



PARES & ALVAREZ



Estudio Hidrológico

SERVICIOS DE INGENIERÍA BÁSICA PARA CAMINOS CENTRAL TERMOELÉCTRICA CASTILLA

MPX Energía de Chile Ltda.

DOCUMENTO P&A

2114-MC-001

REV	FECHA	DESCRIPCION	POR	REV.	APRB.
A	30/07/01	EMITIDO PARA COMENTARIOS	RPS	ATC	MSC



INDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	2
2. ANÁLISIS DE FRECUENCIA.....	3
2.1 Distribución de probabilidad Log-Normal.....	5
2.2 Distribución de valores extremos de Gumbel.	6
2.3 Distribución Gamma II.	8
2.4 Distribución Gamma III o Pearson.....	10
2.5 Prueba de bondad de ajuste.	11
2.6 Análisis de los datos.....	12
2.7 Distribuciones para el diseño.	19
3. CAUDALES DE DISEÑO.	20
3.1 Precipitación de diseño.	20
3.2 Determinación de caudales para la zona de estudio.	22
3.3 Resultados, Quebradas y Cuencas Identificadas.....	24
4. CONCLUSIONES.....	31
5. REFERENCIA BIBLIOGRAFICA.	33
6. ANEXOS.....	34
6.1 Precipitaciones Máximas Anuales en 24 Horas.	34
6.2 Cartografías IGM escala 1:50.000.....	37
6.3 Parámetros de cada cuenca utilizados para el cálculo del caudal. ...	41
6.4 Ejes hidráulicos y secciones transversales para obras de arte.	43



Estudio Hidrológico

1. INTRODUCCIÓN.

El presente estudio hidrológico corresponde a la determinación de escorrentía superficial de aguas lluvias para el diseño de los caminos interiores de la Central Castilla, de un trazado de aprox. 20 km, ubicada en el sector de Bahía Salado, zona costera de la Comuna de Copiapó, ubicada, a 100 km de la ciudad de Copiapó.

Para este análisis es preciso determinar los caudales que controlarán el diseño de atraviesos en la obra vial. Para definir dichos caudales se requiere de un análisis refinado de forma de estimar lo más certeramente posible las exigencias a las que se verán sometidas las distintas obras.

La estimación de dichos caudales se realiza mediante un análisis de frecuencia de la información muestral, en este caso el registro de la estación Copiapó, ajustando una distribución de probabilidad a las precipitaciones máximas anuales de duración 24 horas.

Una vez definida una distribución de probabilidades de diseño, junto a la definición de períodos de retorno, es posible obtener caudales de diseño para el pre-dimensionamiento de atraviesos.



Estudio Hidrológico

2. ANÁLISIS DE FRECUENCIA.

El objetivo general del análisis de frecuencia es determinar la probabilidad de que ocurra alguna magnitud de alguna variable. El análisis se basa en que los procesos hidrológicos se desarrollan de una forma parcialmente predecible y aleatoria, es decir, como procesos estocásticos. La metodología consiste en describir la variación aleatoria de un conjunto de fenómenos a través de principios matemáticos basados en las observaciones disponibles.

Una variable aleatoria X es una variable descrita por una distribución de probabilidad, la que determina la posibilidad de que una observación x de la variable esté dentro de un rango especificado para X .

El análisis se puede realizar de acuerdo a las siguientes etapas:

1. Si las observaciones de una muestra están idénticamente distribuidas (pertenecen a la misma distribución de probabilidad) pueden ordenarse para formar un histograma de frecuencias. Para ello se divide el intervalo de valores factibles en subintervalos discretos de longitud Δx , así el intervalo "i" cubre desde $x_i - \Delta x$ hasta x_i . Luego, se cuenta el número de observaciones que cae en cada intervalo de forma de asignar una frecuencia relativa a cada uno.

$$f_s(x_i) = \frac{n_i}{n}$$

Donde $f_s(x_i)$: frecuencia relativa del intervalo "i".

n_i : número de datos dentro del intervalo "i".

n : número de datos totales

Gráficamente, el histograma tiene el siguiente aspecto:



Estudio Hidrológico

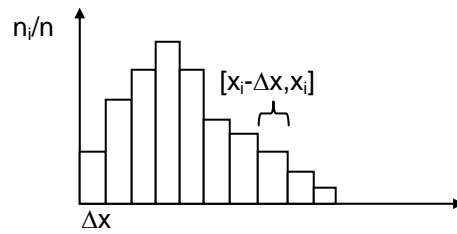


Figura N°1. Esquema de histograma.

La suma de los valores de las frecuencias relativas hasta un cierto intervalo corresponde a la función de frecuencia acumulada:

$$F_s(x_i) = \sum_{j=1}^i f_s(x_j)$$

Donde $F(x_i)$: frecuencia acumulada hasta el intervalo "i".

2. Tomando el límite cuando la muestra tiende a infinito y la longitud del intervalo es infinitamente pequeña, se tiene:

$$F(x) = \lim_{\substack{n \rightarrow \infty \\ \Delta x \rightarrow 0}} F_s(x)$$

$$f(x) = \frac{dF(x)}{dx}$$

Donde $F(x)$: función de distribución de probabilidad.

$f(x)$: función de densidad de probabilidad.

Considerando que las funciones de distribución y/o de densidad de probabilidad son conocidas, la función de frecuencia relativa está dada por:

$$p(x_i) = \int_{x_i - \Delta x}^{x_i} f(x) dx = F(x_i) - F(x_i - \Delta x) = F(x_i) - F(x_{i-1})$$



Estudio Hidrológico

Donde $p(x_i)$: frecuencia relativa del intervalo “i” según alguna distribución.

La comparación entre los valores de $f_s(x_i)$ y $p(x_i)$ permite medir el grado de ajuste entre la distribución seleccionada y los datos disponibles. Para efectos del estudio se empleará el test de bondad de ajuste χ^2 , el que será explicado más adelante.

De acuerdo a lo descrito, se procederá a ajustar una serie de funciones de densidad de frecuencia de uso frecuente en hidrología a la información disponible. Posteriormente se procederá a estimar la calidad del ajuste de modo de seleccionar aquella que se utilizará para efectos de diseño.

2.1 *Distribución de probabilidad Log-Normal.*

Considerando:

$$y = \ln(x)$$

Donde y : variable aleatoria.

x : variable aleatoria.

Si la variable aleatoria “y” está normalmente distribuida, se puede decir que la variable “x” se distribuye en forma Log-Normal. Esta distribución tiene la ventaja de estar limitada a valores positivos de “x” y que la transformación logaritmo natural tiende a reducir la asimetría positiva debido a que los valores grandes se reducen proporcionalmente más que los valores pequeños. Por otro lado el hecho de que posee sólo dos parámetros, lo que limita el ajuste.



Estudio Hidrológico

La función de densidad de probabilidades está dada por:

$$f(y) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \cdot S_y} \cdot e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{y - \bar{y}}{S_y} \right)^2}$$

Donde S_y : desviación estándar de y .

\bar{y} : valor medio de y .

Recordando que:

$$\bar{y} = \frac{1}{n} \cdot \sum \ln(x)$$

$$S_y^2 = \frac{1}{n-1} \cdot \sum (\ln(x) - \bar{y})^2$$

2.2 Distribución de valores extremos de Gumbel.

La utilización de series de valores extremos, ya sean máximos o mínimos, permiten reducir la información centrándose sólo en la de interés, además, elimina la dependencia temporal. Las más utilizadas y fáciles de conseguir son las series de extremos anuales. Sin embargo, estas series pueden dejar fuera valores importantes. Se ha demostrado que las distribuciones de valores extremos seleccionados de conjuntos de muestras de cualquier distribución de probabilidad convergen en una de las tres formas de distribuciones de valores extremos, llamadas tipo I, II y III, cuando el número de valores extremos seleccionados es grande. Dentro de las de tipo I se encuentra la de Gumbell. Si la muestra fuera infinitamente grande, se tiene:

$$F(x) = e^{-e^{-b}}$$



Estudio Hidrológico

Donde $F(x)$: función de distribución de probabilidad.
 b : variable reducida.

La variable reducida b se puede expresar como:

$$b = \frac{x-u}{\alpha} \quad \alpha = \frac{S_x}{1,2825}$$

$$u = \bar{x} - 0,5772 \alpha$$

Donde

x : variable aleatoria.
 \bar{x} : media de x
 S_x : desviación estándar de x .

Sustituyendo μ y α en ecuación de la variable reducida b tendremos:

$$b = 1,2825 \frac{x - \bar{x}}{S_x} + 0,5772$$

En el caso que el número de datos es finito, se postula que:

$$b = \sigma_y \left(\frac{x - \bar{x}}{S_x} \right) + \mu_y$$

Donde μ_y : valor medio de y .
 σ_y : desviación estándar de y .



Estudio Hidrológico

Los valores de μ_y y σ_y de la variable reducida dependen exclusivamente del número “n” de datos.

nº datos	μ_y	σ_y
10	0,4952	0,9496
15	0,5128	1,0206
20	0,5236	1,0628
25	0,5309	1,0914
30	0,5362	1,1124
35	0,5403	1,1285
40	0,5436	1,1413
45	0,5463	1,1518
50	0,5485	1,1607
55	0,5504	1,1682
60	0,5521	1,1747
65	0,5535	1,1803
70	0,5548	1,1854
75	0,5559	1,1898
80	0,5569	1,1938
85	0,5578	1,1974
90	0,5586	1,2007
95	0,5593	1,2037
100	0,5600	1,2065
-->infinito	0,5772	1,2825

Tabla N°1. Valores de μ_y y σ_y

2.3 Distribución Gamma II.

Esta distribución describe el tiempo que toma la ocurrencia de un número β de eventos en un proceso de Poisson. Corresponde a la suma de β variables aleatorias independientes e idénticas, distribuidas exponencialmente. Esta distribución es útil para la descripción de variables hidrológicas asimétricas. Así:

$$f(x) = \frac{1}{\beta^\alpha \cdot \Gamma(\alpha)} \cdot x^{\alpha-1} \cdot e^{-\frac{x}{\beta}} \quad x > 0$$

Donde x : variable aleatoria.

α, β : parámetros de la distribución.

$\Gamma(\alpha)$: función gamma.



Estudio Hidrológico

Los parámetros de esta distribución se pueden estimar según:

$$\bar{x} = \alpha \cdot \beta$$

$$S_x^2 = \beta^2 \cdot \alpha \rightarrow \alpha = \left(\frac{\bar{x}}{S_x} \right)^2 \rightarrow \beta = \frac{S_x^2}{\bar{x}}$$

$$m_3 = \frac{N \cdot \sum (x - \bar{x})^3}{(N-1) \cdot (N-2)} \rightarrow G = \frac{m_3}{S_x^3} = \frac{2}{\sqrt{\alpha}}$$

Donde \bar{x} : valor medio de x.

S_x : desviación estándar de x.

m_3 : momento de tercer orden.

G : coeficiente de simetría.

Recordando algunas propiedades de la función gamma:

$$\Gamma(\alpha) = \int_0^{\infty} y^{\alpha-1} \cdot e^{-y} dy \rightarrow \Gamma(\alpha) = (\alpha-1)!$$

$$\Gamma(\alpha-1) = (\alpha-1) \cdot \Gamma(\alpha-2)$$

$$P(x \leq X) = \frac{\Gamma\left(\alpha, \frac{x}{\beta}\right)}{\Gamma(\alpha)}$$



Estudio Hidrológico

2.4 Distribución Gamma III o Pearson.

Esta distribución introduce un tercer parámetro (x_0) adicional a la Gamma II que corresponde a un límite inferior o a un desplazamiento de la curva. Las expresiones quedan:

$$f(y) = \frac{1}{\beta^\alpha \cdot \Gamma(\alpha)} \cdot y^{\alpha-1} \cdot e^{-\frac{y}{\beta}} \quad y = x - x_0$$

Donde y : variable aleatoria.

α, β, x_0 : parámetros de la distribución.

Los parámetros de esta distribución se pueden estimar según:

$$\beta = \frac{S_x^2}{\bar{x} - x_0} = \frac{S_y^2}{\bar{y}}$$

$$\alpha = \left(\frac{\bar{y}}{S_y} \right)^2 = \left(\frac{\bar{x} - x_0}{S_x} \right)^2$$

$$\alpha = \frac{4}{G^2} \rightarrow \sqrt{\alpha} = \frac{2}{G} = \frac{\bar{x} - x_0}{S_x} \rightarrow x_0 = \bar{x} - \frac{2 \cdot S_x}{G}$$

$$P(x \leq X) = \frac{\Gamma\left(\alpha, \frac{y}{\beta}\right)}{\Gamma(\alpha)}$$

Donde \bar{y} : valor medio de y .

S_y : desviación estándar de y .



 Estudio Hidrológico

2.5 Prueba de bondad de ajuste.

La bondad de ajuste de una distribución de probabilidad puede probarse comparando los valores teóricos y muestrales de las funciones de frecuencia relativa o de frecuencia acumulada. En el caso de la función de frecuencia relativa se utiliza la prueba χ^2 . De acuerdo a la nomenclatura y el procedimiento anteriormente descrito, se tiene:

$$\chi_c^2 = \sum_{i=1}^m \frac{n \cdot [f_s(x_i) - p(x_i)]^2}{p(x_i)}$$

Donde χ_c^2 : valor de la prueba estadística.

m : número de intervalos.

La función de probabilidad χ^2 con “v” grados de libertad es la distribución para la suma de los cuadrados de “v” variables aleatorias normales estándar independientes z_i , así:

$$\chi_v^2 = \sum_{i=1}^v z_i^2$$

$$v = m - p - 1$$

Donde v : grados de libertad de la distribución χ^2 .

p : número de parámetros de la distribución del ajuste.

A continuación se procede a escoger un nivel de confianza o de significancia (α) para la prueba, usualmente se escoge el 95%. La hipótesis nula para la prueba es que la distribución de probabilidad propuesta se ajusta adecuadamente a la información. Para ello el valor del test se compara con el valor determinado para la distribución χ^2 con “v” grados de libertad que tiene una probabilidad acumulada de $1-\alpha$ ($\chi_{v,1-\alpha}^2$). Así:



Estudio Hidrológico

si $\chi_c^2 > \chi_{v,1-\alpha}^2 \rightarrow$ Hipótesis rechazada

si $\chi_c^2 < \chi_{v,1-\alpha}^2 \rightarrow$ No se rechaza la hipótesis

El valor de $\chi_{v,1-\alpha}^2$ en cada caso se puede determinar a partir de tablas o bien a través de funciones especiales incluidas en algunos software.

2.6 *Análisis de los datos.*

La estadística disponible de precipitaciones que se adjunta en anexo 5.1, incluye precipitación máxima anual en 24 horas.

2.6.1 Precipitación máxima en 24 horas.

Los datos disponibles de precipitación máxima anual en 24 horas se clasificaron según:

Intervalos	Marca de	Frecuencia	Frecuencia
	clase [mm]	Absoluta	Relativa
< 9	4,5	25	0,658
[9,18]	9,5	5	0,132
[18,27]	13,5	4	0,105
[27,36]	18	3	0,079
[36,45]	22,5	0	0,000
[45,54]	27	0	0,000
[54,63]	31,5	0	0,000
>63	36	1	0,026

Tabla N°2. Clasificación de Datos



Estudio Hidrológico

2.6.2 Ajuste distribución Log-Normal.

No aplica por tener precipitaciones con valor igual a cero

2.6.3 Ajuste distribución Gumbel.

Los parámetros y probabilidades teóricas por intervalo para realizar la prueba de bondad de ajuste se resumen en las siguientes tablas:

Media	9,93
Sx	13,72
Máximo	68,3
Mínimo	0,0
# datos	38
μ	0,5423
σ	1,1362

Tabla N°3. Parámetros para el ajuste.



Estudio Hidrológico

Rango	B _i	F(y)	p(x _i)	f _s (x _i)	χ ² _i
< 9	0,465	0,534	0,534	0,658	1,098
18	1,211	0,742	0,209	0,132	1,082
27	1,956	0,868	0,126	0,105	0,128
36	2,702	0,935	0,067	0,079	0,082
45	3,447	0,969	0,034	0,000	1,275
54	4,193	0,985	0,016	0,000	0,621
63	4,939	0,993	0,008	0,000	0,298
>63		1,000	0,007	0,026	1,957

m	8
p	2
v = m - p - 1	5

χ _c ² =	6,541	<	χ _{v,0.95} ²	11,070
NO SE RECHAZA EL AJUSTE				

Tabla N°4. Resumen test de bondad de ajuste.

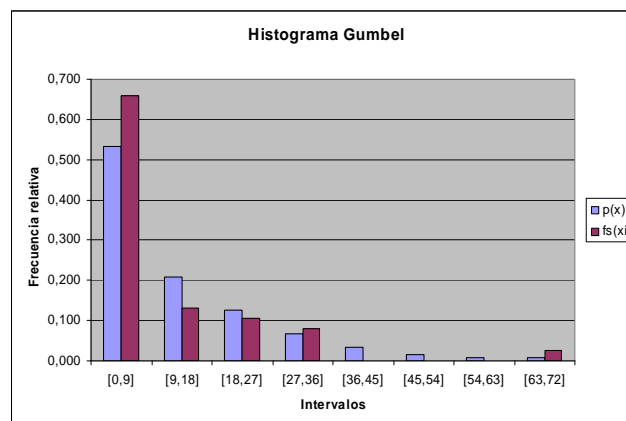


Figura N°2. Histograma Gumbel v/s muestra.



Estudio Hidrológico

2.6.4 Ajuste distribución Gamma II.

Los parámetros y probabilidades teóricas por intervalo para realizar la prueba de bondad de ajuste se resumen en las siguientes tablas:

Media	9,93
Sx	13,72
Máximo	68,3
Mínimo	0,0
# datos	38
α	0,524
β	18,947
G	2,7627945

Tabla N°5. Parámetros para el ajuste.



Estudio Hidrológico

Rango	F(x _i)	p(x _i)	f _s (x _i)	χ ² _i
< 9	0,6544	0,6544	0,6579	0,0007
18	0,8220	0,1676	0,1316	0,2939
27	0,9026	0,0806	0,1053	0,2875
36	0,9451	0,0425	0,0789	1,1878
45	0,9685	0,0234	0,0000	0,8892
54	0,9817	0,0132	0,0000	0,5020
63	0,9893	0,0076	0,0000	0,2881
> 63	1,0000	0,0107	0,0263	0,8582

m	8
p	2
v = m - p - 1	5

χ _c ² =	4,3073	<	χ _{v,0.95} ²	11,0705
NO SE RECHAZA EL AJUSTE				

Tabla N°6. Resumen test de bondad de ajuste.

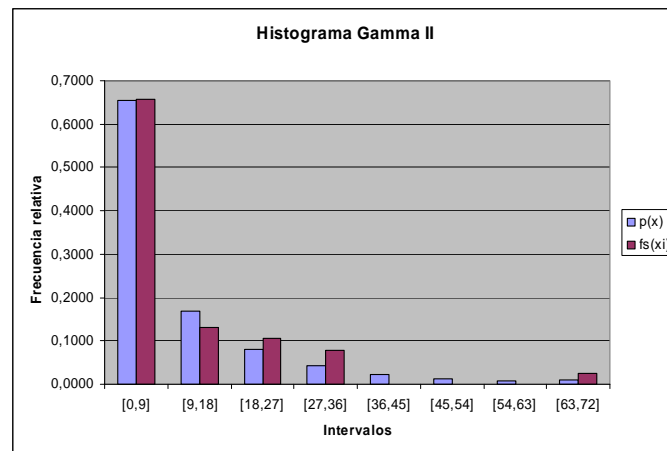


Figura N°3. Histograma Gamma II v/s muestra.



Estudio Hidrológico

2.6.4 Ajuste distribución Pearson.

Los parámetros y probabilidades teóricas por intervalo para realizar la prueba de bondad de ajuste se resumen en la siguiente tabla:

Media	11,04
Sy	13,72
Máximo	69,4
Mínimo	1,1
# datos	38
α	0,648
β	17,039

Tabla N°7. Parámetros para el ajuste.



Estudio Hidrológico

Rango	y	F(x _i)	p(x _i)	f _s (x _i)	χ ² _i
< 9	10,112	0,6374	0,6374	0,6579	0,0252
18	19,112	0,8127	0,1754	0,1316	0,4153
27	28,112	0,8993	0,0866	0,1053	0,1533
36	37,112	0,9447	0,0454	0,0789	0,9401
45	46,112	0,9693	0,0245	0,0000	0,9327
54	55,112	0,9828	0,0135	0,0000	0,5129
63	64,112	0,9903	0,0075	0,0000	0,2853
> 63		1,0000	0,0097	0,0263	1,0729

m	8
p	3
v = m - p - 1	4

χ _c ² =	4,3377	<	χ _{v,0.95} ²	9,4877
NO SE RECHAZA EL AJUSTE				

Tabla N°8. Resumen test de bondad de ajuste.

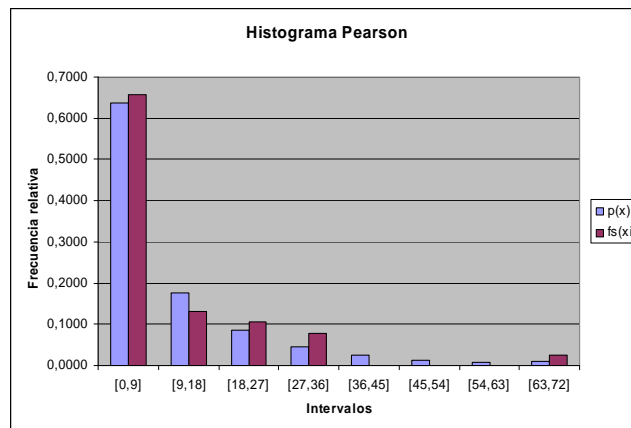


Figura N°4. Histograma Pearson v/s muestra.



Estudio Hidrológico

2.7 *Distribuciones para el diseño.*

Después de haber realizado el ajuste para precipitaciones máximas de 24 horas de duración, es preciso determinar la distribución que se emplearán como base para la estimación de las crecidas en cada caso. Como criterio para determinar el mejor ajuste en cada caso se obtendrá la probabilidad de error asociada a cada valor obtenido para la prueba de bondad de ajuste, siempre que haya sido exitosa considerando que el máximo permitido es de 95%. Así:

Duración de la precipitación	Distribución	Porcentaje de Ajuste $\chi_{v,0.95}^2$
24 [hrs]	Gumbel	25,7
	Gamma II	50,6
	Pearson	36,2

Tabla N°9. Probabilidades de Error.

De los resultados anteriores, se observa que la distribución que mejor se ajusta al registro obtenido en la estación Copiapó es la distribución Gamma II, por lo que se trabajará con esa distribución para el análisis de caudales esperados en las cuencas en estudio.



Estudio Hidrológico

3. CAUDALES DE DISEÑO.

3.1 Precipitación de diseño.

Recordando que el período de retorno corresponde al período de tiempo en el cual se espera que una cierta magnitud de alguna variable hidrológica se exceda una sola vez, es preciso definir el valor de éste parámetro que se utilizará para el diseño de las obras de evacuación. En el caso del diseño de obras de evacuación de aguas lluvias se sugiere realizar análisis con períodos de retorno de 2, 5, 10, 15 y 20 años, de forma de evaluar el incremento en los costos a medida que disminuye el riesgo en el diseño.

El período de retorno está directamente relacionado con la probabilidad de excedencia de cierta magnitud de una variable hidrológica según:

$$P_{ex} = P(x > x_0) = \int_{x_0}^{\infty} f(x) dx = 1 - F(x_0)$$

$$T = \frac{1}{P_{ex}}$$

Donde P_{ex} : probabilidad de excedencia

x_0 : magnitud de la variable hidrológica

$f(x)$: función de densidad de probabilidad de la variable hidrológica

$F(x)$: función de distribución de probabilidad de la variable hidrológica

T : período de retorno

Así, las probabilidades de excedencia asociadas a cada valor del período de retorno son:



Estudio Hidrológico

T	P _{ex}
2	0.50
5	0.20
10	0.10
15	0.07
20	0.05

Tabla N°10. Períodos de retorno y probabilidad de excedencia.

De acuerdo al ajuste estadístico realizado, es posible determinar el valor de la precipitación máxima anual de 24 horas de duración según la ley escogida como la de mejor ajuste. La guía de diseño "Técnicas Alternativas para Soluciones de Aguas Lluvias en Sectores Urbanos" del Ministerio de Vivienda y Urbanismo sugiere el empleo de un período de retorno de 10 años para el diseño de obras de drenaje urbano, valor que se adoptará para el presente análisis.

T	P _{exc}	1 - P _{exc}	P _{max} [mm]
2	0,50	0,50	4,7
5	0,20	0,80	16,3
10	0,10	0,90	26,6
15	0,07	0,93	32,9
20	0,05	0,95	37,5

Tabla N°11. Precipitaciones según probabilidad de excedencia.



Estudio Hidrológico

3.2 Determinación de caudales para la zona de estudio.

El cálculo de los caudales aportantes, provenientes de las áreas tributarias involucradas en el estudio, se efectuará por el denominado método de la Fórmula Racional.

La aplicación de este método resulta apropiada en cuencas pequeñas, de superficie menor a las mil hectáreas. A continuación, se explicará la metodología paso a paso empleada para la estimación de los caudales máximos para un período de retorno determinado.

La fórmula racional se define mediante la expresión:

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{3,6}$$

donde:

- Q : Caudal expresado en m³/s
- C : Coeficiente de escorrentía ponderado de la cuenca
- A : Área tributaria, en km²
- I : Intensidad de la lluvia de diseño para un determinado período de retorno y de duración igual al tiempo de concentración (Tc) de la cuenca, expresada en [mm/hr].

3.2.1 Coeficiente de escorrentía (c).

Este parámetro toma en consideración la capacidad de retener agua de los distintos tipos de suelo presentes en el área y debe, por tanto, ser ponderado en base a los diversos tipos de superficie presentes en la cuenca bajo análisis. En forma conservadora se adoptó para el sector del estudio un valor de 0,5.

3.2.2 Superficie de la cuenca aportante.

Corresponde al área tributaria que se considerará para el estudio y estimación de caudales para el diseño; es decir, equivale a toda la superficie que de una u otra manera recibe la precipitación y la conduce a la zona en estudio. El área tributaria fue estimada a través de cartografías del Instituto Geográfico Militar (IGM) escala 1:50.000 adjuntas en anexo 5.2 en las que se superpuso curvas de nivel cada 5 metros, para una mejor estimación, importadas con AutoCAD Civil 3D desde Google Earth.



Estudio Hidrológico

3.2.3 Intensidad de la lluvia de diseño.

Según se indicó, este parámetro se define para un período de diseño dado y se asocia a un intervalo de duración también establecido.

El tiempo de concentración de la cuenca (T_c), se estimará mediante la expresión propuesta por Giandotti que resulta adecuada para las cuencas del sector.

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{A} + 1,5 \cdot L}{0,8 \cdot \sqrt{H}}$$

donde:

- T_c : Tiempo de concentración, expresado en [hr].
- A : Área de la cuenca, en [km²].
- L : Longitud del recorrido del principal curso de agua de la cuenca, en [km].
- H : Diferencia de nivel entre la cota media de la cuenca y el punto de salida, en [m].

Para facilitar su manejo, el tiempo de concentración (T_c) se expresará en minutos. Además, si eventualmente el tiempo calculado por el método de Giandotti resulta inferior a diez minutos, se asumirá este último valor como tiempo de concentración de la cuenca, para efectos del cálculo de caudales.

Los parámetros utilizados para el cálculo del caudal, descritos anteriormente, se adjuntan en anexo 5.3 para cada una de las cuencas identificadas.

Para el cálculo de la intensidad de la lluvia de diseño se recurrirá a la estadística disponible de precipitación máxima en 24 horas. Así, la evaluación de la intensidad máxima para un tiempo de concentración dado se realizará de acuerdo al método de Bell, considerando precipitaciones de una hora de duración.

$$I = \frac{P_t^T}{t}$$

- T : período de retorno en años.
- t : duración de la lluvia en minutos, igual al tiempo de concentración de la cuenca.

Por su parte, de acuerdo con los criterios del U.S.B.R., la lluvia de una hora de duración será igual a 0,22 veces aquella correspondiente a un período de 24 horas, si se considera un período de retorno de 10 años.



Estudio Hidrológico

$$P_t^T = (0,2 \cdot \ln(T) + 0,52) \cdot (0,54 \cdot t^{0,25} - 0,50) \cdot P_{60}^{10}$$

$$P_{60}^{10} = 0,22 \cdot P_{24hr}^{10}$$

Para el presente estudio se recurrirá a la información estadística de estaciones que involucren la zona en estudio, para así tener información de precipitación máxima para cierto período de retorno.

3.3 Resultados, Quebradas y Cuencas Identificadas.

De acuerdo a la metodología expuesta anteriormente tendremos los siguientes resultados:

3.3.1 Cuenca N°1.

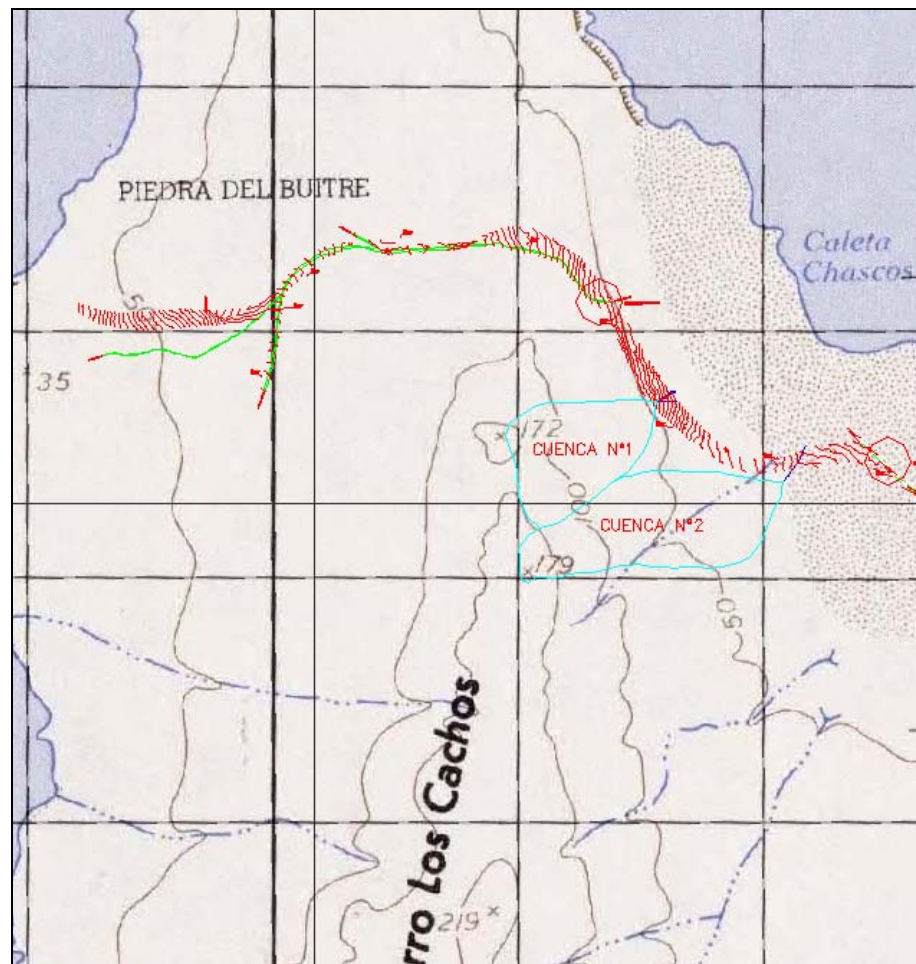


Figura N°5. Ubicación de Quebrada y respectiva Cuenca



Estudio Hidrológico

T [años]	P_t^T [mm]	I [mm/hr]	Q [m3/s]
2	2,866	0,102	0,003
5	3,664	0,130	0,004
10	4,267	0,152	0,005
15	4,620	0,164	0,005
25	5,065	0,180	0,005
50	5,668	0,201	0,006
100	6,271	0,223	0,007

Tabla N°12. Caudales de Diseño

3.3.2 Cuenca N°2.

Ver figura N°5 anterior.

T [años]	P_t^T [mm]	I [mm/hr]	Q [m3/s]
2	3,203	0,087	0,004
5	4,094	0,111	0,005
10	4,769	0,129	0,006
15	5,163	0,140	0,006
25	5,660	0,153	0,007
50	6,334	0,172	0,008
100	7,008	0,190	0,009

Tabla N°13. Caudales de Diseño



Estudio Hidrológico

3.3.3 Cuenca N°3.

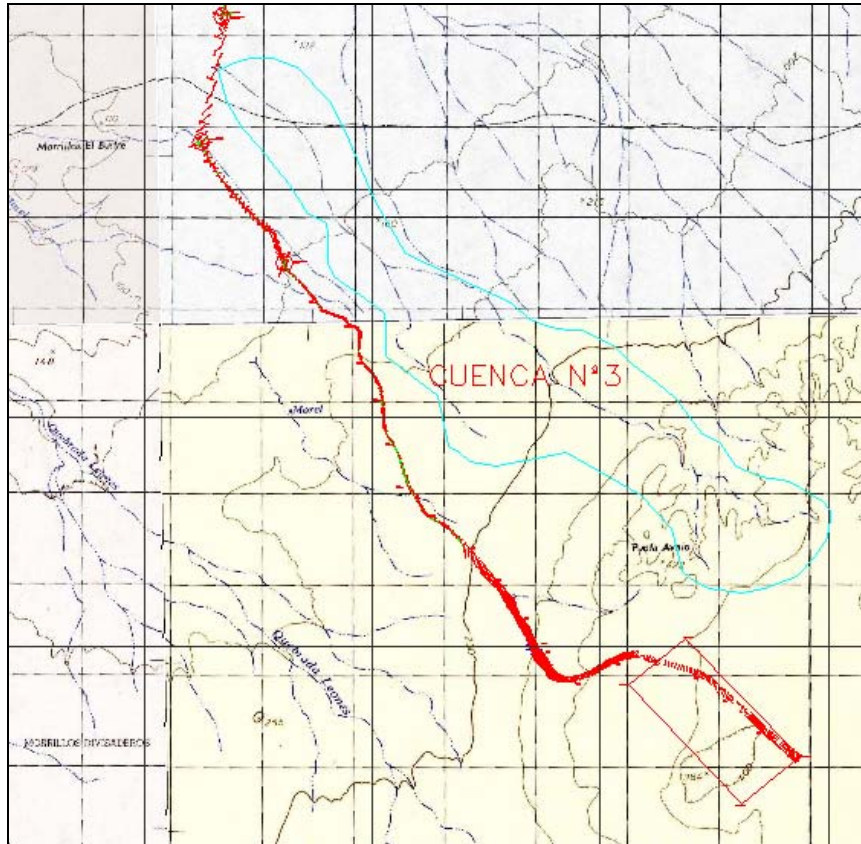


Figura N°6. Ubicación de Quebrada y respectiva Cuenca

T [años]	P_t^T [mm]	I [mm/hr]	Q [m3/s]
2	5,604	0,033	0,042
5	7,163	0,042	0,053
10	8,343	0,049	0,062
15	9,033	0,053	0,067
25	9,902	0,058	0,074
50	11,081	0,065	0,083
100	12,261	0,072	0,091

Tabla N°14. Caudales de Diseño



Estudio Hidrológico

3.3.4 Cuenca N°4.

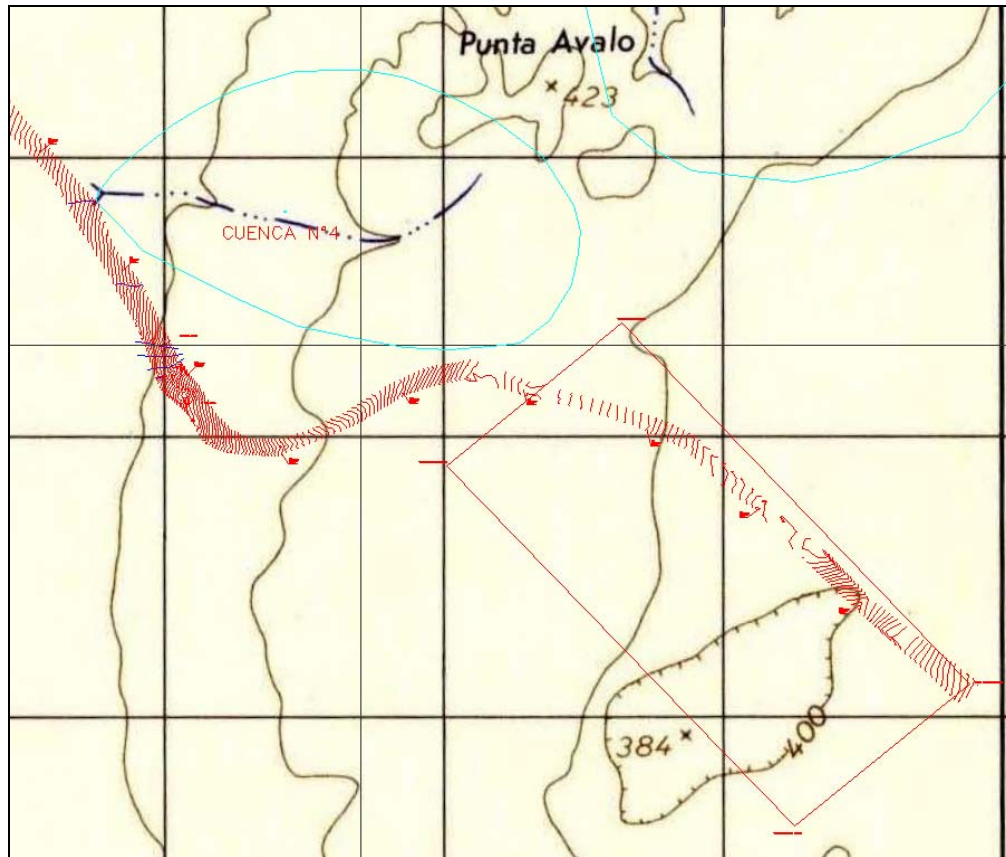


Figura N°7. Ubicación de Quebrada y respectiva Cuenca

T [años]	P_t^I [mm]	I [mm/hr]	Q [m3/s]
2	4,044	0,060	0,009
5	5,170	0,076	0,012
10	6,021	0,089	0,013
15	6,519	0,096	0,015
25	7,146	0,105	0,016
50	7,998	0,118	0,018
100	8,849	0,131	0,020

Tabla N°15. Caudales de Diseño



Estudio Hidrológico

3.3.5 Cuenca N°5.

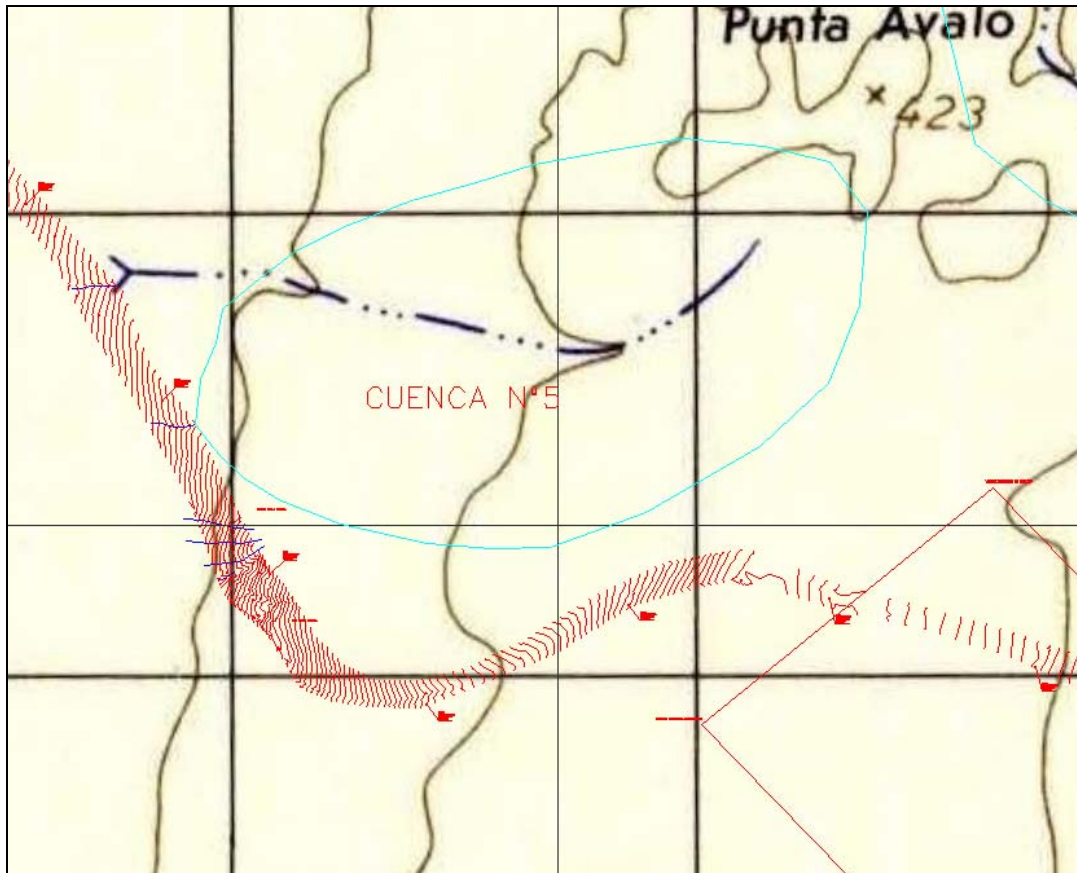


Figura N°8. Ubicación de Quebrada y respectiva Cuenca

T [años]	P_t^1 [mm]	I [mm/hr]	Q [m3/s]
2	4,000	0,061	0,007
5	5,114	0,078	0,009
10	5,956	0,091	0,010
15	6,448	0,098	0,011
25	7,069	0,107	0,012
50	7,911	0,120	0,014
100	8,753	0,133	0,015

Tabla N°16. Caudales de Diseño



Estudio Hidrológico

3.3.6 Cuencas N°6, N°7 y N°8.

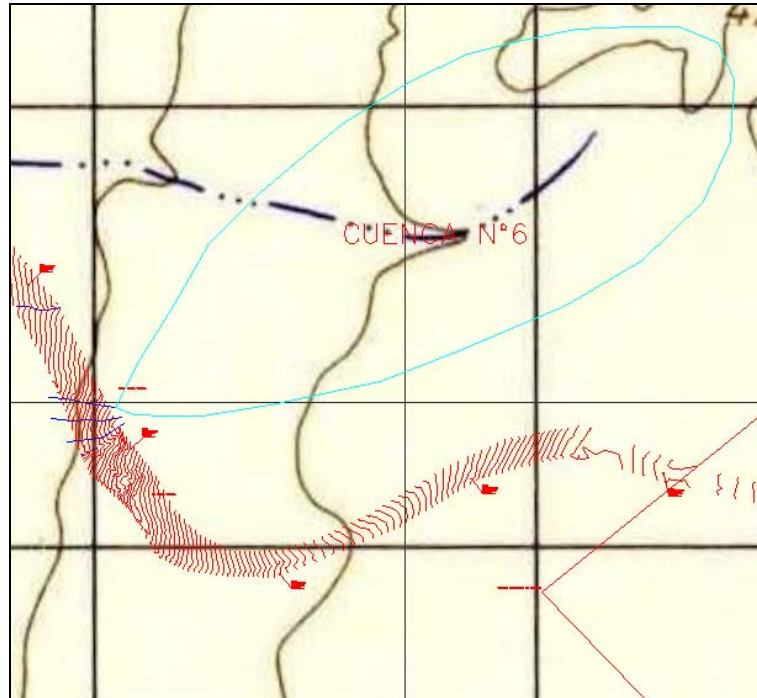


Figura N°9. Ubicación de Quebrada y respectiva Cuenca

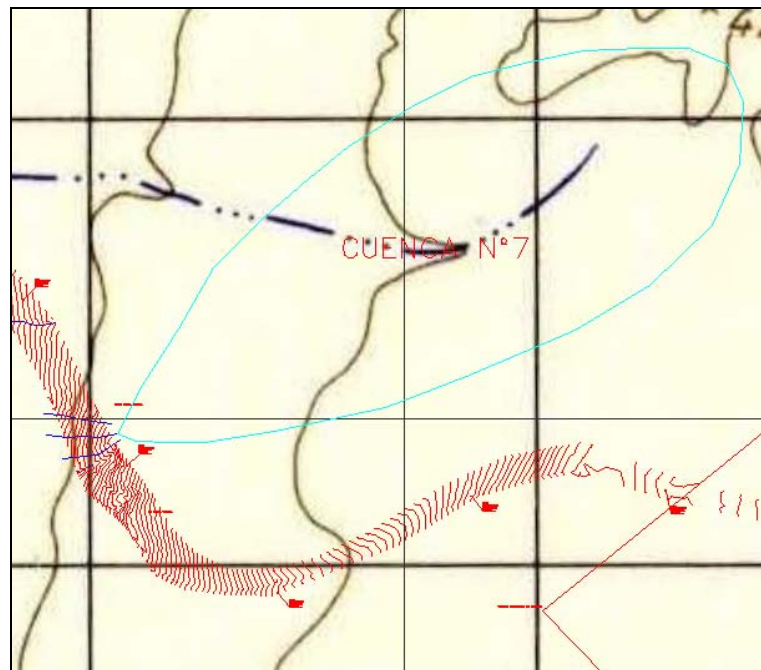


Figura N°10. Ubicación de Quebrada y respectiva Cuenca



Estudio Hidrológico

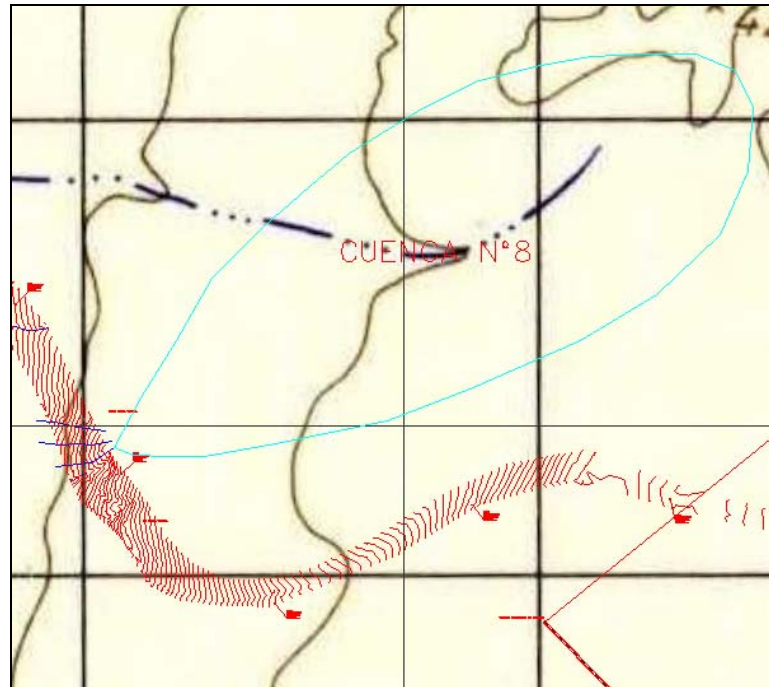


Figura N°11. Ubicación de Quebrada y respectiva Cuenca

Para estas tres últimas quebradas se consideró la misma cuenca y sus parámetros por la cercanía entre éstas.

T [años]	P_t^T [mm]	I [mm/hr]	Q [m3/s]
2	3,974	0,061	0,005
5	5,080	0,079	0,007
10	5,917	0,092	0,008
15	6,406	0,099	0,008
25	7,023	0,109	0,009
50	7,859	0,122	0,010
100	8,696	0,135	0,012

Tabla N°17. Caudales de Diseño



Estudio Hidrológico

4. CONCLUSIONES.

Como se puede apreciar en los datos de precipitación obtenidos a través de la Dirección General de Aguas (anexo 5.1), el sector donde se emplazará el camino desde la Central Castilla hasta el botadero de cenizas, es una zona de escasas precipitaciones. Esto implica no contar con un patrón bien definido en el comportamiento de las precipitaciones, a pesar de esto, se determinó que la distribución Gamma II se ajustaba al régimen de precipitaciones de la zona, pero no con un nivel de confianza de un 95% en el test de bondad de ajuste, si no que con sólo un 50,6%.

Con respecto a las obras de arte para la evacuación y/o conducción de aguas lluvias y considerando que los caudales obtenidos son pequeños, se recomienda que los caudales que lleguen al emplazamiento del camino proyectado sean canalizados en forma conjunta a través de obras de arte tipo canaletas desde una quebrada cercana a otra y en un solo lugar realizar el atraveso de aguas lluvias por debajo de la calzada a través de una obra de conducción.

En el capítulo 3.3 se describen 8 quebradas con sus respectivas cuencas, las cuales fueron identificadas una a una durante visita a terreno y confirmadas posteriormente a través del levantamiento topográfico efectuado al emplazamiento del camino proyectado. De acuerdo a la recomendación descrita en el párrafo anterior, para cada una de las quebradas se sugiere lo siguiente:

- Para las quebradas correspondientes a las cuencas N°1 y N°2 (ver figura N°5, capítulo 3.3), diseñar canal abierto (canaleta colectora de aguas lluvias) en sobre ancho de calzada al pie del “talud de relleno” desde kilómetro 2+240 hasta kilómetro 2+900 del EJE 1 proyectado. El agua lluvia proveniente de cada cuenca debe ser canalizada hacia el canal abierto mencionado anteriormente. También se debe proyectar, para la descarga de aguas lluvias del canal, obra de conducción transversal (canal circular) bajo la calzada del camino (kilómetro 2+900 del EJE 1 proyectado), desde el término del canal abierto hasta el “talud de corte” (costado opuesto de la calzada).
- Para la quebrada correspondiente a la cuenca N°3 (ver figura N°6, capítulo 3.3), proyectar obra de canalización y conducción transversal bajo la calzada del camino desde “talud de relleno” hasta “talud de corte” (kilómetro 7+420 del EJE 1 proyectado).
- Por último, para las quebradas correspondientes a las cuencas N°4, N°5, N°6, N°7 y N°8 (ver figuras N°7, N°8, N°9, N°10 y N°11, capítulo 3.3), diseñar canal abierto (canaleta colectora de aguas lluvias) en sobre ancho de calzada al pie del “talud de relleno” desde kilómetro 5+320 hasta kilómetro 4+640 del EJE 2



Estudio Hidrológico

proyectado. El agua lluvia proveniente de cada cuenca debe ser canalizada hacia el canal abierto mencionado anteriormente. También se debe proyectar, para la descarga de aguas lluvias del canal, obra de conducción transversal (canal circular) bajo la calzada del camino (kilómetro 4+640 del EJE 2 proyectado), desde el término del canal abierto hasta el “talud de corte” (costado opuesto de la calzada).

Para la determinación de los ejes hidráulicos de las obras de arte recomendadas, se utilizó programa HCANALES. En la sección Anexos 5.4 se adjuntan los resultados, en que el eje hidráulico corresponde al valor denominado “Tirante Normal” del las figuras.

Se obtuvo diferentes secciones dependiendo del tramo, pendientes y tipo de obra recomendada. Las pendientes utilizadas para las canaletas colectoras son consecuentes con la pendiente del eje de la calzada proyectada del camino en donde se debe emplazar dicha obra de arte. En el caso de los atravesos se recomiendan secciones circulares de diferentes diámetros, dependiendo del caudal a descargar, y con una pendiente de un 5%. Para ambos tipos de secciones se consideró una velocidad de escurrimiento mínima de 0.30 m/s para evitar sedimentación en la obra de arte. De los resultados obtenidos y expuestos en Anexos 5.4 se sugiere lo siguiente:

- Canaleta colectora de concreto, con sección rectangular, de ancho de base (b) de 0.20 m, altura 0.09 m, revancha de 0.027 m (30% de la altura de la sección) para tramo entre km 2+240 y km 2+900 del eje N°1 de la calzada proyectada. Se deben adoptar pendientes de escurrimiento iguales a pendientes utilizadas en el diseño del eje de la calzada en cada sector del tramo.
- Atraveso de sección circular de metal corrugado, de diámetro interior (d) de 0.20 m y pendiente de escurrimiento de un 5% en km 2+900 del eje N°1 de la calzada proyectada.
- Atraveso de sección circular de metal corrugado, de diámetro interior (d) de 0.35 m y pendiente de escurrimiento de un 5% en km 7+420 del eje N°1 de la calzada proyectada.
- Canaleta colectora de concreto, con sección rectangular, de ancho de base (b) de 0.30 m, altura 0.15 m, revancha de 0.045 m (30% de la altura de la sección) para tramo entre km 5+320 y km 4+640 del eje N°2 de la calzada proyectada. Se deben adoptar pendientes de escurrimiento iguales a pendientes utilizadas en el diseño del eje de la calzada en cada sector del tramo.
- Atraveso de sección circular de metal corrugado, de diámetro interior (d) de 0.30 m y pendiente de escurrimiento de un 5% en km 4+640 del eje N°2 de la calzada proyectada.



Estudio Hidrológico

Los caudales utilizados para el diseño de las diferentes secciones corresponden a los obtenidos para un periodo de retorno de 100 años, adoptando un criterio conservador y considerando que la diferencia de éstos con los de periodo de retorno de 20 años no es significativa.

Por último, respecto a la mecánica fluvial, los niveles de socavación esperados son bajos, debido a que los caudales de escorrentía superficial no son volúmenes altos que puedan transportar o arrastrar grandes cantidades de sedimentos. Producto de lo anterior y de que el sector donde se encuentra emplazado el camino proyectado, es una zona donde no hay grandes alturas o cerros que puedan desprenderse y producir posibles aluviones o eventos de este tipo.

5. REFERENCIA BIBLIOGRAFICA.

- HIDROLOGIA APLICADA, VEN TE CHOW.
- TÉCNICAS ALTERNATIVAS PARA SOLUCIONES DE AGUAS LLUVIAS EN SECTORES URBANOS.
- HIDRAULICA DE CANALES ABIERTOS, VEN TE CHOW.
- HIDRAULICA DE FRANCISCO JAVIER DOMINGUEZ.
- CARTOGRAFIAS I.G.M.
- ESTADISTICA DE PRECIPITACIONES DGA.



Estudio Hidrológico

6. ANEXOS.

6.1 *Precipitaciones Máximas Anuales en 24 Horas.*

MINISTERIO DE OBRAS
PUBLICAS
DIRECCION GENERAL DE
AGUAS

CENTRO DE INFORMACION DE RECURSOS HIDRICOS

PRECIPITACIONES MÁXIMAS ANUALES EN 24 HORAS

	PERIODO	1971 - 2008
Estación		
:	COPIAPO	
Código	03450004-	
BNA :	5	Latitud S : 27 22 00
Altitud		
:	385 msnm	Longitud W: 70 19 00
Cuenca	R.	
:	Copiapo	SubCuenca: R. Copiapo Bajo

AÑO	Máxima en 24 horas
	Fecha Precipitación
	(mm)

1971	20/06	2,50
1972	05/07	6,00
1973	07/06	8,00



Estudio Hidrológico

1974	10/09	2,60
1975	31/05	4,00
1976	27/05	8,00
1977	11/06	12,50
1978	31/01	0,00
1979	28/03	0,50
1980	25/07	32,00
1981	06/08	7,00
1982	25/09	1,50
1983	30/06	29,00
1984	10/07	12,00
1985	22/07	4,40
1986	18/05	4,50
1987	24/07	22,80
1988	21/05	1,0
1989	20/08	11,4
1990	31/01	0,0
1991	17/06	32,7
1992	27/05	25,8
1993	11/08	0,5
1994	31/01	0,0
1995	19/05	1,5
1996	31/01	0,0
1997	12/06	68,3
1998	09/06	2,2
1999	31/03	21,6
2000	23/06	21,5
2001	31/01	0,0



Estudio Hidrológico

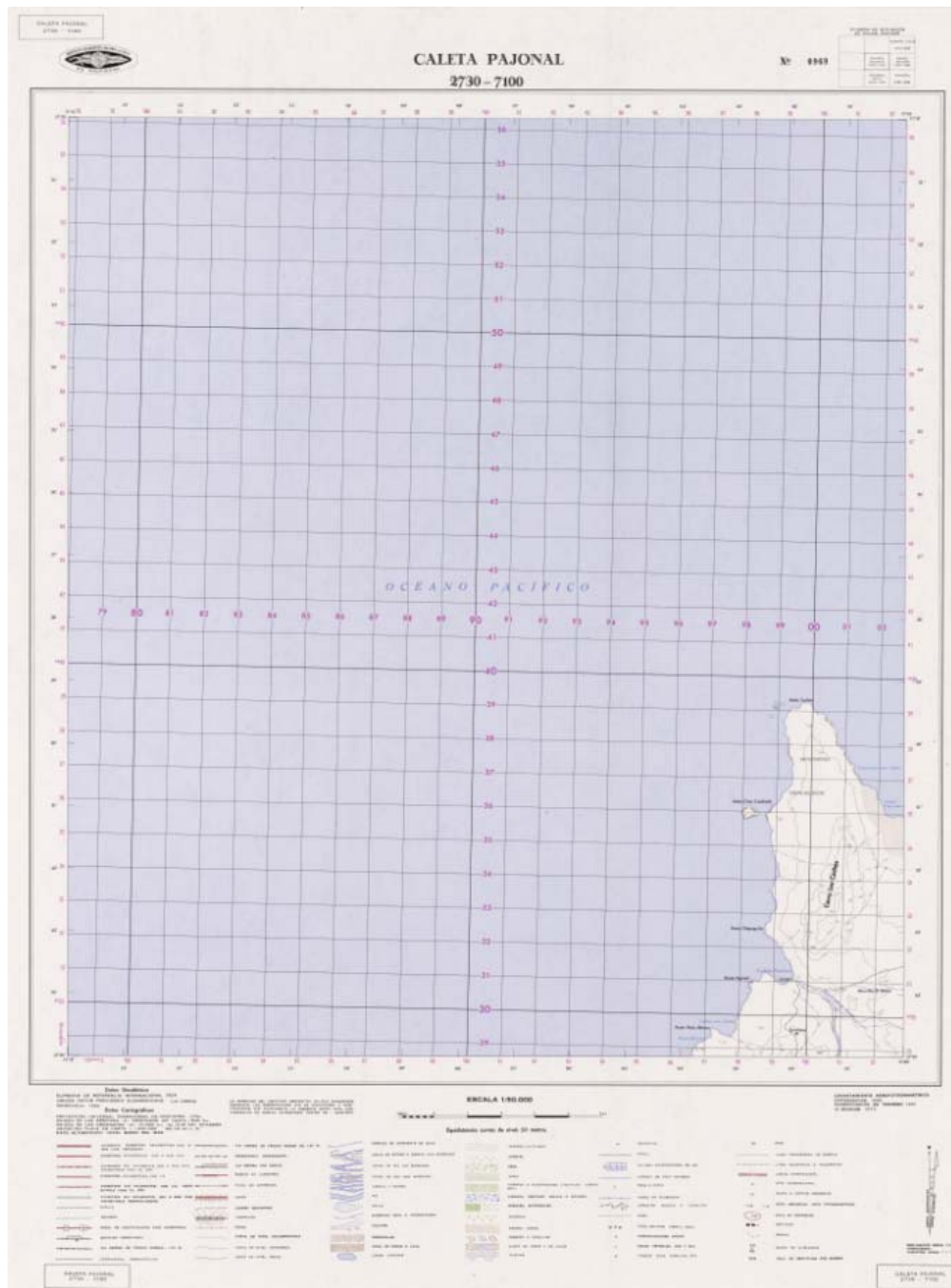
2002	27/08	10,0
2003	01/06	1,5
2004	20/07	5,3
2005	15/07	10,2
2006	31/01	0,0
2007	24/06	0,5
2008	20/07	6,0



Estudio Hidrológico

6.2 Cartografías IGM escala 1:50.000.

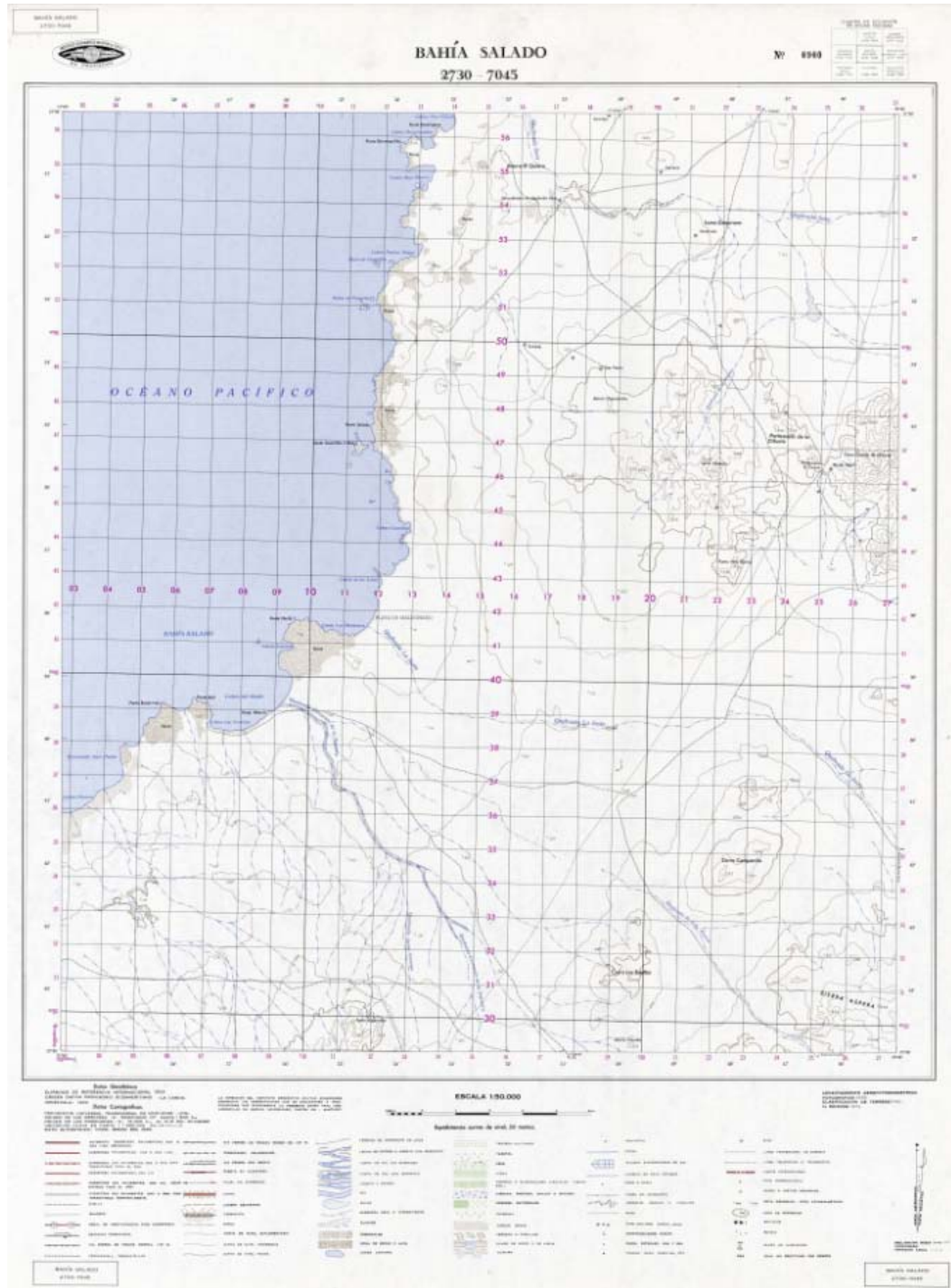
6.2.1 Cartografía C-99.





Estudio Hidrológico

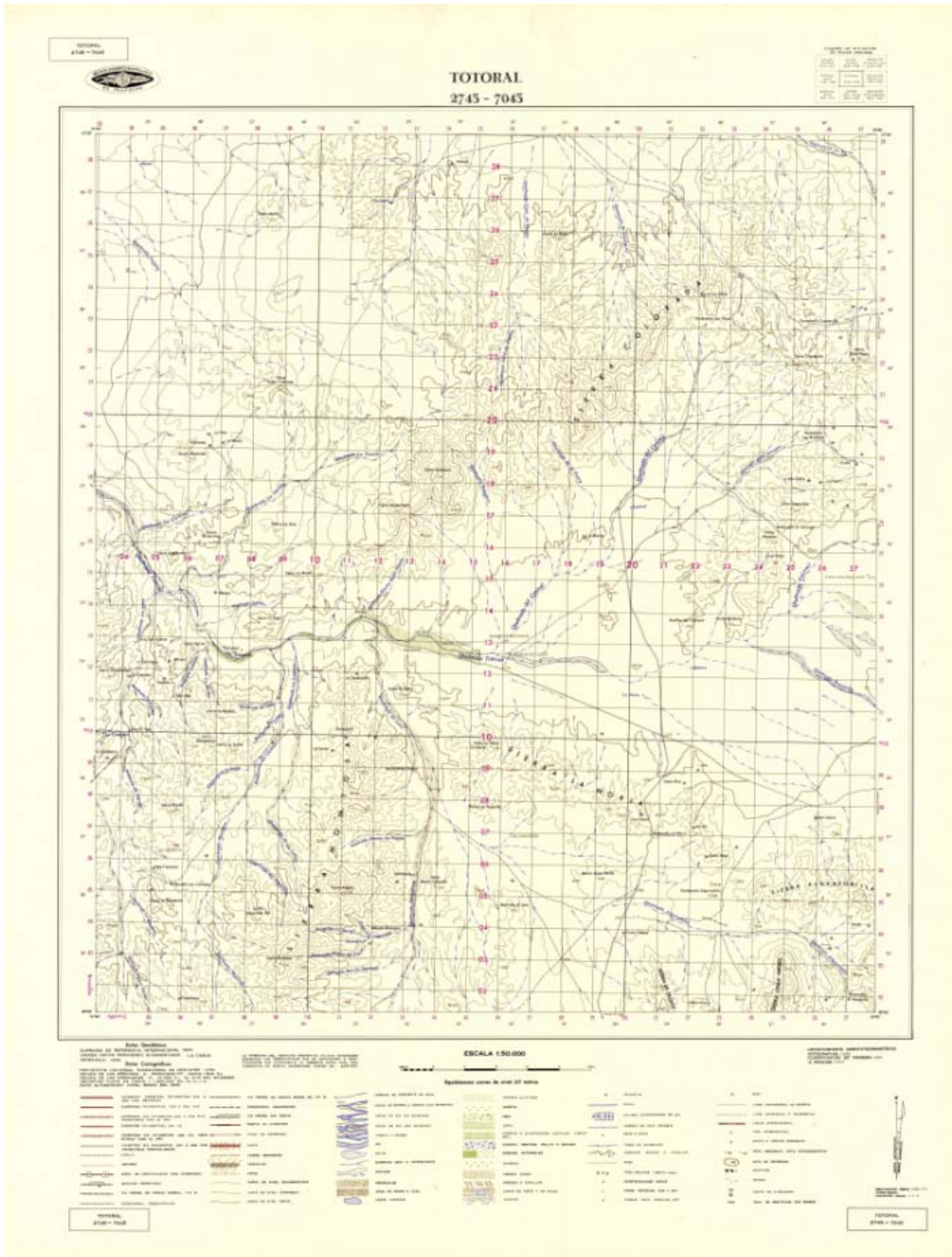
6.2.2 Cartografía C-100.





Estudio Hidrológico

6.2.4 Cartografía C-109.





Estudio Hidrológico

6.3 *Parámetros de cada cuenca utilizados para el cálculo del caudal.*

6.3.1 Cuenca N°1.

A =	<u>0,216</u>	[Km2]
L =	<u>0,650</u>	[Km]
H =	<u>57,000</u>	[m]
C =	<u>0,500</u>	

Tc =	0,469	[hrs]
t =	28,133	[minutos]

Tabla N°18. Parámetros de la cuenca

6.3.2 Cuenca N°2.

A =	<u>0,331</u>	[Km2]
L =	<u>1,250</u>	[Km]
H =	<u>72,000</u>	[m]
C =	<u>0,500</u>	

Tc =	0,615	[hrs]
t =	36,915	[minutos]

Tabla N°19. Parámetros de la cuenca

6.3.3 Cuenca N°3.

A =	<u>9,203</u>	[Km2]
L =	<u>9,350</u>	[Km]
H =	<u>131,000</u>	[m]
C =	<u>0,500</u>	

Tc =	2,857	[hrs]
t =	171,419	[minutos]

Tabla N°20. Parámetros de la cuenca



Estudio Hidrológico

6.3.4 Cuenca N°4.

A =	<u>1,239</u>	[Km ²]
L =	<u>1,600</u>	[Km]
H =	<u>57,500</u>	[m]
C =	<u>0,440</u>	

T _c =	1,129	[hrs]
t =	67,767	[minutos]

Tabla N°21. Parámetros de la cuenca

6.3.5 Cuenca N°5.

A =	<u>0,933</u>	[Km ²]
L =	<u>1,600</u>	[Km]
H =	<u>51,000</u>	[m]
C =	<u>0,440</u>	

T _c =	1,097	[hrs]
t =	65,791	[minutos]

Tabla N°22. Parámetros de la cuenca

6.3.6 Cuenca N°6, N°7 y N°8.

A =	<u>0,701</u>	[Km ²]
L =	<u>1,600</u>	[Km]
H =	<u>44,500</u>	[m]
C =	<u>0,440</u>	

T _c =	1,077	[hrs]
t =	64,642	[minutos]

Tabla N°23. Parámetros de la cuenca



Estudio Hidrológico

6.4 Ejes hidráulicos y secciones transversales para obras de arte.

6.4.1 Canaletas Colectoras Rectangulares de Concreto

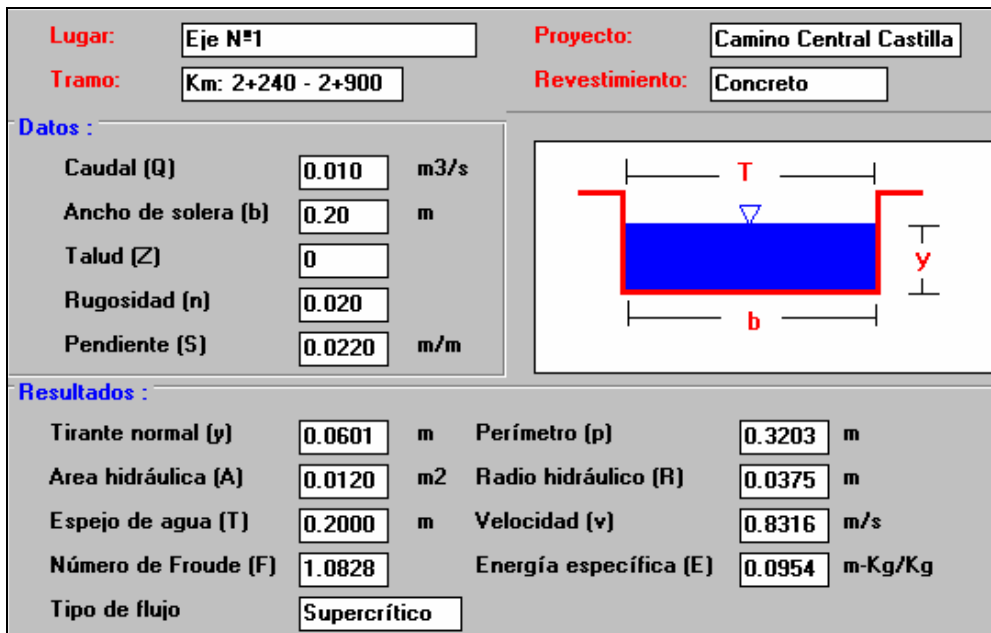


Figura N°12. Sección para sector con pendiente 2.20%

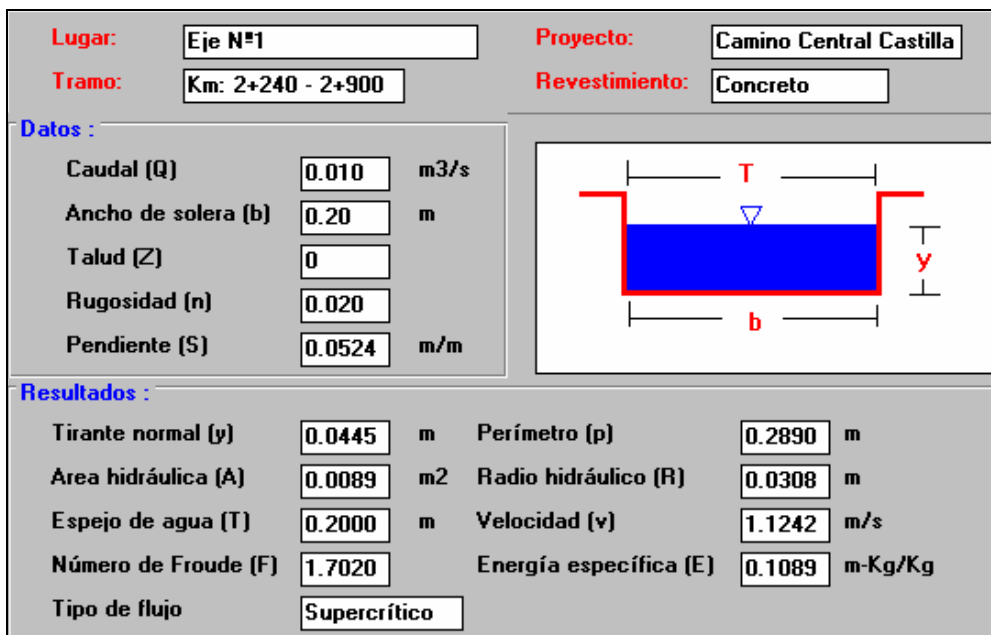


Figura N°13. Sección para sector con pendiente 5.24%



Estudio Hidrológico

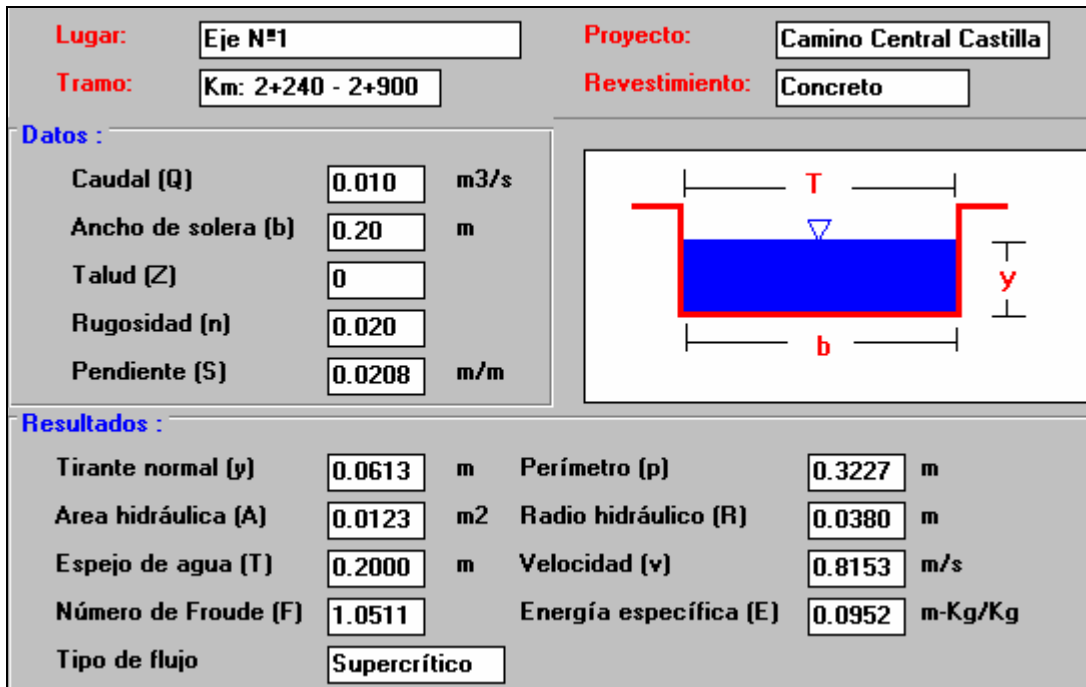


Figura N°14. Sección para sector con pendiente 2.08%

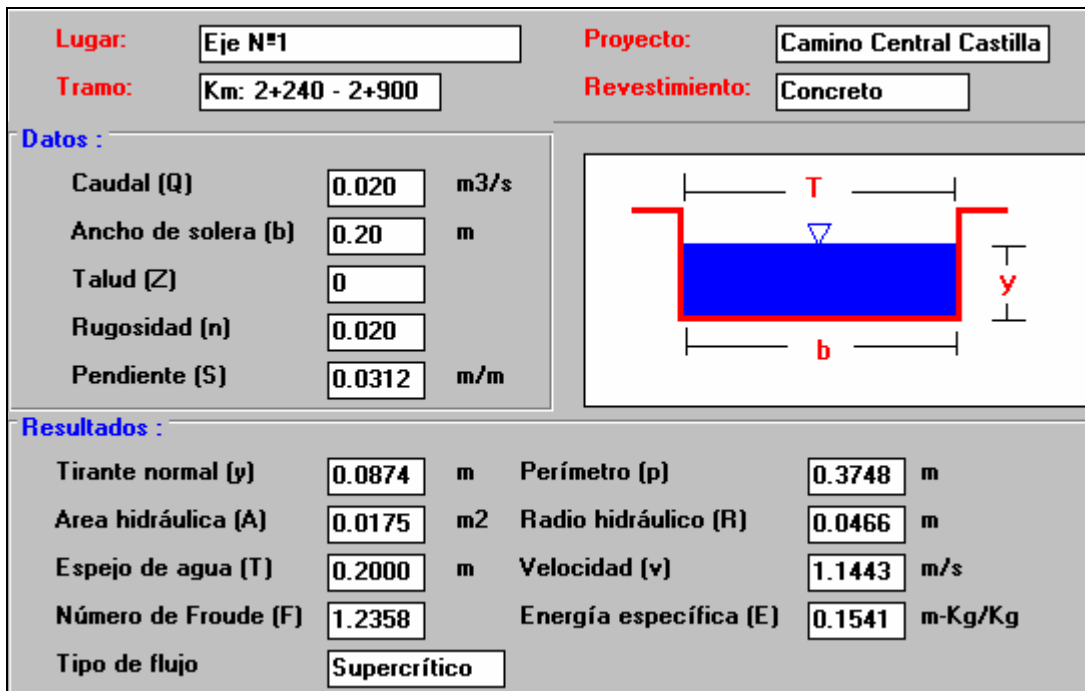


Figura N°15. Sección para sector con pendiente 3.12%



Estudio Hidrológico

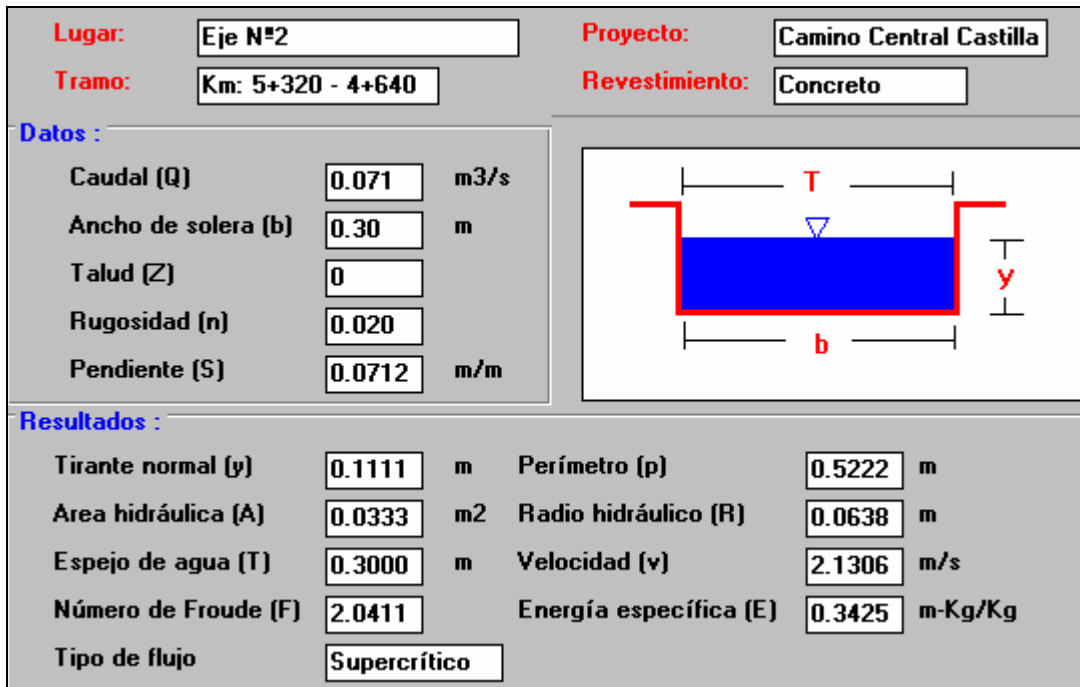


Figura N°16. Sección para sector con pendiente 7.12%

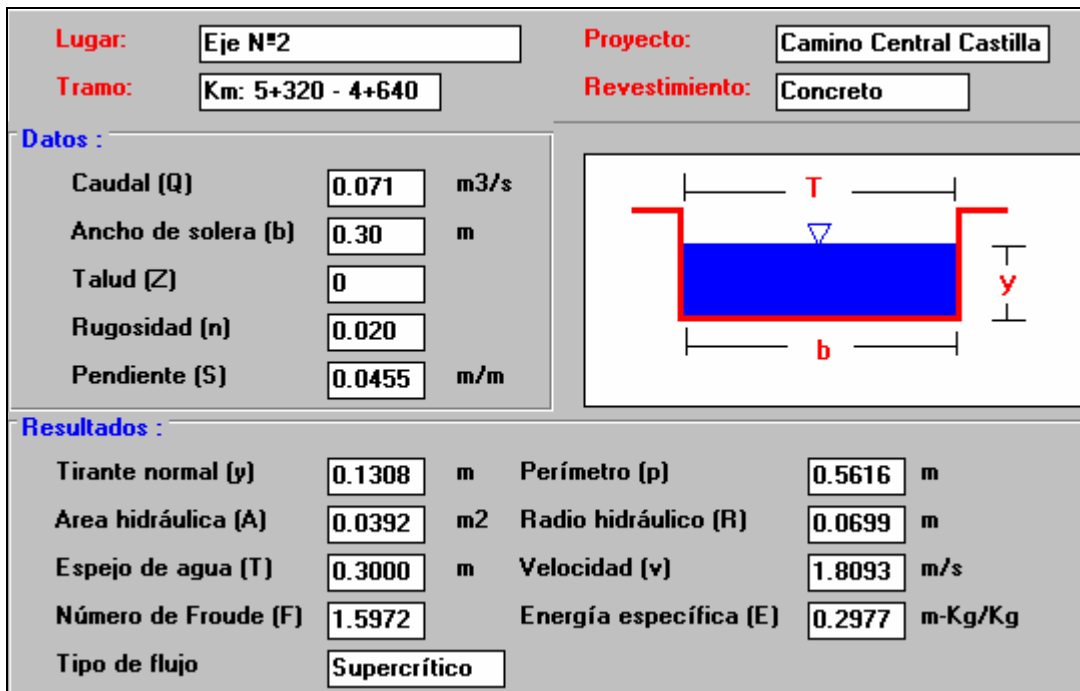


Figura N°17. Sección para sector con pendiente 4.55%



Estudio Hidrológico

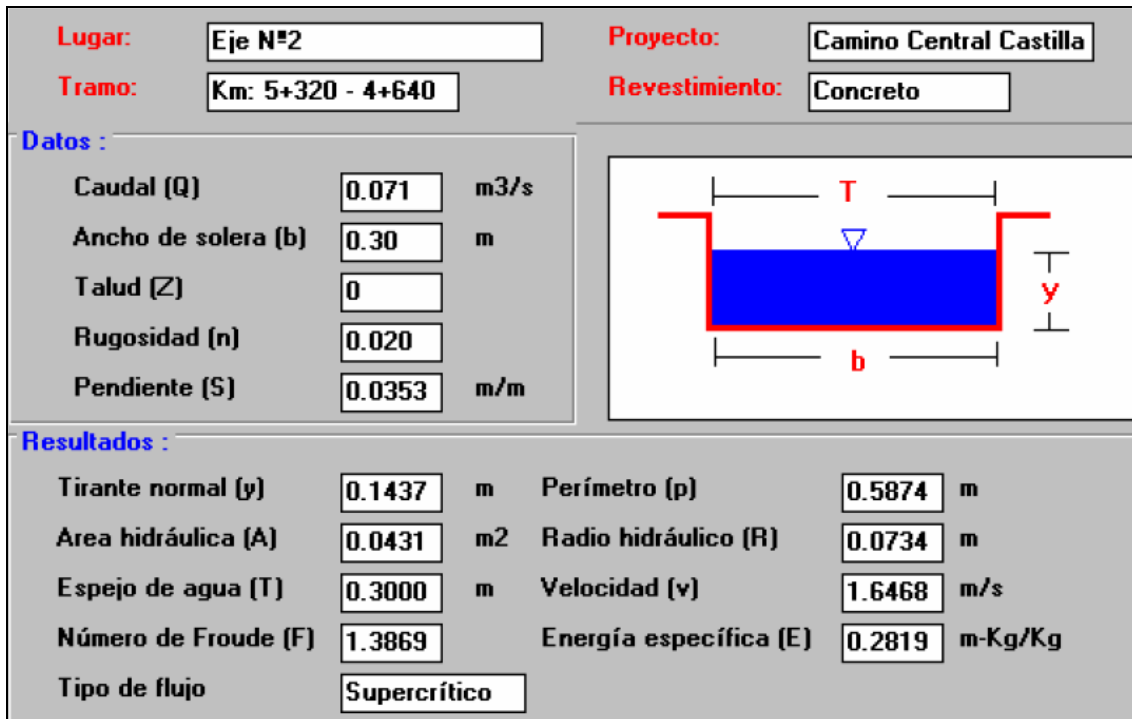


Figura N°18. Sección para sector con pendiente 3.53%

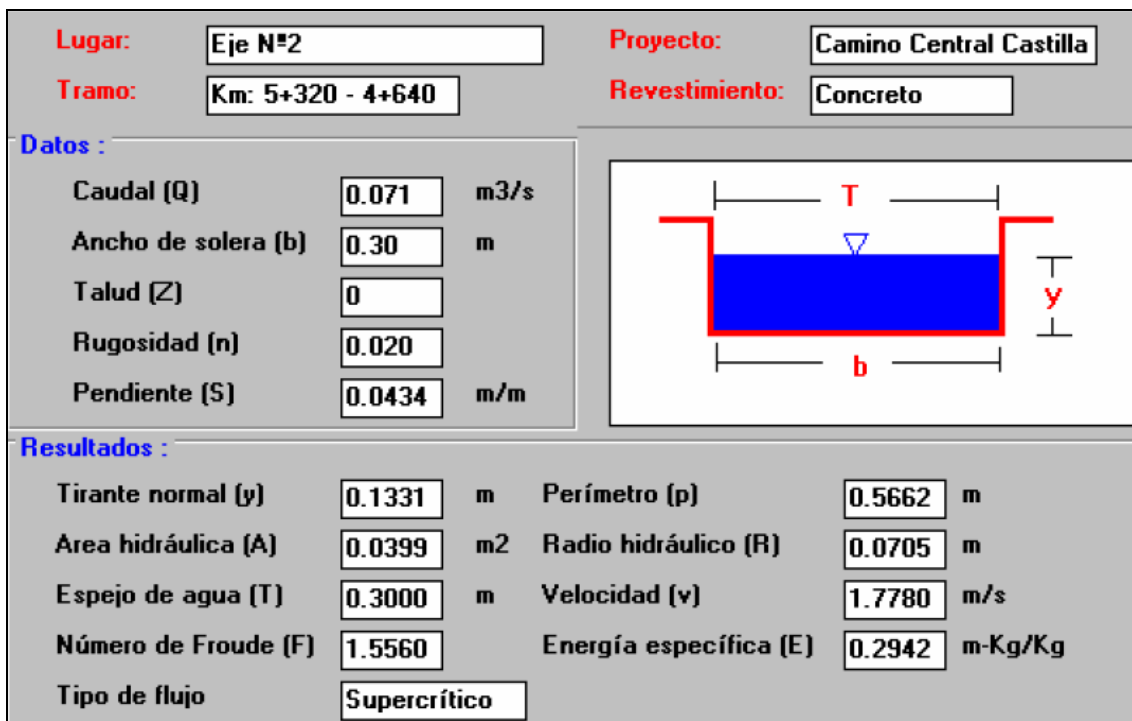


Figura N°19. Sección para sector con pendiente 4.34%

Estudio Hidrológico

6.4.2 Atravesos Circulares de Metal Corrugado

Lugar:	Eje N°1	Proyecto:	Camino Central Castilla		
Tramo:	Km 2+900	Revestimiento:	M. Corrugado		
Datos :					
Caudal (Q)	0.020	m ³ /s			
Diámetro (d)	0.20	m			
Rugosidad (n)	0.024				
Pendiente (S)	0.05	m/m			
Resultados :					
Tirante normal (y)	0.1004	m	Perímetro mojado (p)	0.3150	m
Area hidráulica (A)	0.0158	m ²	Radio hidráulico (R)	0.0501	m
Espejo de agua (T)	0.2000	m	Velocidad (v)	1.2667	m/s
Número de Froude (F)	1.4393		Energía específica (E)	0.1822	m-Kg/Kg
Tipo de flujo	Supercrítico				

Figura N°20. Sección para atraveso en Km 2+900 del eje N°1

Lugar:	Eje N°1	Proyecto:	Camino Central Castilla		
Tramo:	Km 7+420	Revestimiento:	M. Corrugado		
Datos :					
Caudal (Q)	0.091	m ³ /s			
Diámetro (d)	0.35	m			
Rugosidad (n)	0.024				
Pendiente (S)	0.05	m/m			
Resultados :					
Tirante normal (y)	0.1781	m	Perímetro mojado (p)	0.5560	m
Area hidráulica (A)	0.0492	m ²	Radio hidráulico (R)	0.0885	m
Espejo de agua (T)	0.3499	m	Velocidad (v)	1.8499	m/s
Número de Froude (F)	1.5754		Energía específica (E)	0.3525	m-Kg/Kg
Tipo de flujo	Supercrítico				

Figura N°21. Sección para atraveso en Km 7+420 del eje N°1



Estudio Hidrológico

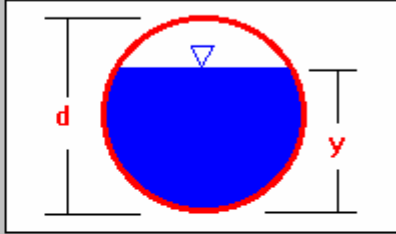
Lugar:	<input type="text" value="Eje N°2"/>	Proyecto:	<input type="text" value="Camino Central Castilla"/>		
Tramo:	<input type="text" value="Km 4+640"/>	Revestimiento:	<input type="text" value="M. Corrugado"/>		
Datos :					
Caudal (Q)	<input type="text" value="0.071"/>	m ³ /s			
Diámetro (d)	<input type="text" value="0.30"/>	m			
Rugosidad (n)	<input type="text" value="0.024"/>				
Pendiente (S)	<input type="text" value="0.05"/>	m/m			
					
Resultados :					
Tirante normal (y)	<input type="text" value="0.1686"/>	m	Perímetro mojado (p)	<input type="text" value="0.5085"/>	m
Area hidráulica (A)	<input type="text" value="0.0409"/>	m ²	Radio hidráulico (R)	<input type="text" value="0.0804"/>	m
Espejo de agua (T)	<input type="text" value="0.2977"/>	m	Velocidad (v)	<input type="text" value="1.7361"/>	m/s
Número de Froude (F)	<input type="text" value="1.4954"/>		Energía específica (E)	<input type="text" value="0.3222"/>	m-Kg/Kg
Tipo de flujo	<input type="text" value="Supercrítico"/>				

Figura N°22. Sección para atraveso en Km 4+640 del eje N°2