en terrenos planos donde el escurrimiento es del tipo torrencial sin cauces definidos.
- Bombeo: Pendiente del coronamiento, calzada y banquina del camino que permite darle salida al agua que cae sobre el mismo.

3.2.2 Drenaje Transversal

El drenaje transversal es el que permite dar el paso al agua que cruza de un lado a otro del camino. Se pueden mencionar en este tipo de drenaje las alcantarillas (tipo tubos, losas, cajones, bóvedas), badenes, sifones invertidos para el caso de cruces sobre canales de riego y puentes.

En este informe se expondrá el análisis del uso alternativo de este tipo de drenaje, más particularmente, vados, alcantarilla vado, bóvedas y arcos rebajados.

Las obras de drenaje transversal se dividen en drenaje mayor y drenaje menor, según la dimensión de la luz. El drenaje mayor es el que se requiere para luces mayores de seis metros (Puentes) y las obras de drenaje menor se denominan alcantarillas.

3.3 VADOS Y ALCANTARILLA VADO, TIPOS Y USOS

El siguiente tema se encara a través de la investigación llevada a cabo por el Departamento de Ingeniería Civil y Construcciones de la Universidad Estatal de Iowa, Estados Unidos.

3.3.1 Vados y Puente-Vados

Los vados, o badenes como se les suele llamar, pueden ofrecer una alternativa satisfactoria al uso de alcantarillas y de puentes para el cruce de arroyos en caminos de bajo volumen de tránsito, donde la mayor parte de año el rio permanece seco y posee una profundidad de flujo normal relativamente bajo (Figura 31). Cuando se inunda interrumpe el tránsito, pero se diseña para permitir el cruce con un tirante sobre el mismo menor o igual a 15 cm.



Figura 31: Vado de losa de hormigón en camino rural

Son utilizados con frecuencia para los flujos intermitentes o efímeros. Para una corriente perenne, es necesario determinar la profundidad de flujo asociado con descarga diseño, Q_e . La profundidad probable del agua puede ser determinada por la observación en el sitio durante un período largo (por lo menos un año o preferiblemente de 5 años), o mediante la realización de análisis hidrológico e hidráulico, como se describe en este trabajo.

La profundidad máxima permisible de flujo sobre badenes es de 15 cm (Looschen y Coy, 1982; Motayed et al, 1983.). Se acepta la utilización de un badén solamente si la profundidad del agua probable sobre el mismo es menor o igual a 15 cm durante el período deseable de años. Si la profundidad calculada de flujo sobre el vado es superior a 15 cm, se debe considerar la construcción de una alcantarilla vado.

Al permitir el paso de vehículos con agua sobre calzada (menor a 15 cm) se debe considerar el riesgo de accidentes por hidropneumático. Como para este caso la categoría del camino varía de III a IV (Vel. Directriz de 60 km/h y 40 km/h para caminos montañosos respectivamente) no se podrán colocar vados en tramos rectos largos y en lugares sin sobrepaso debido a los requerimientos mínimos de sobrepaso. En los tramos donde se coloquen vados se señalará con dispositivos de señalización vertical y horizontal indicando en cruce por vado y la reducción de velocidad en días lluviosos.

Los materiales comúnmente usados en la construcción de badenes son la piedra y hormigón, pueden construirse badenes de piedra acomodada y hormigón que forman parte de la superficie de rodadura de la carretera y también con paños de losas de hormigón armado.

Se debe contemplar la construcción de obras de protección contra la socavación y uñas de cimentación en la entrada y salida, así como también losas de aproximación

en la entrada y salida del badén. Estas losas de aproximación permiten el ingreso y egreso del badén sin cambios bruscos de pendiente, no construir vados muy largos debido a su costo de construcción y el de proveer una solución al escalonamiento debido a un descenso diferencial de la losa del vado respecto al pavimento flexible por comportarse los dos de manera diferentes.

Dependiendo del tipo de material de arrastre que transporte el curso natural donde se ubicará el badén, se pueden adoptar diseños mixtos, es decir alcantarilla vado (ver Figura 32), que permitan evacuar flujos menores en épocas de estiaje y a su vez flujos de materiales sólidos en períodos extraordinarios, sin embargo, estos diseños deben ser estudiados minuciosamente para poder ser empleados, mediante un estudio integral de la cuenca que drenará el vado, ya que el material transportado puede originar represamientos, poniendo en riesgo su estabilidad y permanencia debido a la obstrucción de las alcantarillas que provoca un empuje hidráulico mayor en la estructura.

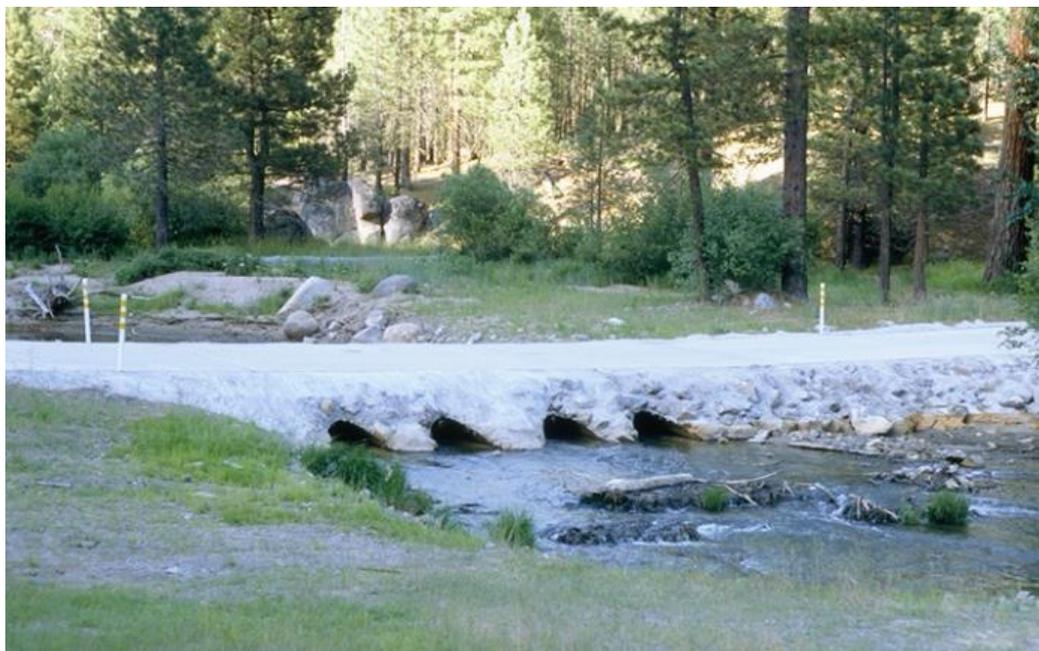


Figura 32: Alcantarilla vado en cruce de arroyo

A continuación se muestra los tipos de estructuras, su forma y criterio de funcionamiento según la altura del flujo sobre el vado, estructura y protección.

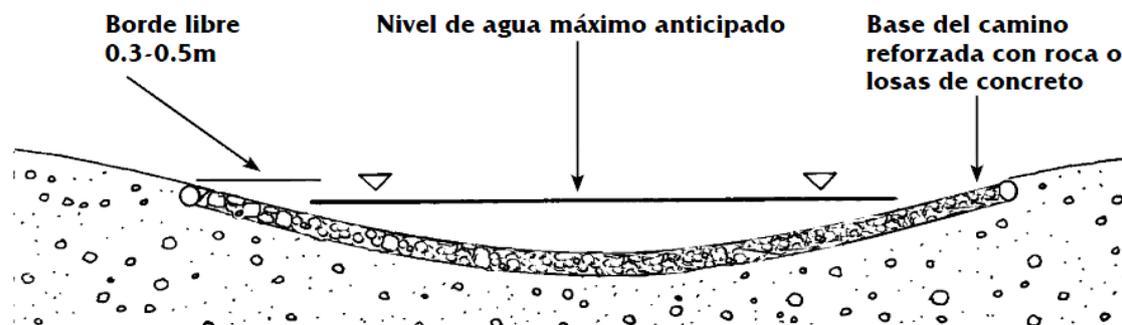


Figura 33: Cruce de vado con la base del camino reforzada con roca o concreto

En la Figura 33 se puede observar la estructura de un vado simple, el cual se construye sobre el cauce del arroyo con una base que puede ser de roca del lugar compactada, o con una losa de hormigón, extendiendo el vado una distancia desde sus bordes equivalente a una altura entre 30 cm y 50 cm como protección frente a crecidas mayores a fin de evitar destrucción del mismo

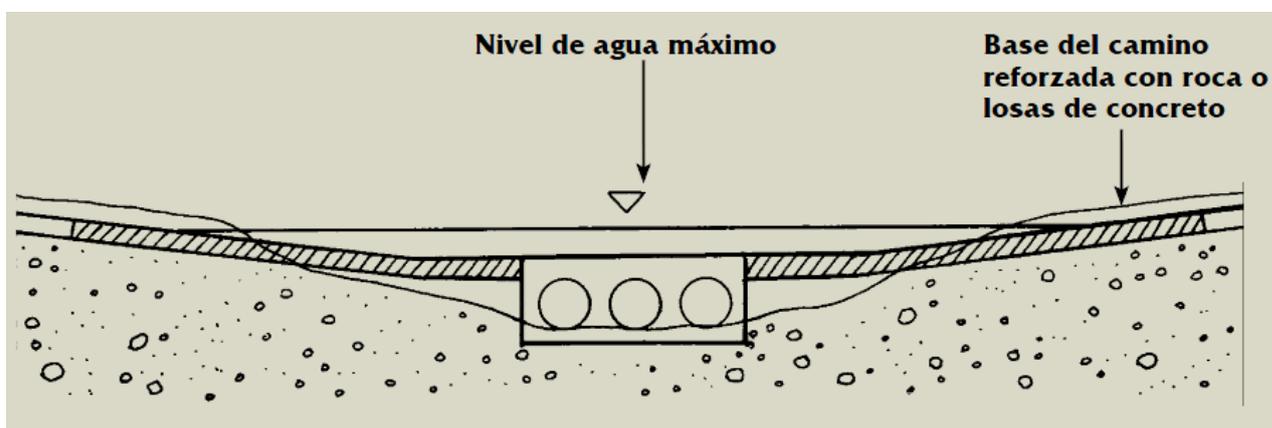


Figura 34: Vado mejorado con alcantarillas de tubos en un cauce ancho con poca profundidad

La Figura 34 muestra un cruce con alcantarilla vado para un cauce poco profundo, esto se puede realizar con alcantarillas de caño corrugado o de hormigón, sobre estos se construye una losa de hormigón la que se extiende desde sus extremos una

distancia igual a una altura entre 30 cm, a 50 cm al igual que para el vado simple.

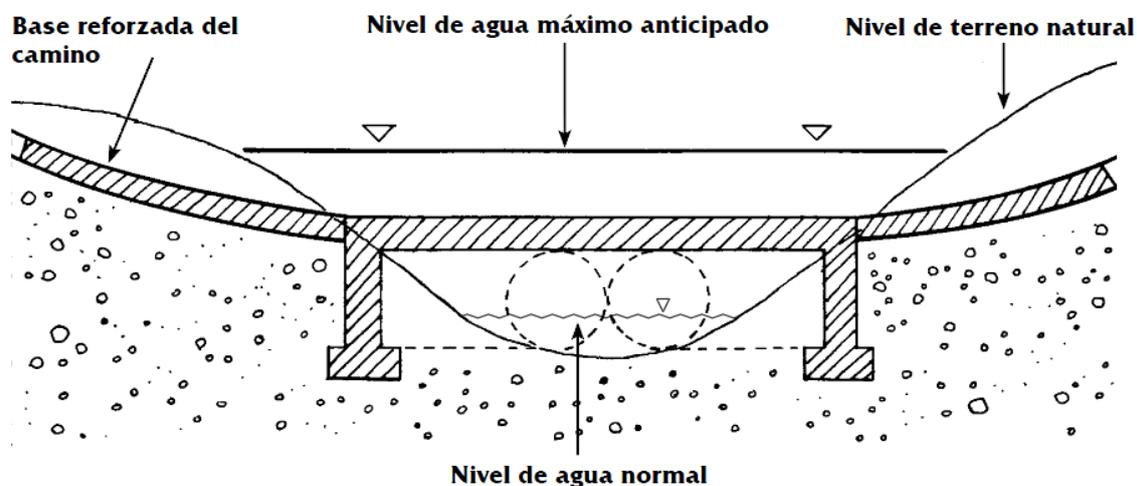


Figura 35: Vado con alcantarillas de tubos o de cajones de concreto en un cauce profundo.

En la Figura 35 se muestra la estructura de una alcantarilla vado cuando el cauce del arroyo es profundo. En este caso se construye un cajón de hormigón alrededor de las alcantarillas para elevar la cota del vado permitir así el cruce del camino sin un cambio de pendiente abrupto.

Se puede mencionar las ventajas y desventajas de usar vados y alcantarillas vados en reemplazo de alcantarillas o puentes. En la Tabla se mencionan algunas ventajas y desventajas.

VADOS Y ALCANTARILLAS VADO

VENTAJAS

- La ventaja principal es que un vado generalmente no es susceptible a obstruirse con escombros o con vegetación como sucede con una alcantarilla de tubo.
- En gral. los vados son estructuras menos costosas que las grandes alcantarillas o puentes. Pueden resultar inicialmente más costosos que las alcantarillas pero se necesitará menos relleno en el cauce y pueden dejar pasar un mayor caudal.
- Los vados con alcantarillas se pueden usar para desalojar flujos en estiaje y para mantener a los vehículos fuera del agua.
- Las estructuras se pueden diseñar como vertederos de cresta ancha que pueden dejar pasar un gran caudal de agua por encima del vado.
- Un pequeño aumento del tirante por encima del vado incrementa de manera importante la capacidad. Los vados pueden ser más indulgentes permitiendo más incertidumbre en el caudal de diseño, por lo que son ideales como obras de drenaje con características de flujos desconocidos.

DESVENTAJAS

Las estructuras tipo vado implican ciertos retrasos periódicos u ocasionales en el tránsito durante periodos de alto caudal.

-La configuración no se adapta fácilmente a desagües o arroyos profundos en el terreno para los cuales se necesitaría rellenos de gran altura.

-Debido a que la geometría de la estructura implica una depresión en la superficie y retrasos periódicos, en general no son recomendables para caminos de mucho tránsito no de alta velocidad.

-Los vados con alcantarillas pueden represar los arrastres en el cauce de un arroyo y ocasionar la obstrucción de la alcantarilla, lo cual implica mantenimiento y origina otros ajustes en el cauce.

-El cruce de la estructura puede ser peligroso durante periodos de gran caudal.

3.3.2 Diseño Hidráulico

Los vados son estructuras de control que permiten el paso de agua, estos se pueden diseñar como canal a superficie libre con sección triangular o trapezoidal, o como vertederos de cresta ancha. En la bibliografía se encuentra estos dos tipos de cálculos con sus justificaciones. En este trabajo se adoptó el diseño como vertedero de cresta ancha según lo hace el Departamento de Ingeniería Civil y Construcciones de la Universidad Estatal de Iowa. Cabe aclarar que se realizó una comparación de resultados diseñando un badén como canal a superficie libre y como vertedero de cresta ancha tomando como criterio de diseño aquel método que arroja dimensiones

mayores para estar del lado de la seguridad.

El diseño del badén como canal a superficie libre se basa en la Ecuación de Manning:

$$Q = \frac{A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n} \quad \text{Ec. 12}$$

Siendo:

Q : Caudal en m³/s.

n : Coeficiente de rugosidad de Manning que depende de la superficie del fondo del canal.

A : Área de la sección transversal en m².

P : Perímetro mojado de la sección transversal en m.

R : Radio hidráulico dado por A/P en m.

S : Pendiente del fondo del canal en m/m.

La sección puede ser triangular o trapezoidal según se muestra en las Figura 36 y Figura 37.

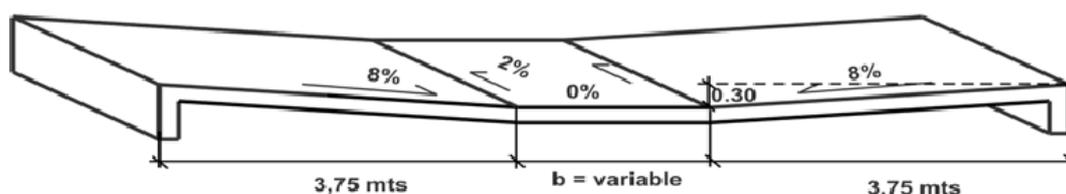


Figura 36: Vado sección trapezoidal con valores aproximados.

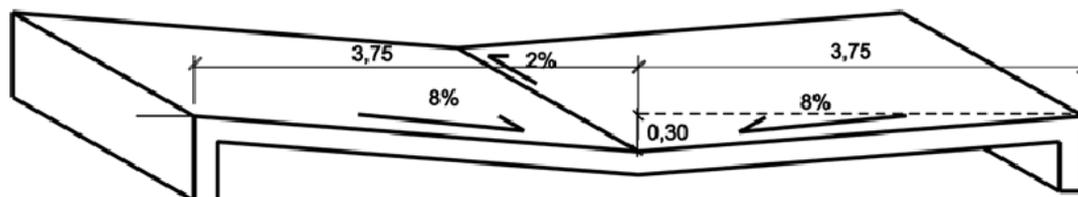


Figura 37: Vado sección triangular con valores aproximados

Al igual que el triangular el badén trapezoidal se analiza como un canal abierto, el cálculo del caudal máximo se hace por medio de la ecuación de Manning cambiando solamente los parámetros para un trapecio A, P y R. Se adopta la forma trapezoidal cuando se necesite aumentar el caudal cuando la forma triangular es insuficiente.

Cuando el caudal de la cuenca es mayor al que eroga el badén trapezoidal y por razones geométricas o cuando las dimensiones son muy grandes o cuando el tirante por encima de la rasante supera los 15 cm, se adopta la alcantarilla vado que no es más que la colocación de alcantarillas por debajo del vado, su cálculo se realiza de la siguiente forma.

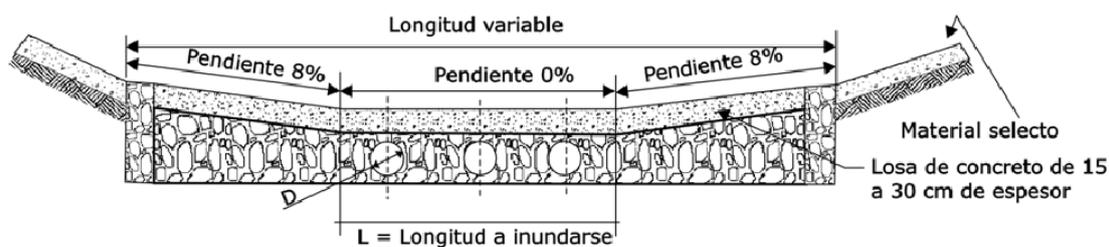


Figura 38: Alcantarilla vado con alcantarillas circular y valores aproximados

En la Figura 38 se observa la estructura de una alcantarilla vado y los elementos a diseñar como el diámetro de las alcantarillas, longitud del vado y pendientes de ingreso y egreso al mismo.

En la alcantarilla vado se combinan el trabajo de los tubos como alcantarillas comunes y el agua que no puede ser evacuado por la tubería pasa encima de la carretera la que funcione como un vertedero de cresta ancha.

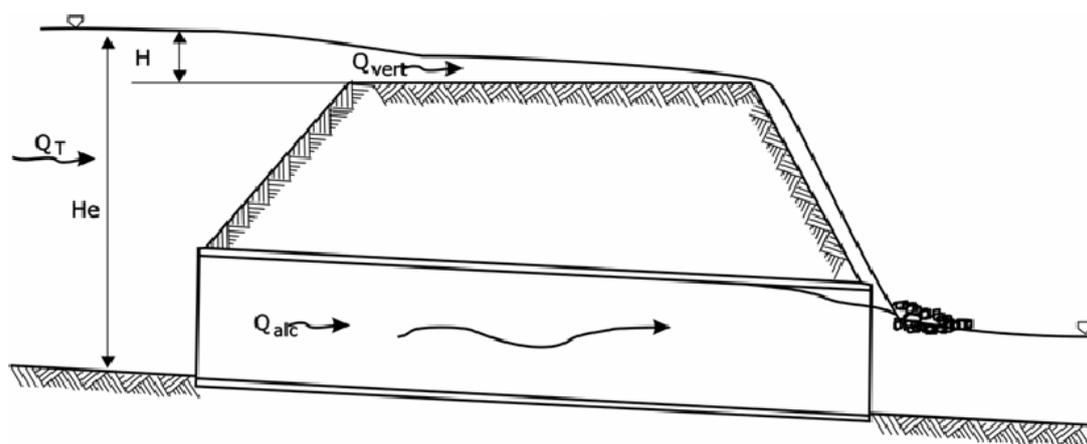


Figura 39: Corte de puente vado

Se determina el caudal de diseño Q_d mediante el estudio hidrológico. El caudal total Q_t que drenará el vado será el caudal evacuado por las alcantarillas Q_{alc} más el caudal del vertedero Q_{vert} .

$$Q_t = Q_{alc} + Q_{vert} \quad \text{Ec. 13}$$

Se fija que la altura de la lámina sobre la calzada ni debe superar los 15 cm, con este criterio se dimensiona las alcantarillas y se determina el caudal que erogan por medio de ábacos.

El caudal del vertedero se calcula según la ecuación de vertedero de cresta ancha.

$$Q_{vert} = C \cdot L \cdot H^{3/2} \quad \text{Ec. 14}$$

Siendo:

C: Coeficiente 1,71 utilizando el sistema internacional.

L: Longitud del ancho del vertedero en m

H: Altura de la lámina de agua sobre el vertedero en m.

En este trabajo la fórmula utilizada para el cálculo de los vados es la de vertedero de

cresta ancha en unidades inglesas utilizada por el Departamento de Ingeniería Civil y Construcciones de la Universidad Estatal de Iowa la cual surge de las mediciones en vados por más de 5 años. Los valores recopilados permitieron ajustar la ecuación empírica mejorando la predicción del caudal y de las dimensiones de los mismos, a continuación se transcribe la obtención de la formula con la cual se calculara los vados.

La determinación de la profundidad de flujo sobre el vado h , como se ve en la Figura se logra a partir de la ecuación empírica para un vertedero de cresta ancha como se muestra a continuación (Rossmiller et al, 1984).

$$H = 0,389 \cdot Q_e^{0,599} \cdot L^{-0,493} \quad \text{Ec. 15}$$

Despejando el caudal se obtiene la ecuación de cálculo:

$$Q = 4,83 \cdot L^{0,823} \cdot H^{1,67} \quad \text{Ec. 16}$$

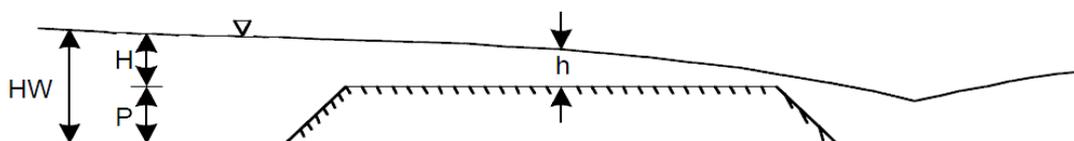


Figura 40: Corte de un vado

donde L es la longitud de vado normal al flujo (pies), Q_e descarga de diseño de análisis hidrológico medido en las unidades inglesas [cfs] “cubic feet per second”. La ecuación (15) se puede utilizar para calcular la profundidad del agua sobre el vado para un caudal de diseño dado y una longitud determinada del vado, normal al flujo. P es la altura del vado por encima del cauce. De acuerdo con los experimentos de laboratorio realizados por Rossmiller et al. (1984), P no afecta significativamente la relación de descarga profundidad. Por lo tanto, P es un parámetro de diseño flexible.

Sin embargo, la altura del vado no debe exceder de 4 pies (1,20 m) con el fin de cumplir con el requisito para el paso de peces según lo recomendado por el Departamento de Recursos Naturales de Iowa. Se recomienda un intervalo de 2 a 4 pies (0,60-1,20 m) para P.

3.3.3 Comparación de cálculo

Como se mencionó anteriormente existen dos formas de calcular un vado según si se lo considera un canal o un vertedero de cresta ancha. En este trabajo se consideró que a un vado no se lo puede considerar como un canal puesto que las fórmulas que se utilizan consideran un flujo estable, y para conseguir un tirante normal se necesita de una longitud de canal apreciable, visto que el vado posee un ancho un poco mayor al del coronamiento de la calzada se descarta esta manera de cálculo aunque dé longitudes mayores que para el caso de vertedero de cresta ancha.

Por lo que en este trabajo se considera al vado como un vertedero de cresta ancha. Para su cálculo se toma valores de caudales para un periodo de retorno de 10 años, los cuales, debido al poco escurrimiento de las cuencas de la ruta analizada dan muy bajos y por lo tanto vados desde el punto de vista constructivos impracticables. Por lo que se tomaron los valores de caudales para un periodo de retorno de 25 años.

Según Bazin, la fórmula del gasto para un vertedero en el sistema métrico es

$$Q = 1,71 \cdot L \cdot H^{3/2} [m^3/s] \quad \text{Ec. 17}$$

y como se vio, la fórmula en el sistema inglés corregida es la Ec. 16

$$Q = 4,83 \cdot L^{0.823} \cdot H^{1.67} [cfs]$$

A continuación se calcula la longitud del vado para la progresiva 2+229,00 de la sección 1 para un $Q_{25}=2,4 \text{ m}^3/\text{s}$ haciendo una comparación de resultados con las

ecuaciones 16 y 17 respectivamente:

Badén	Prog.	Qd ₂₅ [m ³ /s]	C	y _n [m]	Lcalc [m]	Ladop [m]
5	2+290,00	0,62	1,71	0,15	6,24	7,00

Tabla 12: Valores de L utilizando la ec. 16

Badén	Prog.	Qd ₂₅		C	y _n [ft]	Lcalc [ft]	Ladop	
		[m ³ /s]	[cfs]				[ft]	[m]
5	2+290,00	0,62	21,96	4,83	0,49	26,56	27,00	8,23

Tabla 13: Valores de L utilizando la ec. 17

En los resultados anteriores se observa que la longitud transversal al flujo es mayor utilizando la fórmula 17. Recordando que esta fórmula está corregida empíricamente según los relevamientos de varios vados en el estado de Iowa por lo que los resultados nos dan mayor seguridad, por lo que se adopta esa fórmula para el cálculo.

4 DISEÑO HIDRAULICO

4.1 ANALISIS Y EVALUACION DE ESTRUCTURA DE CRUCE

En esta etapa de diseño se respetan la ubicación según progresiva de los cruces de cada cuenca según se determinó inicialmente en la primera propuesta de drenaje con alcantarillas tipos O-41211-I, A-82 y Z-2916-I según la DNV.

A partir de esta información, se realiza el análisis de factibilidad según tres tipos de criterios, hidráulico, geométrico y económico para la utilización de vados, alcantarilla vado o en su defecto de alcantarillado.

Antes de este análisis se predetermina el tipo de cruce a utilizar en cada caso debido a condiciones topográficas, geometría de la traza, condiciones hidráulicas y de sedimentos los cuales lleva a descartar el uso de vados y optar por alcantarilla vado o alcantarillas Este es el caso de cruces de ríos de gran caudal, grandes cauces de ríos con flujo ramificado y la existencia de probabilidad de que todo el flujo pase por uno de ellos, debiéndose prever y disponer de elementos de encauzamiento, ubicación de un vado en curva vertical de gran pendiente, proximidad de ingresos a propiedad privada lo que no permite la modificación de la rasante, cauces encajonados que imposibilitan el descenso de la rasante con pendientes bajas, y mantener longitudes de sobrepaso que se exige en pliego de licitación, que según la DNV se exige una longitud mínima de sobrepaso igual al 20% de la longitud total de la traza por estar ubicada en una zona montañosa.

El criterio hidráulico se establece según la capacidad de erogación que tengan los vados el cual debe ser mayor al caudal que pasa por ese cruce para un $T_r=25$ años.

El criterio geométrico, el más restrictivo, establece medidas mínimas y máximas en la longitud del vado, los cuales están condicionados a la topografía del camino y por

sobre todo al diseño geométrico respetándose longitudes mínimas de sobrepaso requeridas según especificaciones del pliego. Este criterio requiere la colaboración del área vial en el análisis geométrico de la traza.

El criterio económico surge de una comparación de costos entre vado y alcantarilla vado y alcantarilla de metal corrugado galvanizado. El análisis económico se limita a dar como resultado un valor porcentual global sobre la sección analizada de comparación de costos entre las alternativas propuestas.

4.1.1 Límites de uso de vados, alcantarilla como alternativa.

Para este estudio se toma los caudales de cada cruce para un $Tr=25$ años y se dimensiona los cruces como vados. Se establece como límite máximo de caudal $7 \text{ m}^3/\text{s}$ para que el cruce se diseñe como vado puesto que para este caudal y prefijando una altura máxima del pelo de agua sobre calzada no mayor a 15 cm la longitud del vado es mayor a 150 mts. Este es un límite de diseño que surge de un análisis preliminar diseñando a todos los cruces como vados donde se observaron longitudes excesivas de vados, por lo que se fijó ese límite de caudal. Para caudales mayores se diseña al cruce como puente-vado. Se fija una longitud mínima de vado en 12 mts por cuestiones de diseño geométrico y económico. Existen excepciones donde se considera la utilización de alcantarilla por bajos caudales, gran diferencia entre el terreno natural y rasante, cruce sobre una curva vertical, imposibilidad de cambio en la rasante por presencia de ingreso a propiedad privada.

Para estos cruces se diseñan las alcantarillas en chapa galvanizada corrugada, con secciones circulares, bóveda caño y bóveda.

A continuación se hace una descripción de cada caso, se analiza y se justifica el uso de alcantarilla. Toda la información se la ordena en la Tabla 14

Alcantarilla	Prog.	Condiciones
7	2+960,00	Mantener longitud de sobrepaso
10	3+700,00	Sobre curva vertical; se mantiene longitud de sobrepaso
11	4+330,00	Tapada > 4mts; pendiente 4% sobre curva vertical
18	7+790,00	Tapada 5mts; topografía abrupta; se requiere mucha excavación
19	8+025,00	Sobre acceso a propiedad privada, no se puede modificar rasante
24	11+060,00	Entre acceso a propiedad privada; no se puede modificar rasante
26	12+810,00	Sobre acceso a propiedad privada, no se puede modificar rasante
27	13+150,00	Sobre acceso a propiedad privada, no se puede modificar rasante
33	14+980,00	Sobre acceso a propiedad privada, no se puede modificar rasante
42	17+750,00	Sobre curva vertical; se mantiene longitud de sobrepaso
43	18+095,00	Cauce "encajonado"; tapada 3mts; se mantiene longitud de sobrepaso
45	18+975,00	Tapada 4 mts, topografía abrupta; se pierde visibilidad de ruta
51	20+545,00	Sobre curva vertical; se mantiene longitud de sobrepaso
52	20+820,00	Sobre curva vertical; se mantiene longitud de sobrepaso
53	20+895,00	Sobre curva vertical; se mantiene longitud de sobrepaso
56	22+035,00	Sobre acceso a propiedad privada, no se puede modificar rasante
57	22+235,00	Mantener longitud de sobrepaso
59	23+215,00	Sobre acceso a propiedad privada, no se puede modificar rasante
60	23+360,00	Tapada 5mts, cerca a acceso a propiedad privada
96	33+370,00	Sobre acceso a propiedad privada, no se puede modificar rasante

Tabla 14: Cruces donde se proyecta solo alcantarillas

Como se observa en la Tabla 14 para la progresiva 2+960,00 el condicionante es que se debe mantener la longitud de sobrepaso, esto es por la exigencia de parte de la DNV de tener como mínimo un 20% de la longitud total de la traza como longitud de sobrepaso.

4.2 CALCULO DE VADOS, ALCANTARILLA VADO Y ALCANTARILLAS.

En la Tabla 15 se resume los cálculos de vados con la fórmula propuesta en el capítulo 3 ecuación 16, teniendo en cuenta lo expuesto en el punto 4.1.1 sobre caudales máximos para el diseño de cruce con badén con el criterio hidráulico.

Proyecto Desagüe del Área Atravesada por el Camino
Ruta Nacional N° 40 Tramo San Carlos
Km (4366,24) La Angostura (km 4436.87)

Badén	Prog.	Qd ₂₅	y _n	Ladop
		[m ³ /s]	[ft]	[m]
1	0+040,00	1,16	0,49	18,00
2	0+225,00	1,16	0,49	18,00
4	1+925,00	0,47	0,49	12,00
5	2+290,00	0,62	0,49	12,00
6	2+590,00	0,62	0,49	12,00
10	3+700,00	0,45	0,49	12,00
15	6+355,00	0,51	0,49	12,00
16	6+740,00	6,24	0,49	135,00
17	7+293,00	3,17	0,49	60,00
20	8+950,00	3,14	0,49	59,00
21	10+110,00	0,63	0,49	12,00
25	11+400,00	0,01	0,49	12,00
28	14+150,00	1,21	0,49	19,00
29	14+275,00	0,96	0,49	15,00
30	14+470,00	0,28	0,49	12,00
31	14+640,00	0,96	0,49	15,00
32	14+800,00	0,28	0,49	12,00
34	15+670,00	0,28	0,49	12,00
35	15+890,00	1,71	0,49	29,00
36	16+070,00	0,68	0,49	12,00
37	16+180,00	0,68	0,49	12,00
38	16+375,00	3,65	0,49	71,00
39	16+805,00	0,24	0,49	12,00
44	18+840,00	0,15	0,49	12,00
46	19+150,00	0,11	0,49	12,00
47	19+300,00	0,11	0,49	12,00
48	20+045,00	2,20	0,49	39,00
49	20+225,00	1,76	0,49	30,00
50	20+370,00	0,13	0,49	12,00
54	21+360,00	0,24	0,49	12,00
55	21+575,00	3,96	0,49	78,00
58	22+915,00	1,84	0,49	31,00
61	23+580,00	0,25	0,49	12,00
62	24+180,00	0,19	0,49	12,00
63	24+405,00	1,32	0,49	21,00
64	25+100,00	0,30	0,49	12,00
65	25+223,00	0,60	0,49	12,00
69	26+675,00	0,72	0,49	12,00
70	26+950,00	0,72	0,49	12,00
71	27+300,00	0,45	0,49	12,00
84	29+400,00	5,00	0,49	104,00
85	29+680,00	1,28	0,49	20,00
86	29+950,00	0,31	0,49	12,00
87	30+225,00	0,31	0,49	12,00
88	31+708,00	0,38	0,49	12,00
89	31+915,00	4,81	0,49	99,00
90	32+590,00	0,04	0,49	12,00
91	32+890,00	0,06	0,49	12,00

Tabla 15: Dimensionamiento la longitud de los vados

Para el dimensionamiento de las alcantarillas vado primero se realizó un estudio de la capacidad de erogación de las alcantarillas de caño corrugado de sección circular de diferentes diámetros Este estudio se realiza a través del programa computacional HY8, un software libre desarrollado por la U.S. Departament of Transportation, Federal Highway Administration (<http://www.fhwa.dot.gov/>).

Se estableció un criterio para calcular la capacidad de las alcantarillas el cual consiste en suponer una altura de barro de 1 m dentro de la alcantarilla debido a la gran carga de sedimentos que transportan los ríos y arroyos los cuales provoca, según observaciones del lugar en diferentes campañas realizadas, la deposición de sedimentos dentro de las alcantarillas al punto de obstruirlas. En la Tabla 16 se muestra los resultados de los caudales obtenidos para los caños circulares de chapa corrugada del análisis con el programa HY8.

Cota barro	1,00m	0,00m
Diam [m]	Q[m3/s]	Q[m3/s]
1,50	0,60	3,60
1,80	1,30	5,60
2,00	2,40	7,30
2,50	5,90	11,40

Tabla 16: Valores de caudales considerando límites de funcionamiento

Por lo mencionado al respecto de los problemas de sedimentación, es que se toma como diámetro mínimo para alcantarillas circulares 1,50 m para permitir el ingreso de un operario para su limpieza y despeje.

Con estas aclaraciones se muestra en la Tabla 17 el dimensionamiento de las alcantarillas vado.

Badén	Prog.	Qd ₂₅	Qtop ₂₅	Qalc ₂₅			Ladop	Vbadén	Valc
		[m ³ /s]	[m ³ /s]	n° alc	Diam [m]	Terraplen [m]	[m]	[m/s]	[m/s]
16	6+740,00	6,24	5,04	2	1,50	3,10	104,00	0,32	0,34
72	27+690,00	71,94	7,04	11	2,50	2,00	156,00	0,30	1,20
73	27+730,00					2,48			
74	27+775,00					2,52			
75	27+825,00					2,41			
76	27+875,00					1,71			
77	27+925,00					1,54			
78	28+200,00	71,94	7,04	11	2,50	1,59	156,00	0,30	1,20
79	28+240,00					2,20			
80	28+330,00					3,30			
81	28+360,00					2,80			
82	28+390,00					2,55			
83	28+420,00					2,40			
92	32+975,00	7,35	6,15	2	1,50	2,96	133,00	0,31	0,34
93	33+015,00	7,35	6,15	2	1,50	2,40	133,00	0,31	0,34
94	33+070,00					1,80			
95	33+105,00					1,80			

Tabla 17: Dimensionamiento de alcantarilla-vados

Se observa en la Tabla 17 que las alcantarillas vados desde la progresiva 32+975.00 a la 33+105.00 están ubicados sobre un cauce de río el cual presenta un flujo ramificado, pudiendo el mismo cruzar por dos pasos diferentes (ver Figura 41), es así entonces que se diseña ese cruce con dos alcantarillas vados utilizando el caudal total del río previendo así la posibilidad que todo el flujo pase solamente por uno de los vados. Lo mismo ocurre para las PR 27+690,00 a la PR 28+420,00 y se lo diseña siguiendo el mismo criterio (Ver Figura 42).



Figura 41: Cruce PR 32+975.00 a la 33+105.00



Figura 42: Cruce PR 27+690,00 a la PR 28+420,00

Para las demás progresivas en las cuales se prefijo de antemano la utilización de alcantarilla (ver Tabla 18), se presenta a continuación el dimensionamiento de los cruces siguiendo los criterios mencionados para alcantarilla vado resumido.

Alcantarilla	Prog.	n° caños	Diam [m]	terraplen [m]
7	2+960,00	3	1,50	1,73
11	4+330,00	2	1,80	5,40
18	7+790,00	3	1,50	4,90
19	8+025,00	2	1,80	1,17
24	11+060,00	2	1,50	2,45
26	12+810,00	4	1,50	1,90
27	13+150,00	2	1,80	3,22
33	14+980,00	2	1,80	3,79
42	17+750,00	8	2,50	4,74
43	18+095,00	4	2,50	2,88
45	18+975,00	3	1,80	3,88
51	20+545,00	2	1,80	3,60
52	20+820,00	2	1,80	3,79
53	20+895,00	2	1,80	2,95
56	22+035,00	2	1,80	3,00
57	22+235,00	2	1,80	5,70
59	23+215,00	2	1,80	1,30
60	23+360,00	2	2,00	5,00
96	33+370,00	2	1,50	3,11

Tabla 18: Dimensionamiento de cruces con alcantarillas de chapa

4.3 ANALISIS COMPARATIVO DE ALTERNATIVA

Se toma como ejemplo del procedimiento de cálculo el cruce ubicado en la PR 6+740,00 en la desembocadura del A° El Desarenador sobre el Río Calchaquí como se observa en la Figura 43. Este cruce no presenta ninguna restricción para el uso de vado por lo que se puede plantear los tres tipos de estructuras antes calculadas todo esto como alternativa a una alcantarilla rectangular de hormigón según plano tipo O-41211-I de la DNV.

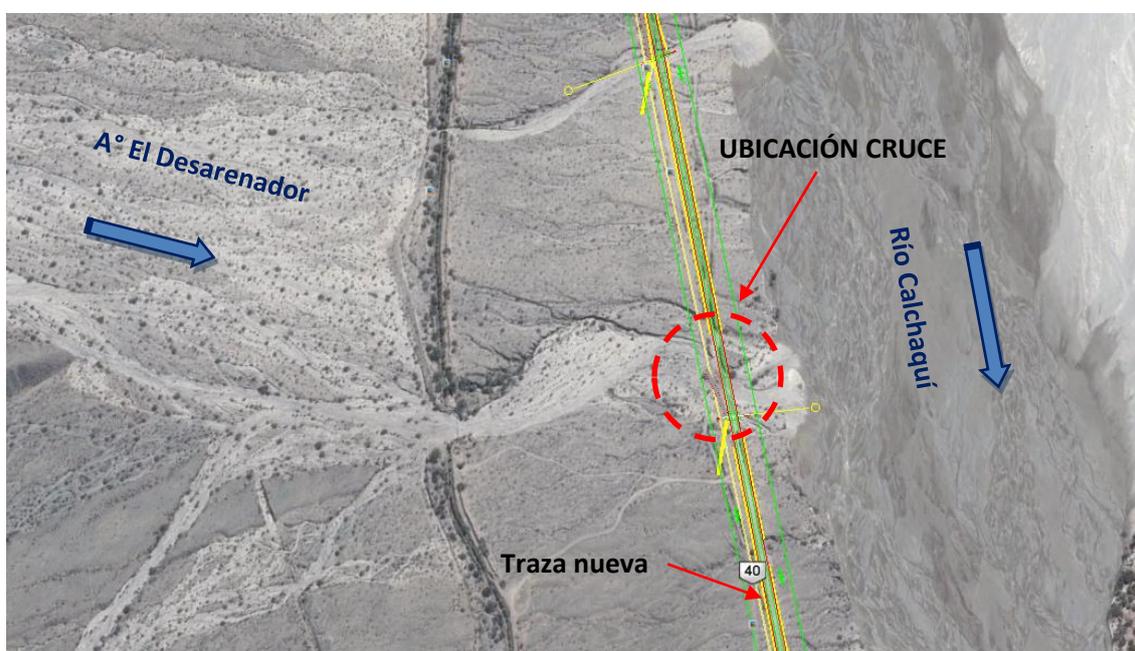


Figura 43: Plano de ubicación cruce A° El Desarenador

Los tres tipos de estructura de cruce que se plantean son, vado de hormigón, alcantarilla vado de hormigón con alcantarilla circular de caño corrugado galvanizado y solo alcantarilla circular del mismo tipo, estos tres luego en el análisis económico se lo compara con una alcantarilla de hormigón de sección rectangular. Se procede a continuación con el análisis siguiendo los tres criterios, hidráulico, geométrico y económico.

Criterio Hidráulico:

En las Tabla 19, Tabla 20 y Tabla 21 se muestran los resultados del dimensionamiento de las tres alternativas.

Badén	Prog.	Qd ₂₅		C	y _n [ft]	Lcalc [ft]	Ladop	
		[m ³ /s]	[cfs]				[ft]	[m]
16	6+740,00	6,24	220,35	4,83	0,49	441,21	442,00	135,00

Tabla 19: Dimensionado de cruce con vado

Alc-Vado	Prog.	Qd ₂₅	Qtop ₂₅	Qalc ₂₅			C	y _n [ft]	Ladop
		[m ³ /s]	[m ³ /s]	n° alc	Diam [m]	[m ³ /s]			[m]
16	6+740,00	6,24	1,44	2	2,00	4,80	4,83	0,49	23,00

Tabla 20: Dimensionado de cruce con alcantarilla-vado

Alcantarilla	Prog.	n° caños	Diam [m]	terraplen [m]	Q _{alc} [m ³ /s]
16	6+740,00	3	2,00	3,00	7,20

Tabla 21: Dimensionado de cruce con alcantarilla

En conclusión, siguiendo este criterio, para permitir el cruce del arroyo para un periodo de retorno de 25 años se necesitaría un vado de hormigón de 135 mts, o una alcantarilla vado de 23 mts de losa de hormigón con 2 alcantarillas circulares de 2,00 mts de diámetro o simplemente con 3 alcantarillas circulares de 2,0 mts de diámetro.

Criterio Geométrico:

En este análisis se toman los parámetros deseables de diseño para curvas verticales cóncavas y convexas para una velocidad de diseño de 60 km/h.

En la Tabla 22 se muestra el cálculo de las curvas verticales necesarias para el ingreso y egreso del vado y alcantarilla vado.

Pr.	6+740,00			
$I_{(ent)} \%$	$I_{(sal)} \%$	$\Delta I \%$	k	Lc (m)
-0,14	-1,49	1,35	3171,9	42,8
-1,49	2,02	3,51	1250,0	43,9
2,02	1,05	0,97	4381,0	42,5

Tabla 22: Calculo de longitudes de curva para una vel diseño de 60 km/h

En la Figura 44 se muestra como quedan ubicadas las curvas verticales y el vado sobre la traza según los k calculados anteriormente.

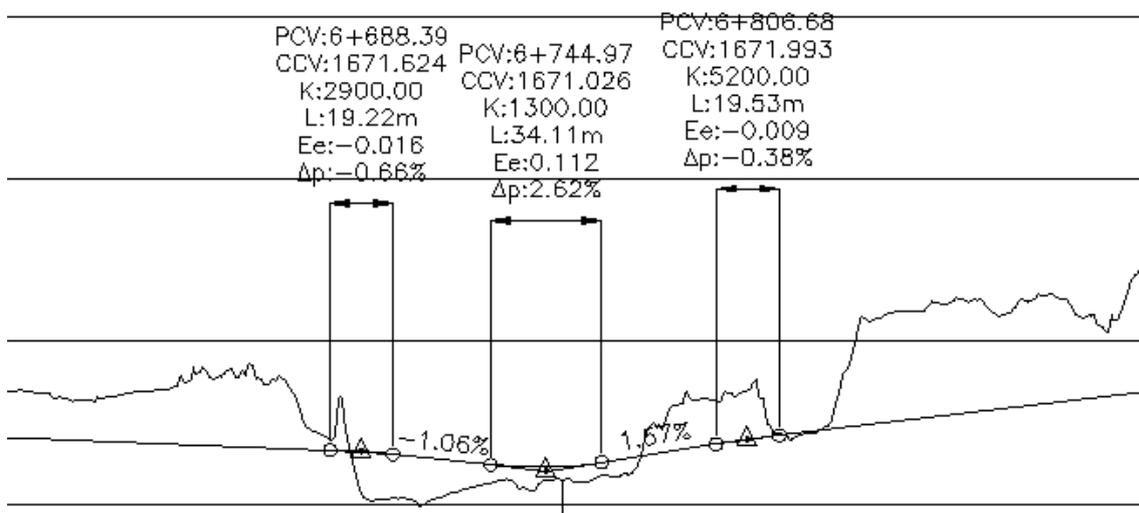


Figura 44: Perfil de curvas para vado

Tomando una altura de pelo de agua sobre el vado de 15 cm más una revancha de 10 cm, nos da que la longitud del vado es de 53 m, a diferencia de los 135 mts que se obtuvieron según el criterio hidráulico. Estos 53 mts son insuficientes para que el cruce deje pasar los 6,24 m³/s, por lo que se descarta este cálculo.

Criterio Económico:

En este análisis se calcula el costo de construcción de los tres tipos de cruces considerados. El monto por metro lineal de cada estructura se obtuvo a partir de un cómputo de los materiales necesarios para cada caso.

En el caso del vado y alcantarilla vado, se tuvieron en cuenta el encauzamiento a la entrada del cruce utilizando gaviones y la colocación de colchonetas a la salida de los mismos como protección contra la erosión causada a la salida de cruce. El terraplén se lo protegió con un enchado de piedra del lugar con un mortero cementicio.

Cuando se utiliza alcantarilla, se proyecta embocadura de alas de hormigón.

Los precios de las alcantarillas circulares de caño corrugado se obtuvieron a partir de los precios de lista de la empresa ARMCO STACO en Córdoba.

En la Tabla 23 se muestran los valores de las estructuras a utilizar por metro lineal.

Item	Un	PU
CAÑO AC.GALV. (MP100CIRC.) F=2.00M,ESP=2,7MM,E/CBA	\$/m	8.317,06
Alcantarilla s/PTI O-41211-IL=5.00 H=1,50	\$/m	19.892,32
Vado de Hormigón en 11.70m y losa de 0.20m	\$/m	7107,88

Tabla 23: Valores de cada estructura por metro

Con estos valores se calcula el precio total de cada estructura propuesta y se hace una comparación con la alcantarilla de hormigón rectangular. La longitud de las alcantarillas es de 15 mts. A continuación se adjunta los resultados:

Badén	Prog.	Q _{d25}	Ladop	Precio H° [\$/m]	Precio H° [\$]
		[m ³ /s]	[m]		
16	6+740,00	6,24	135,00	7107,86	959561,10

Tabla 24: Dimensionado de cruce con vado

Alc-Vado	Prog.	Q _{alc25}			Ladop	Precio vado [\$]	Precio Alc [\$]	Precio total [\$]
		n° alc	Diam [m]	[m]				
16	6+740,00	2	2,00	23,00	163481,24	249000,00	412481,24	

Tabla 25: Dimensionado de cruce con alcantarilla-vado

Alcantarilla	Prog.	n° caños	Diam [m]	Mod.	Precio Alc [\$]
16	6+740,00	3	2,00	MP-100	374267,70

Tabla 26: Dimensionado de cruce con alcantarilla de chapa

Alcantarilla	Prog.	Cant	H [m]	L [m]	Precio Alc 0-41211-I [\$]
16	6+740,00	2	1,50	5,00	600000,00

Tabla 27: Dimensionado de cruce con alcantarilla de hormigon rectangular

Comparando los costos, para este cruce el tipo de estructura económicamente viable es la compuesta de los 3 caños circulares de chapa de 2,00 mts de diámetro.

Se puede decir anticipadamente que en general para todos los cruces, el vado es entre un 30% a 40% más caro que las otras alternativas, por lo que si bien se presenta el cálculo de los vado en el criterio hidráulico, este tipo de estructuras no es económicamente aceptable para este tipo de camino, en este tipo de topografía, en el cual se pretende mantener parámetros de diseños de velocidad y longitudes de sobrepaso.

4.4 ANALISIS DEL RESTO DE LOS CRUCES

Los mismo análisis realizados para el cruce de la PR 6+740,00 se realiza para los primeros 7000 mts de la ruta, en total se analizan los 10 primeros cruces hasta la PR 7+250,00. A continuación se muestran las tablas con los resultados de los tres criterios utilizados.

4.4.1 Criterio Hidráulico:

Recordando que para caudales superiores a los 7 m³/s se plantea el uso de alcantarilla vado y teniendo en cuenta las excepciones de los cruces donde se tienen limitaciones de la traza (PR 2+960.00 y 4+330.00); se plantea para estas progresivas los tres tipos

de estructuras.

Badén	Prog.	Q _{d25}		C	y _n [ft]	L _{calc} [ft]	L _{dop}	
		[m ³ /s]	[cfs]				[ft]	[m]
1	0+040,00	1,16	40,99	4,83	0,49	57,16	58,00	18,00
2	0+225,00	1,16	40,99	4,83	0,49	57,16	58,00	18,00
4	1+925,00	0,47	16,47	4,83	0,49	18,88	19,00	12,00
5	2+290,00	0,62	21,96	4,83	0,49	26,78	27,00	12,00
6	2+590,00	0,62	21,96	4,83	0,49	26,78	27,00	12,00
15	6+355,00	0,51	17,93	4,83	0,49	20,93	21,00	12,00
16	6+740,00	6,24	220,35	4,83	0,49	441,21	442,00	135,00
17	7+293,00	3,17	112,04	4,83	0,49	193,97	194,00	60,00

Tabla 28: Calculo de longitudes de vado de hormigón

Alc-Vado	Prog.	Q _{d25}	Q _{top25}	Q _{alc25}			C	y _n [ft]	L _{dop}
		[m ³ /s]	[m ³ /s]	n° alc	Diam [m]	[m ³ /s]			[m]
9	3+422,00	12,71	3,11	4	2,00	9,60	4,83	0,49	58,00
16	6+740,00	6,24	1,44	2	2,00	4,80	4,83	0,49	23,00

Tabla 29: Dimensionado de cruce con alcantarilla-vado

Alcantarilla	Prog.	n° caños	Diam [m]	terraplen [m]	Q _{alc} [m ³ /s]	Q ₂₅ [m ³ /s]
7	2+960,00	3	1,50	1,73	1,80	1,60
9	3+422,00	6	2,00	1,80	14,40	12,71
11	4+330,00	2	1,80	5,40	2,60	2,40
16	6+740,00	3	2,00	3,00	7,20	6,24
17	7+293,00	3	1,80	2,00	3,90	3,17

Tabla 30: Dimensionado de cruce con alcantarilla de chapa

En los cruces en las progresivas 0+140,00, 1+925,00, 2+290,00, 2+590,00 y 6+355,00 no se dimensionó con alcantarillas de chapa puesto que la altura de terraplén es inferior a los 1,50 mts siendo un requerimiento hidráulico que las alcantarillas tengan un diametro minimo de 1,50 por problemas de sedimentación y mantenimiento.

4.4.2 Criterio geométrico:

En este análisis se toman los parámetros deseables de diseño para curvas verticales cóncavas y convexas para una velocidad de diseño de 60 km/h, siendo que si verifica para 60 km/h tambien verifica para 40 km/h.

En las tablas y figuras siguientes se muestran los cálculos de las curvas verticales necesarias para el ingreso y egreso de cada vado y alcantarilla vado y se acompañan a las tablas las figuras correspondientes al trazado de las mismas para la medición total de los mismos.

Para el cálculo de la longitud del vado se toma el punto más bajo de la curva, y desde ahí se adopta una altura máxima del pelo del agua igual a los 15 cm más 10 cm de revancha.

Pr.	0+140,00			
$I_{(ent)} \%$	$I_{(sal)} \%$	$\Delta I \%$	k	Lc (m)
-0,16	-0,60	0,44	9544,4	42,0
-0,60	0,55	1,15	3682,4	42,3
0,55	0,43	0,12	8900,9	10,7

Tabla 31: Calculo de longitudes de curva para una vel diseño de 60 km/h

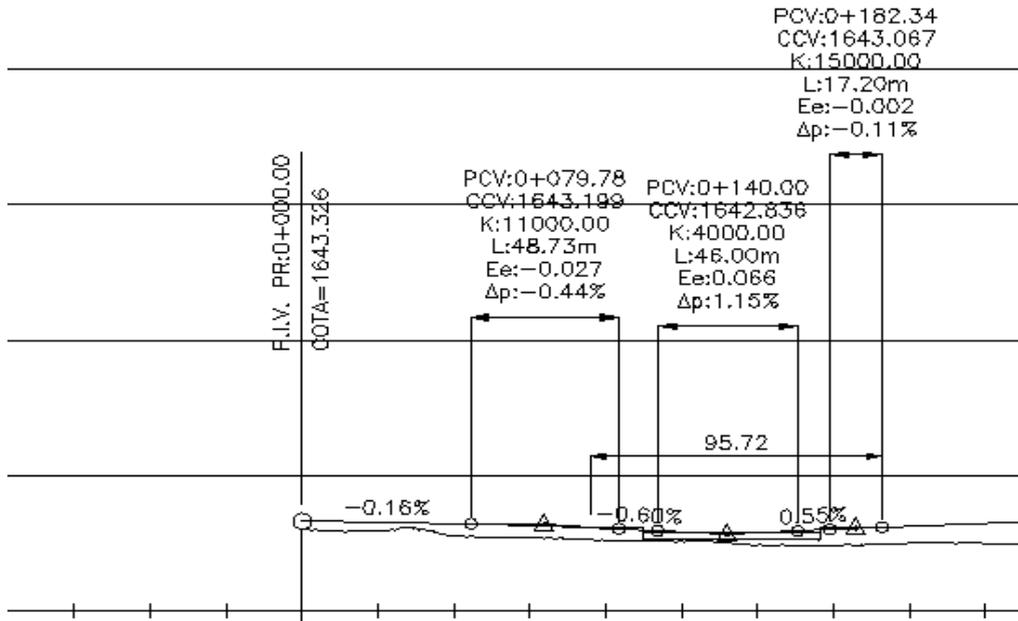


Figura 45: Perfil longitudinal del vado

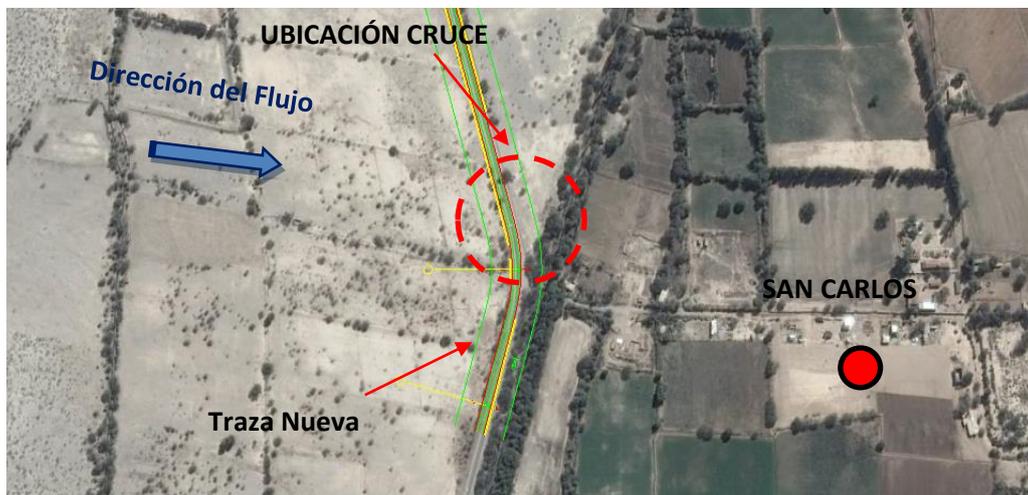


Figura 46: Ubicación de cruce con vado

En esta progresiva se modificó la ubicación del cruce uniendo 2 cruces cercanos reemplazando los cruces según las progresivas 0+040,00 y 0+225,00. Tomando una altura del pelo del agua de 25 cm desde el punto más bajo de la curva cóncava la

longitud del vado es de 95.72 m.

Pr.	1+925,00			
$I_{(ent)} \%$	$I_{(sal)} \%$	$\Delta I \%$	k	Lc (m)
0,26	-1,28	1,54	2946,8	45,4
-1,28	1,48	2,76	1528,8	42,2
1,48	0,24	1,24	3396,5	42,1

Tabla 32: Calculo de longitudes de curva para una vel diseño de 60 km/h

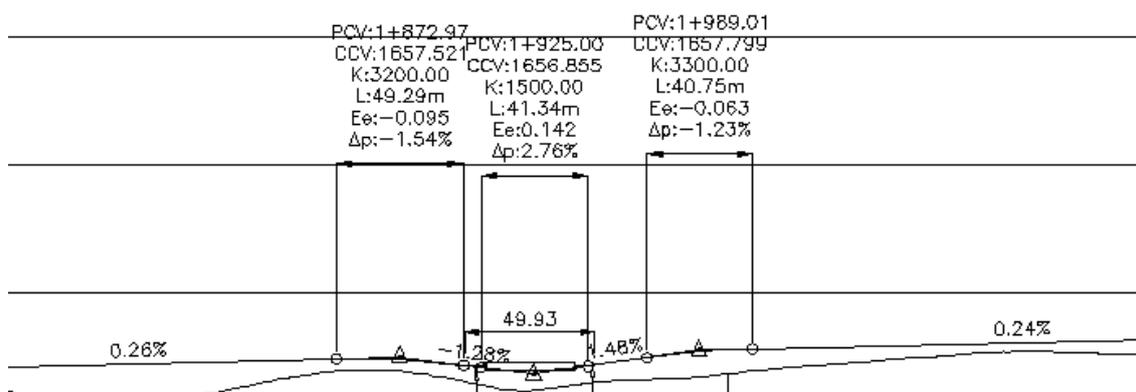


Figura 47: Perfil longitudinal del vado

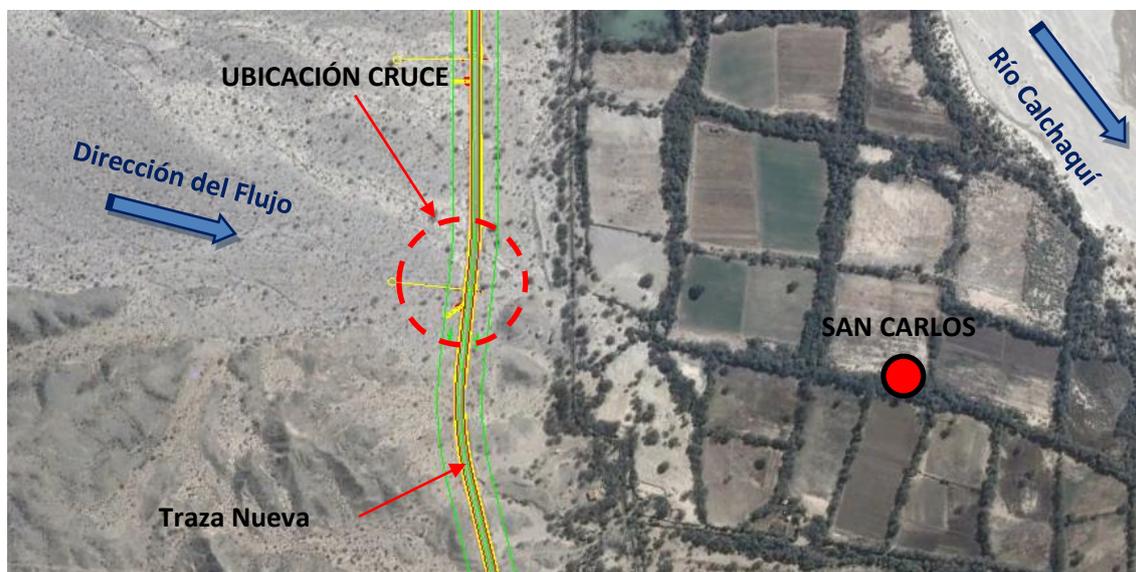


Figura 48: Ubicación del cruce del vado

Tomando una altura del pelo del agua de 25 cm desde el punto más bajo de la curva cóncava la longitud del vado es de 49.93 m.

Pr.	2+290,00			
$I_{(ent)} \%$	$I_{(sal)} \%$	$\Delta I \%$	k	Lc (m)
0,24	-1,00	1,24	3396,5	42,1
-1,00	1,48	2,48	1535,0	38,1
1,48	0,24	1,24	3396,5	42,1

Tabla 33: Calculo de longitudes de curva para una vel diseño de 60 km/h

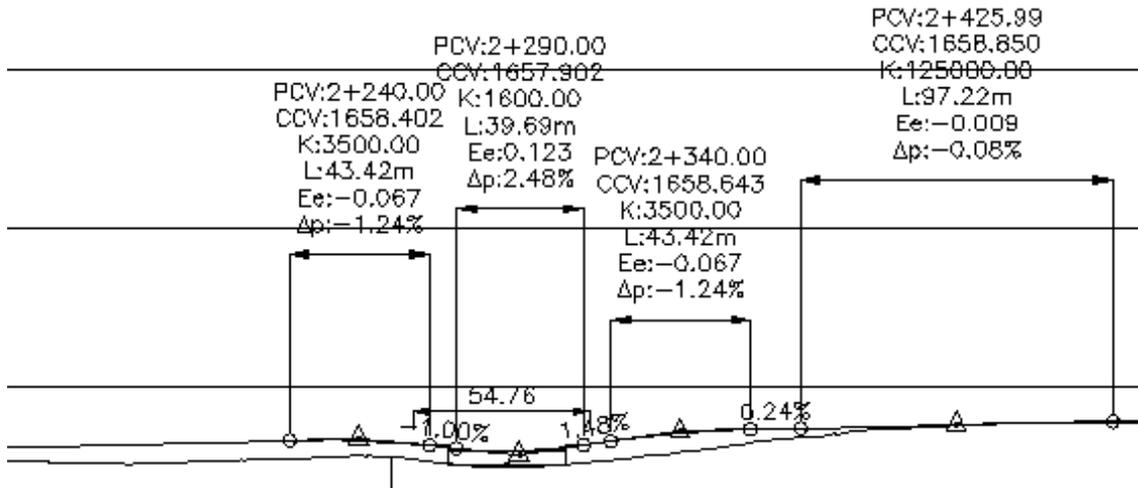


Figura 49: Perfil longitudinal del vado

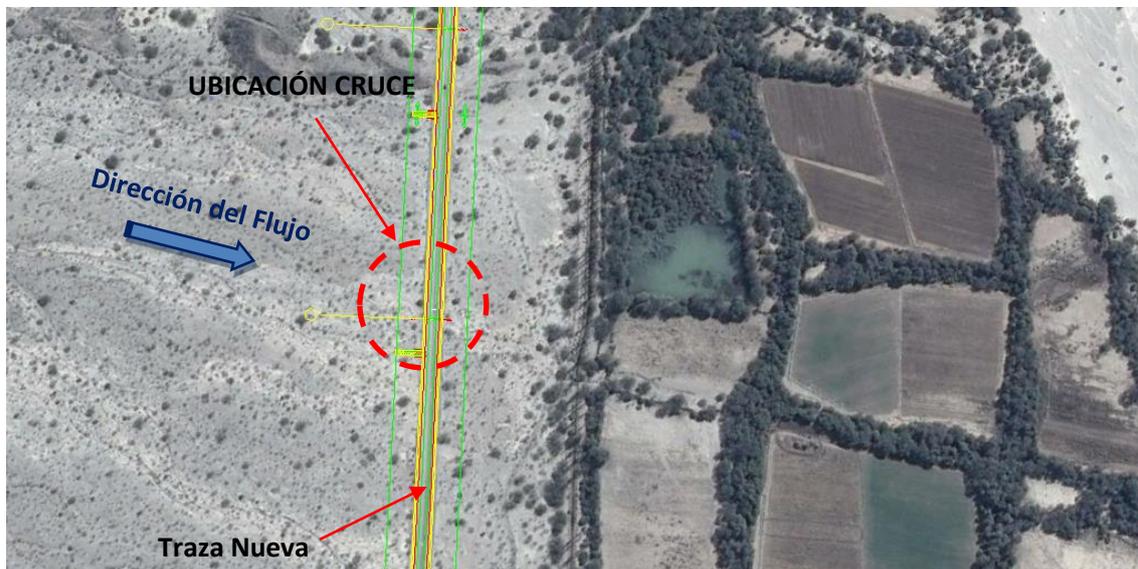


Figura 50: Ubicación del cruce con vado

Tomando una altura del pelo del agua de 25 cm desde el punto más bajo de la curva cóncava la longitud del vado es de 54.76 m.

Pr.	2+590,00			
$I_{(ent)} \%$	$I_{(sal)} \%$	$\Delta I \%$	k	Lc (m)
0,16	-1,00	1,16	3650,6	42,3
-1,00	1,26	2,26	1804,2	40,8
1,26	-0,06	1,32	3225,6	42,6

Tabla 34: Calculo de longitudes de curva para una vel diseño de 60 km/h

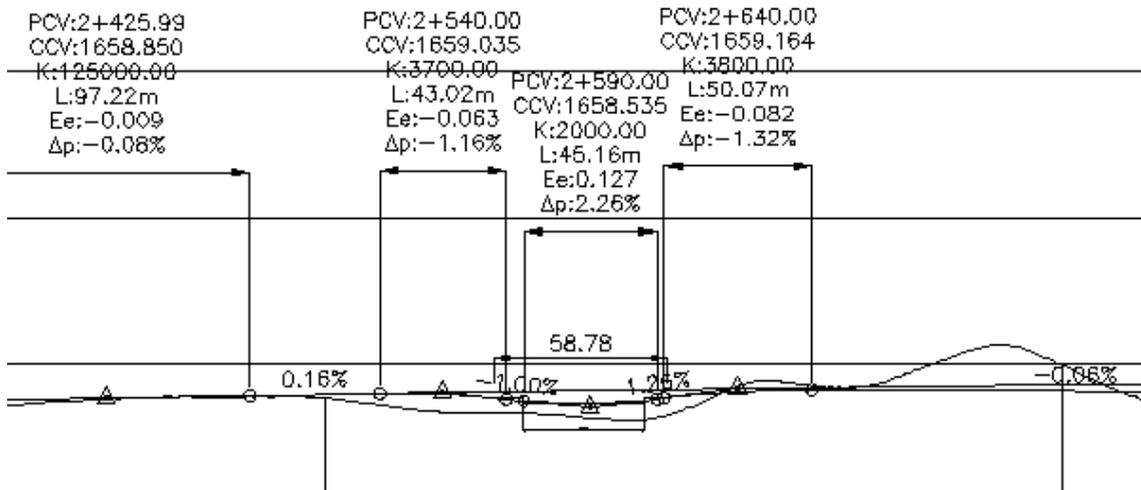


Figura 51: Perfil longitudinal del vado

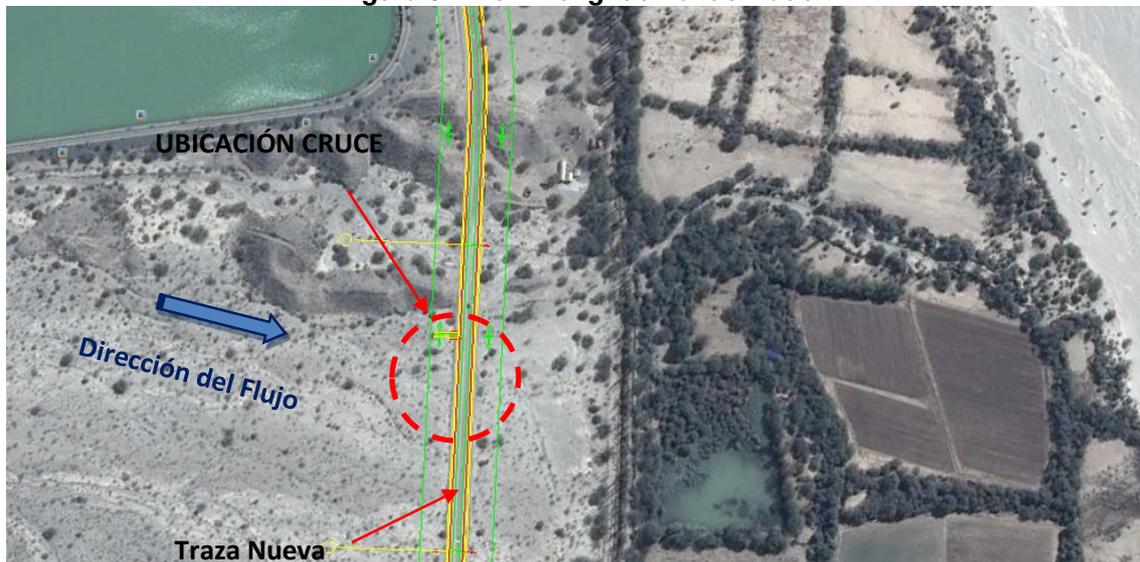


Figura 52: Ubicación del vado

Tomando una altura del pelo del agua de 25 cm desde el punto más bajo de la curva cóncava la longitud del vado es de 58.78 m.

Pr.	6+355,00			
I (ent) %	I (sal) %	ΔI %	k	Lc (m)
-1,24	-2,16	0,92	4619,0	42,5
-2,16	1,28	3,44	1250,0	43,0
1,28	-0,39	1,67	2902,7	48,5

Tabla 35: Calculo de longitudes de curva para una vel diseño de 60 km/h

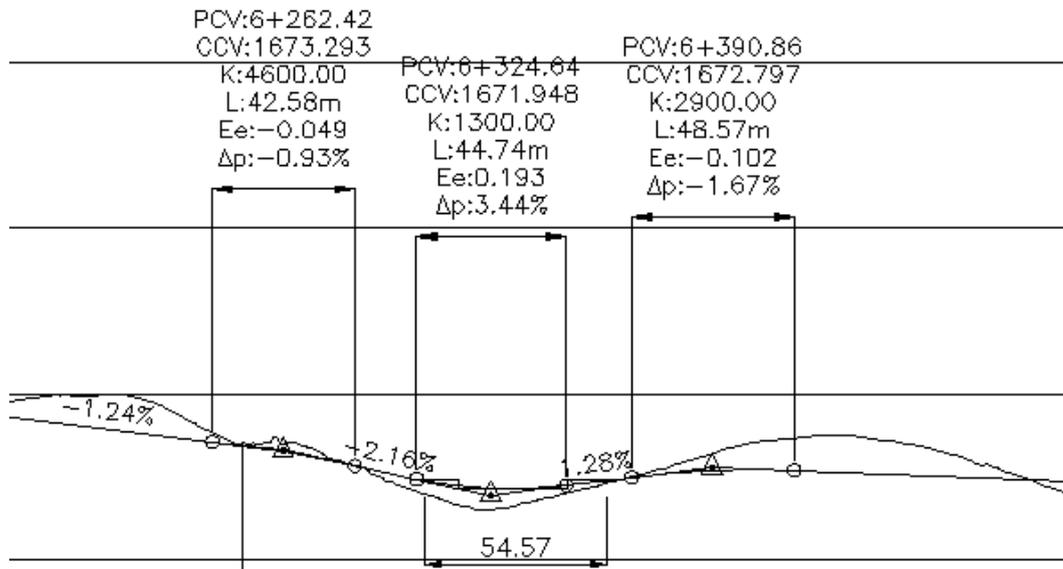


Figura 53: Perfil longitudinal del vado

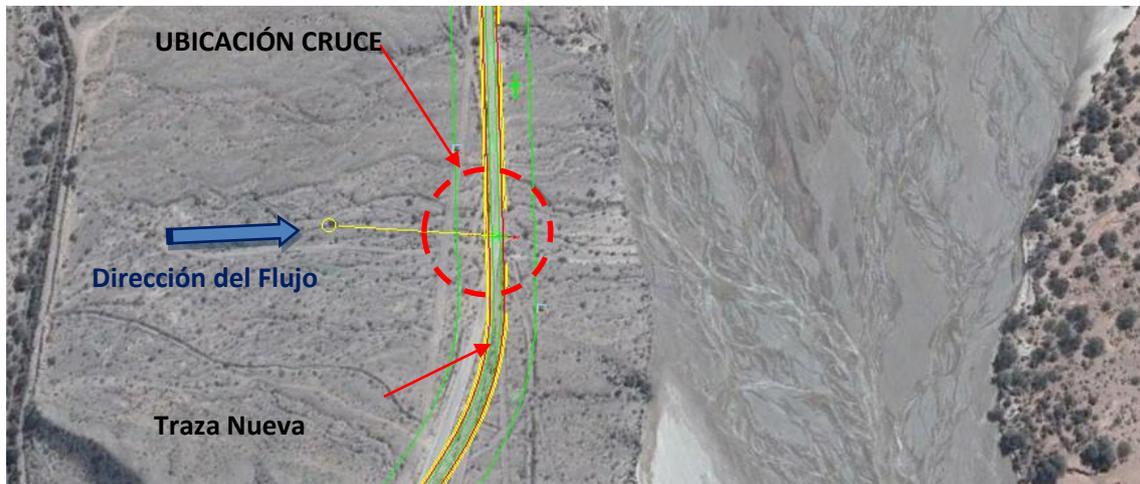


Figura 54: Ubicación del vado

Tomando una altura del pelo del agua de 25 cm desde el punto más bajo de la curva cóncava la longitud del vado es de 54.57 m.

Pr.	6+740,00			
$I_{(ent)}\%$	$I_{(sal)}\%$	$\Delta I\%$	k	Lc (m)
-0,14	-1,49	1,35	3171,9	42,8
-1,49	2,02	3,51	1250,0	43,9
2,02	1,05	0,97	4381,0	42,5

Tabla 36: Calculo de longitudes de curva para una vel diseño de 60 km/h

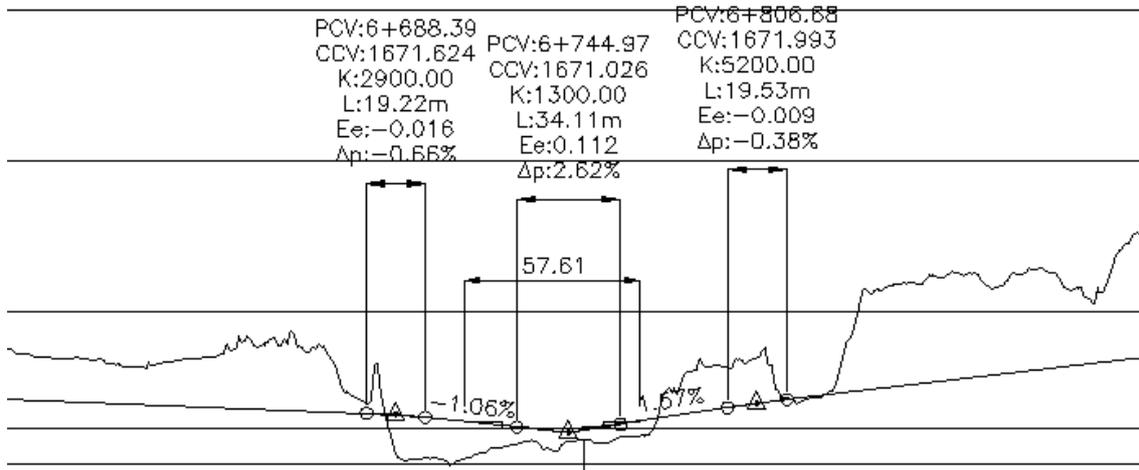


Figura 55: Perfil longitudinal del vado

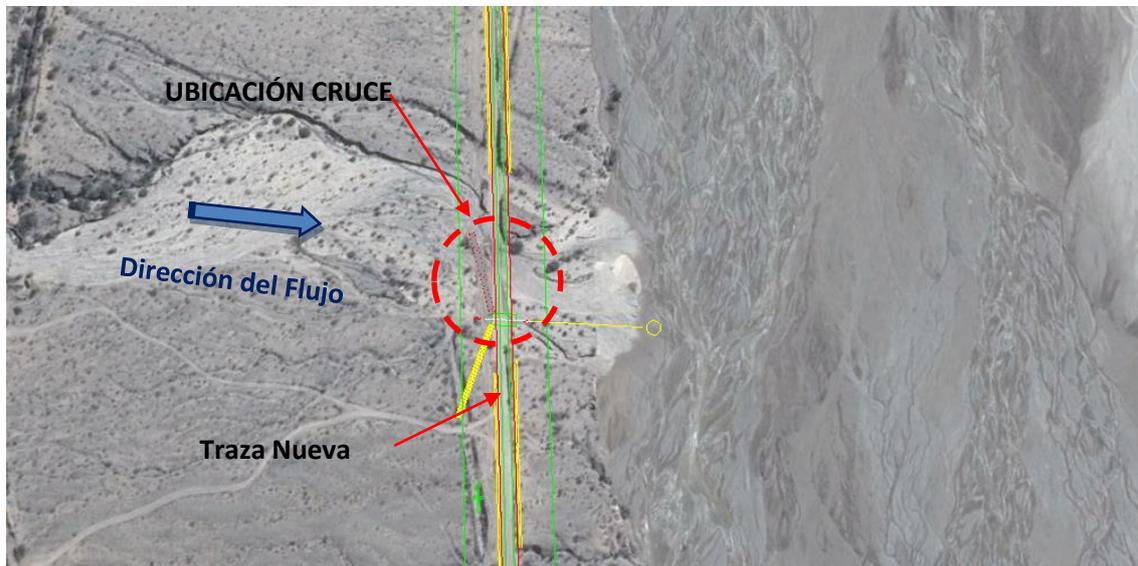


Figura 56: Ubicación del vado

Tomando una altura del pelo del agua de 25 cm desde el punto más bajo de la curva cóncava la longitud del vado es de 57.61 m.

Pr.	7+293,00			
$I_{(ent)} \%$	$I_{(sal)} \%$	$\Delta I \%$	k	Lc (m)
0,76	-0,60	1,36	3154,0	42,9
-0,60	2,01	2,61	1473,6	38,5
2,01	0,76	1,25	3364,8	42,1

Tabla 37: Calculo de longitudes de curva para una vel diseño de 60 km/h

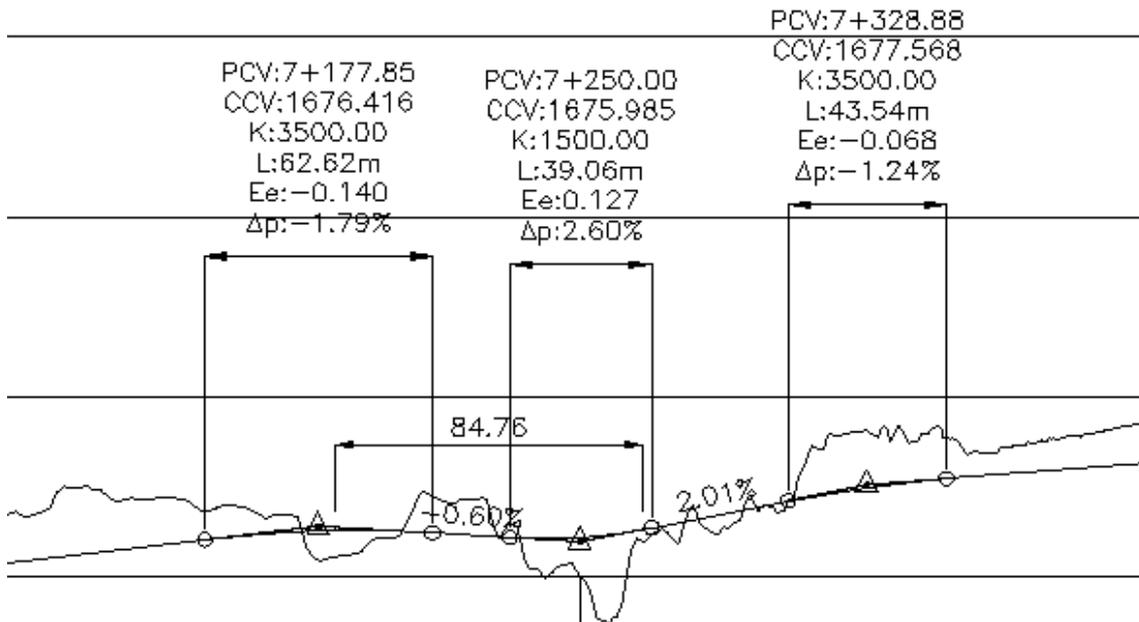


Figura 57: Perfil longitudinal del vado

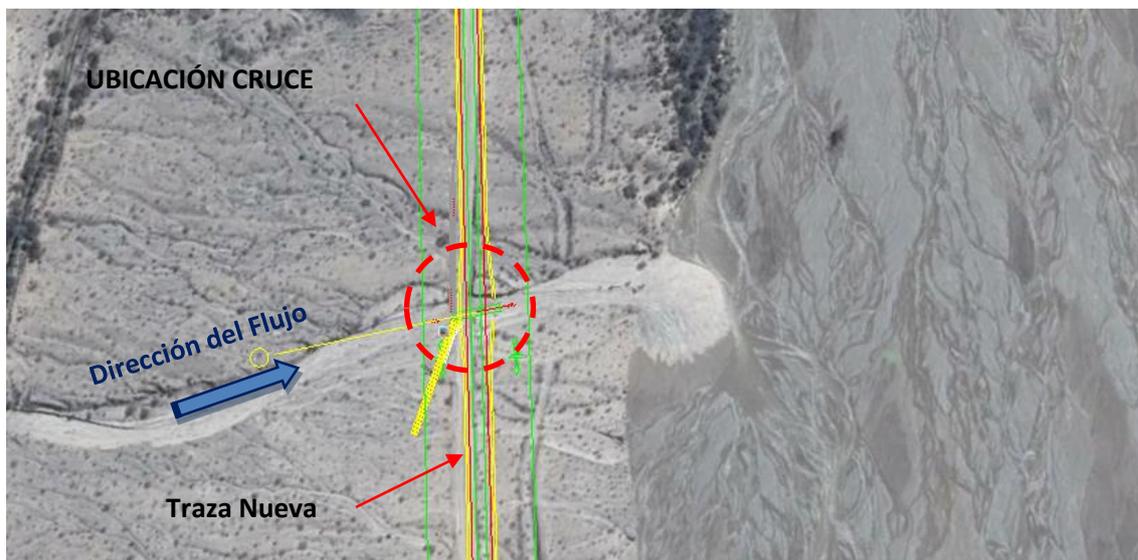


Figura 58: Ubicación del vado

Tomando una altura del pelo del agua de 25 cm desde el punto más bajo de la curva

cóncava la longitud del vado es de 84.76 m.

A continuación se adjunta un cuadro resumen con las longitudes de los vados según el criterio geométrico.

Progresiva	Longitud del vado Criterio Geométrico [m]	
	L real	L adop
0+140,00	95,72	96,00
1+925,00	49,93	50,00
2+290,00	54,76	55,00
2+590,00	58,78	59,00
6+355,00	54,57	55,00
6+740,00	57,61	58,00
7+293,00	84,76	85,00

Tabla 38: Tabla resumen con las longitudes de vado analizadas

4.4.3 Criterio económico:

En este análisis se realiza una comparación de costos de cada una de las estructuras que se propusieron para cruce analizado.

Para esta comparación se realiza un cómputo y presupuesto de cada estructura, vado, alcantarilla vado y alcantarilla de chapa corrugada para obtener el costo por metro de cada uno.

En el cómputo se tuvieron en cuenta los siguientes ítems:

- Excavación para fundación.
- Volumen de hormigón.
- Acero para armadura.
- Estructuras de protección y encauzamiento.
- Mano de obra y maquinaria.
- Volumen de terraplén compactado a mano y a máquina.

Para el cómputo de cruce con alcantarilla de chapa corrugada se utiliza los planos tipos de la DNV de la alcantarilla de hormigón tipo Z-2916-I para el muro de ala; las protecciones, encauzamiento y base de apoyo para los caños de chapa, se las calculó en base al plano tipo PL-10209-I

Para las alcantarillas rectangulares de hormigón se utilizó los planos tipos de la DNV para los tipos O-41211-I, Z-2915-I y Z-2916-I.

A continuación se adjunta los planos de detalle de vado y alcantarilla vado.

PLANO DE VADO

PLANO DE ALCANTARILLA VADO.

PLANO ALCANTARILLA DE CHAPA CORRUGADA

En la Tabla 39 se detalla el costo por metro lineal, de cada tipo de estructura de cruce.

	Item	Un	PU
1	CAÑO AC.GALV. (MP100CIRC.) F=1.50M,ESP=2,7MM,E/CBA	\$/m	6.664,43
2	CAÑO AC.GALV. (MP100CIRC.) F=1.80M,ESP=2,7MM,E/CBA	\$/m	7.497,69
3	CAÑO AC.GALV. (MP100CIRC.) F=2.00M,ESP=2,7MM,E/CBA	\$/m	8.317,06
4	CAÑO AC.GALV. (MP100CIRC.) F=2.50M,ESP=2,7MM,E/CBA	\$/m	8.864,46
5	Alcantarilla s/PTI O-41211-I L=1.50 H1.00	\$/m	6.129,83
6	Alcantarilla s/PTI O-41211-I L=5.00 H1.50	\$/m	21.186,54
7	Vado de Hormigón en 11.70m y losa de 0.20m	\$/m	7.107,88

Tabla 39: Costos de las estructuras por metro lineal

Se toma como longitud total de las alcantarillas 15 mts para realizar una comparación entre las alternativas. En el caso del vado y alcantarilla vado, el ancho de la losa se toma igual al ancho del coronamiento de 11.70 mts y la longitud de la losa se toma la mayor medida entre el criterio hidráulico y el geométrico como se muestra en la Tabla 40

Progresiva	Longitud del vado [m]	
	Criterio Hidráulico	Criterio Geométrico
0+140,00	36,00	96,00
1+925,00	12,00	50,00
2+290,00	12,00	55,00
2+590,00	12,00	59,00
6+355,00	12,00	55,00
6+740,00	135,00	58,00
7+293,00	60,00	85,00

Tabla 40: Comparación de longitudes según criterio geométrico e hidráulico

A continuación se realiza el análisis de las diferentes estructuras de cruce para los cruces hasta la progresiva 7+293.00 realizando el presupuesto de las alcantarillas de hormigón tipo O-41211-I en comparación con los tipos de estructuras de cruce propuestas.

Proyecto Desagüe del Área Atravesada por el Camino
Ruta Nacional N° 40 Tramo San Carlos
Km (4366,24) La Angostura (km 4436.87)

Progresiva	Tipo	Modelo	N° bocas	Medidas	Longitud	Diametro	Precio por	Precio por	Longitud de	COSTO TOTAL
				alcantarilla de hormigón	losa de 0,20 m esp	alcantarilla de chapa	metro lineal alcantarilla	metro lineal vado	alcantarillas [J]	
				L x H [m]	L [m]	[m]	PU [\$/m]	PU [\$/m]	[m]	[\$]
0+140,00	Alcantarilla de Hormigón	O-41211-I	2	1,50x1,00	-	-	6129,83	-	15,00	183894,90
	Vado	-	-	-	96,00	-	-	7107,88	-	682356,48
1+925,00	Alcantarilla de Hormigón	O-41211-I	1	1,50x1,00	-	-	6129,83	-	15,00	91947,45
	Vado	-	-	-	50,00	-	-	7107,88	-	355394,00
2+290,00	Alcantarilla de Hormigón	O-41211-I	1	1,50x1,00	-	-	6129,83	-	15,00	91947,45
	Vado	-	-	-	55,00	-	-	7107,88	-	390933,40
2+590,00	Alcantarilla de Hormigón	O-41211-I	1	1,50x1,00	-	-	6129,83	-	15,00	91947,45
	Vado	-	-	-	59,00	-	-	7107,88	-	419364,92
2+960,00	Alcantarilla de Hormigón	O-41211-I	1	1,50x1,00	-	-	6129,83	-	15,00	91947,45
	Alcantarilla de chapa corrugada	MP100	3	-	-	1,50	6664,43	-	15,00	299899,35
3+422,00	Alcantarilla de Hormigón	O-41211-I	3	5,00x1,50	-	-	21186,54	-	15,00	953394,30
	Vado	-	-	-	255,00	-	-	7107,88	-	1812509,40
	Alcantarilla- vado	MP100	4	-	58,00	2,00	8317,09	7107,88	15,00	911282,44
4+330,00	Alcantarilla de chapa corrugada	MP100	6	-	-	2,00	8317,09	-	15,00	748538,10
	Alcantarilla de Hormigón	O-41211-I	1	1,50x1,00	-	-	6129,83	-	15,00	91947,45
6+355,00	Alcantarilla de chapa corrugada	MP100	2	-	-	1,80	7497,69	-	15,00	224930,70
	Alcantarilla de Hormigón	O-41211-I	1	1,50x1,00	-	-	6129,83	-	15,00	91947,45
6+740,00	Vado	-	-	-	55,00	-	-	7107,88	-	390933,40
	Alcantarilla de Hormigón	O-41211-I	2	5,00x1,50	-	-	21186,54	-	15,00	635596,20
	Vado	-	-	-	58,00	-	-	7107,88	-	412257,04
	Alcantarilla- vado	MP100	2	-	58,00	2,00	8317,06	7107,88	15,00	661768,84
7+293,00	Alcantarilla de chapa corrugada	MP100	3	-	-	2,00	8317,06	-	15,00	374267,70
	Alcantarilla de Hormigón	O-41211-I	1	1,50x1,00	-	-	6129,83	-	15,00	91947,45
7+293,00	Vado	-	-	-	85,00	-	-	7107,88	-	604169,80
	Alcantarilla de chapa corrugada	MP100	3	-	-	1,80	7497,69	-	15,00	337396,05

Tabla 41: Costos totales para cada cruce y diferentes alternativas

5 CONCLUSIONES

Luego de los análisis realizados para cada cruce seleccionado tomando en cuenta los criterios hidráulicos, geométricos y económicos que a partir de estos se establecieron límites funcionales de las estructuras de paso (sedimentación, mantenimiento, tapadas mínimas, etc), respetando los radios mínimos de las curvas verticales para asegurar las velocidades de diseño lo cuál nos lleva a elegir la longitud del vado que permita un funcionamiento hidráulico correcto respetando el diseño geométrico y por ultimo eligiendo aquella estructura que minimice el costo del cruce se determina el tipo de estructura para cada cruce. A continuación se describe a cada progresiva justificando la elección de la estructura a utilizar.

5.1 CRUCE PR 0+140.00

Para este cruce las posibles alternativas de estructuras entre alcantarilla rectangular de hormigón O-41211-I, vado, alcantarilla-vado y alcantarilla circular de chapa corrugada se redujo a solamente la posibilidad de usar las siguientes:

- Alcantarilla rectangular de hormigón
- Vado.

Como la altura del terraplen en esta progresiva es menor que la dimensión mínima del diametro de alcantarilla circular más la tapada mínima requerida para alcantarillas circular de chapa, o sea menor que 1.50m + 0.30 de tapada minima se descarta en primera instancia esta opción.

Siendo el caudal del cruce 2,32 m³/s menor a los 7 m³/s valor maximo para no considerar la utilización de alcantarilla-vado, se descarta en primera insrtancia también esta opción.

De las dos estructuras posibles, la longitud del vado queda definida en ultima instancia por los requerimientos geométricos de la traza, dando así una longitud final de 96 mts, valor este mayor que la longitud hidraulicamente necesaria que es de 36 mts.

Obseravando la tabla, el costo de la alcantarilla de hormigon es de \$183894,40, mientras que para el vado el costo es de \$682356,48 existiendo una diferencia de costo de \$498462,08, o sea un 73% mas costosa el vado en comparación a la alcantarilla rectangular de hormigón.

Por lo tanto la estructura rectangular de hormigón compuesta de 2 bocas de 1.50 m de luz por 1.00 m de alto es la mas conveniente.

5.2 CRUCE PR 1+925.00

Para este cruce las posibles alternativas de estructuras entre alcantarilla rectangular de hormigón O-41211-I, vado, alcantarilla-vado y alcantarilla circular de chapa corrugada se redujo a solamente la posibilidad de usar las siguientes:

- Alcantarilla rectangular de hormigón
- Vado.

Como la altura del terraplen en esta progresiva es menor que la dimensión mínima del diametro de alcantarilla circular más la tapada mínima requerida para alcantarillas circular de chapa, o sea menor que 1.50m + 0.30 de tapada minima se descarta en primera instancia esta opción.

Siendo el caudal del cruce 0,47 m³/s menor a los 7 m³/s valor maximo para no considerar la utilización de alcantarilla-vado, se descarta en primera insrtancia también esta opción.

De las dos estructuras posibles, la longitud del vado queda definida en ultima instancia por los requerimientos geométricos de la traza, dando así una longitud final de 50 mts, valor este mayor que la longitud hidraulicamente necesaria que es de 12 mts.

Obseravando la tabla, el costo de la alcantarilla de hormigon es de \$91947,45, mientras que para el vado el costo es de \$355394,00 existiendo una diferencia de costo de \$263446,55, o sea un 74% mas costosa el vado en comparación a la alcantarilla rectangular de hormigón.

Por lo tanto la estructura rectangular de hormigón compuesta de 1 bocas de 1.50 m de luz por 1.00 m de alto es la mas conveniente.

5.3 CRUCE PR 2+290.00

Para este cruce las posibles alternativas de estructuras entre alcantarilla rectangular de hormigón O-41211-I, vado, alcantarilla-vado y alcantarilla circular de chapa corrugada se redujo a solamente la posibilidad de usar las siguientes:

- Alcantarilla rectangular de hormigón
- Vado.

Como la altura del terraplen en esta progresiva es menor que la dimensión mínima del diametro de alcantarilla circular más la tapada mínima requerida para alcantarillas circular de chapa, o sea menor que 1.50m + 0.30 de tapada minima se descarta en primera instancia esta opción.

Siendo el caudal del cruce 0,62 m³/s menor a los 7 m³/s valor maximo para no considerar la utilización de alcantarilla-vado, se descarta en primera insrtancia también esta opción.

De las dos estructuras posibles, la longitud del vado queda definida en ultima instancia por los requerimientos geométricos de la traza, dando así una longitud final de 55 mts, valor este mayor que la longitud hidraulicamente necesaria que es de 12 mts.

Obseravando la tabla, el costo de la alcantarilla de hormigon es de \$91947,45, mientras que para el vado el costo es de \$390933,40 existiendo una diferencia de costo de \$298985,95, o sea un 76,5% mas costosa el vado en comparación a la alcantarilla rectangular de hormigón.

Por lo tanto la estructura rectangular de hormigón compuesta de 1 bocas de 1.50 m de luz por 1.00 m de alto es la mas conveniente.

5.4 CRUCE PR 2+590.00

Para este cruce las posibles alternativas de estructuras entre alcantarilla rectangular de hormigón O-41211-I, vado, alcantarilla-vado y alcantarilla circular de chapa corrugada se redujo a solamente la posibilidad de usar las siguientes:

- Alcantarilla rectangular de hormigón
- Vado.

Como la altura del terraplen en esta progresiva es menor que la dimensión mínima del diametro de alcantarilla circular más la tapada mínima requerida para alcantarillas circular de chapa, o sea menor que 1.50m + 0.30 de tapada minima se descarta en primera instancia esta opción.

Siendo el caudal del cruce 0,62 m³/s menor a los 7 m³/s valor maximo para no considerar la utilización de alcantarilla-vado, se descarta en primera insrtancia también esta opción.

De las dos estructuras posibles, la longitud del vado queda definida en ultima instancia por los requerimientos geométricos de la traza, dando así una longitud final de 59 mts, valor este mayor que la longitud hidraulicamente necesaria que es de 12 mts.

Obseravando la tabla, el costo de la alcantarilla de hormigon es de \$91947,45, mientras que para el vado el costo es de \$419364,92 existiendo una diferencia de costo de \$327417,47, o sea un 78.1% mas costosa el vado en comparación a la alcantarilla rectangular de hormigón.

Por lo tanto la estructura rectangular de hormigón compuesta de 1 bocas de 1.50 m de luz por 1.00 m de alto es la mas conveniente.

5.5 CRUCE PR 2+960.00

Para este cruce las posibles alternativas de estructuras entre alcantarilla rectangular de hormigón O-41211-I, vado, alcantarilla-vado y alcantarilla circular de chapa corrugada se redujo a solamente la posibilidad de usar las siguientes:

- Alcantarilla rectangular de hormigón
- Alcantarilla circular de chapa corrugada.

A la altura de esta progresiva está proyectado un tramo de sobrepaso por lo que geométricamente no es aconsejable colocar un vado puesto que las curvas de ingreso y egreso deberían ser muy suaves para permitir en ese tramo el sobrepaso lo que nos lleva a longitudes muy largas encareciendo así al vado por su excesiva longitud. Por lo que en segunda instancia se descarta esta opción.

Siendo el caudal del cruce $1,12 \text{ m}^3/\text{s}$ menor a los $7 \text{ m}^3/\text{s}$ valor máximo para no considerar la utilización de alcantarilla-vado, se descarta en primera instancia también esta opción.

Observando la tabla, el costo de la alcantarilla de hormigón es de \$183894,90, mientras que para las alcantarillas de chapa corrugada el costo es de \$299899,35 existiendo una diferencia de costo de \$116004,45, o sea un 38,7% más costoso las alcantarilla de chapa en comparación a la alcantarilla rectangular de hormigón.

Por lo tanto la estructura rectangular de hormigón compuesta de 2 bocas de 1.50 m de luz por 1.00 m de alto es la más conveniente.

5.6 CRUCE PR 3+422.00

Para este cruce es posible utilizar todas las alternativas de estructuras, o sea alcantarilla rectangular de hormigón O-41211-I, vado, alcantarilla-vado y alcantarilla circular de chapa corrugada:

- Alcantarilla rectangular de hormigón
- Alcantarilla circular de chapa corrugada.
- Alcantarilla-Vado.
- Vado

Este cruce esta ubicado a la altura del río San Lucas el cual presenta generalmente agua en su cauce. Este rio desciende sobre abanico aluvial transportando mucha carga de sedimentos.

El caudal del río es de 12,71 m³/s y para caudales superiores a los 7 m³/s se habia llegado a la conclusión que la longitud del vado es extenso y que para estos casos la longitud geométrica necesaria es menor que la longitud siguiendo en criterio hidráulico al contrario que en el caso inverso. Por lo que al cruce con vado se lo dimensiona con los 255 mts que verifican la condición hidráulica.

Al ser el caudal mayor a los 7 m³/s, se plantea la utilización de alcantarilla-vado con lo cual la longitud de la losa del vado se reduce a solo 58 mts y se utilizan 4 caños circulares de chapa corrugada de 2 mts de diámetro.

Tambien se plantea la posibilidad de utilizar solo caños de chapa lo que dimensionando el cruce con esta estructura se reuiere 6 caños circulares de chapa corrugada de 2 mts de diámetro.

De estos dimensionamientos de las diferentes estructuras se puede llegar a las

siguientes conclusiones:

- La estructura mas costosa y de mayor envergadura es el vado de hormigon con un costo total de \$1812509,40.
- La opción de alcatarilla de hormigon rectangular tipo O-41211-I compuesta de 3 bocas de 5 mts de luz por 1,50 mts de altura es la segunda estructura mas costosa, siendo de \$953394,30.
- La utilizacion de un cruce tipo alcatarilla-vado es mucho mas costosa que la opción de solo vado siendo su costo total de \$911282,44, la diferencia en los costos de la alcatarilla-vado con el vado es de casi la mitad del costo, o sea, \$901226,96, 49,8% mas económica la alcatarilla-vado para este cruce.
- La estructura de cruce mas económica en comparacion con las cuatro estudiadas, es la de 6 alcatarillas circulares de chapa corrugada y de 2 mts de diámetro, siendo su costo de \$748538,10.

Por lo tanto la estructura compuesta por 6 bocas de caño de chapa corrugado de 2 mts de diámetro es la mas conveniente para este cruce.

5.7 CRUCE PR 4+330.00

Para este cruce las posibles alternativas de estructuras entre alcantarilla rectangular de hormigón O-41211-I, vado, alcantarilla-vado y alcantarilla circular de chapa corrugada se redujo a solamente la posibilidad de usar las siguientes:

- Alcantarilla rectangular de hormigón
- Alcantarilla circular de chapa corrugada.

A la altura de esta progresiva está proyectado un tramo de sobrepaso por lo que geométricamente no es aconsejable colocar un vado puesto que las curvas de ingreso y egreso deberían ser muy suaves para permitir en ese tramo el sobrepaso lo que nos lleva a longitudes muy largas encareciendo así al vado por su excesiva longitud. Por lo que en segunda instancia se descarta esta opción.

Siendo el caudal del cruce 2,60 m³/s menor a los 7 m³/s valor máximo para no considerar la utilización de alcantarilla-vado, se descarta en primera instancia también esta opción.

Observando la tabla, el costo de la alcantarilla de hormigón es de \$91947,45, mientras que para las alcantarillas de chapa corrugada el costo es de \$224930,70 existiendo una diferencia de costo de \$132983,25 o sea un 58,4% más costoso las alcantarilla de chapa en comparación a la alcantarilla rectangular de hormigón.

Por lo tanto la estructura rectangular de hormigón compuesta de 1 bocas de 1.50 m de luz por 1.00 m de alto es la más conveniente.

5.8 CRUCE PR 6+355.00

Para este cruce las posibles alternativas de estructuras entre alcantarilla rectangular de hormigón O-41211-I, vado, alcantarilla-vado y alcantarilla circular de chapa corrugada se redujo a solamente la posibilidad de usar las siguientes:

- Alcantarilla rectangular de hormigón
- Vado.

Como la altura del terraplen en esta progresiva es menor que la dimensión mínima del diametro de alcantarilla circular más la tapada mínima requerida para alcantarillas circular de chapa, o sea menor que 1.50m + 0.30 de tapada minima se descarta en primera instancia esta opción.

Siendo el caudal del cruce 0,51 m³/s menor a los 7 m³/s valor maximo para no considerar la utilización de alcantarilla-vado, se descarta en primera insrtancia también esta opción.

De las dos estructuras posibles, la longitud del vado queda definida en ultima instancia por los requerimientos geométricos de la traza, dando así una longitud final de 55 mts, valor este mayor que la longitud hidraulicamente necesaria que es de 12 mts.

Obseravando la tabla, el costo de la alcantarilla de hormigon es de \$91947,45, mientras que para el vado el costo es de \$390933,40 existiendo una diferencia de costo de \$298985,95, o sea un 76,5% mas costosa el vado en comparación a la alcantarilla rectangular de hormigón.

Por lo tanto la estructura rectangular de hormigón compuesta de 1 bocas de 1.50 m de luz por 1.00 m de alto es la mas conveniente.

5.9 CRUCE PR 6+740.00

Para este cruce es posible utilizar todas las alternativas de estructuras, o sea alcantarilla rectangular de hormigón O-41211-I, vado, alcantarilla-vado y alcantarilla circular de chapa corrugada:

- Alcantarilla rectangular de hormigón
- Alcantarilla circular de chapa corrugada.
- Alcantarilla-Vado.
- Vado

Este cruce esta ubicado a la altura del Arroyo El Desarenador. Este rio desciende sobre un abanico aluvial transportando mucha carga de sedimentos.

El caudal del río es de 6,24 m³/s valor este muy cerca de los 7 m³/s que se habia tomado como valor desde el cual se plantea el uso de alcantarilla-vado, pero a manera de verificación se calcula el cruce con este tipo de estructura.

Se plantea entonces la utilización de alcantarilla-vado con lo cual la longitud de la losa del vado es de 58 mts y se utilizan 2 caños circulares de chapa corrugada de 2 mts de diámetro.

Tambien se plantea la posibilidad de utilizar solo caños de chapa lo que dimensionando el cruce con esta estructura se requiere 3 caños circulares de chapa corrugada de 2 mts de diámetro.

De estos dimensionamientos de las diferentes estructuras se puede llegar a las siguientes conclusiones:

- La utilización de un cruce tipo alcantarilla-vado es la mas costosa, mas costosa que la opción de solo vado, siendo su costo total de \$661768,84.

- La opción de alcantarilla de hormigón rectangular tipo O-41211-I compuesta de 2 bocas de 5 mts de luz por 1,50 mts de altura es la segunda estructura mas costosa, siendo de \$635596,20.
- El vado de hormigón de 58 mts de longitud tiene un costo total de \$412257,04.
- La estructura de cruce mas económica en comparacion con las cuatro estudiadas, es la de 3 alcantarillas circulares de chapa corrugada y de 2 mts de diámetro, siendo su costo de \$374267,70.

Por lo tanto la estructura compuesta por 3 bocas de caño de chapa corrugado de 2 mts de diámetro es la mas conveniente para este cruce.

6 BIBLIOGRAFÍA

Ven Te Chow (1951) *"Hidrología Aplicada"*, Ed Mc Graw Hill.

F.J.A Minjares (1992) *"Fundamentos de Hidrología Superficial"* Ed. Limusa.

Department of Civil and Construction Engineering (2001); *Low water stream crossings: design and construction recommendations*; Iowa State University.

Berardo, María; Baruzzi, Alejandro; Vanoli, Gustavo; Freire, Rodolfo; Tartabini, Mauro (2008), *Principios de Diseño Geométrico Vial*; Cátedra Transporte II FCEfYN-UNC.

American Iron and Steel Institute (2002), *Handbook of Steel Drainage & Highway Construction Products*.

INTA EEA Salta (2011) *"Caracterización de las cuencas hídricas de las provincias de Salta y Jujuy"*

Snyder F.F (1938) *"Synthetic Unit Grapes. Transaction of the American Geophysical Union"*.

Elmer Bervis (2004), *Guía hidráulica para el diseño de obras de drenaje en caminos rurales*, Programa de Apoyo al Sector Transporte (PAST-DANIDA)..

Manual HY8.

Manual HEC-HMS.