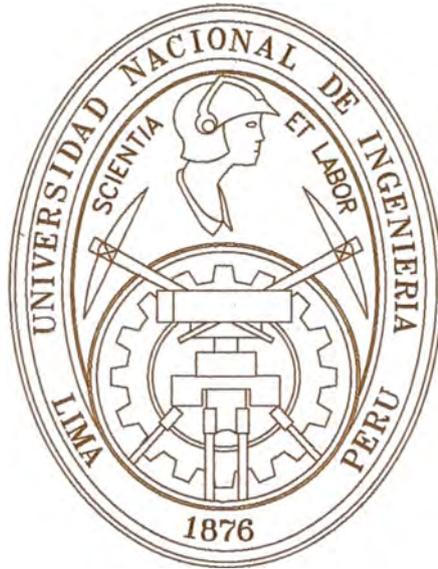


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRAÚLICO DEL
PUENTE ÑAGAZU

INFORME DE SUFICIENCIA

Para Optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

EDWIN FERNANDO AVALOS SANCHEZ

LIMA - PERU

2005

A mi familia: a mis padres Wilfredo y Henny quienes con su amor y comprensión me apoyaron en todo momento, a mi hermana Mónica que desde lejos me supo dar siempre palabras de aliento y a la memoria de mi hermano Henry por todo su cariño y preocupación.

Agradezco primeramente a Dios por su infinito amor y por toda su bondad, por permitir que alcance mis objetivos. Agradezco a todas aquellas personas que hicieron posible la realización de este trabajo, a los ingenieros que participaron en la elaboración del informe, a todos mis amigos que me apoyaron y ayudaron y un agradecimiento especial a ti CR por estar a mi lado.

CONTENIDO

CONTENIDO	4
INTRODUCCION	8
OBJETIVOS	9
1 CAPITULO 01: Marco Teórico.....	10
1.1 Análisis Hidrológico para el diseño de puentes.....	11
1.1.1 Recopilación de Información Básica.....	11
1.1.1.1 Información Cartográfica.....	11
1.1.1.2 Información Hidrometeorológica	11
1.1.2 Análisis de la cuenca	12
1.1.2.1 Parámetros Geomorfológicos	12
Área De La Cuenca. (A).....	12
Perímetro De La Cuenca. (P)	12
Ancho Medio. (W).....	12
Coeficiente De Compacidad. (Kc).....	12
Factor De Forma (F _f).....	13
Pendiente Del Curso Principal (S)	13
Método de la Pendiente Uniforme	14
Método de la Ecuación de Taylor y Schwarz	14
1.1.2.2 Parámetros Hidrológicos.....	15
Tiempo de Concentración	15
Fórmula De Kirpich:.....	15
Fórmula De Hathaway:.....	15
Fórmula De Bransby – Williams:.....	16
Fórmula Del U.S. Corps Of Engineers:.....	16
1.1.3 Probabilidad y estadística en hidrología.....	16
1.1.4 Análisis de frecuencia.....	17
1.1.5 Funciones de distribución de probabilidad usadas en hidrología	17

1.1.5.1	Distribución Normal.....	18
	Función de densidad:	18
	Estimación de parámetros:.....	18
	Factor de frecuencia:.....	18
	Límites de confianza:.....	19
1.1.5.2	Distribución Lognormal de Dos Parámetros.....	19
	Función de densidad:	19
	Estimación de parámetros:.....	19
	Factor de frecuencia:.....	20
	Límites de confianza:.....	20
1.1.5.3	Distribución Gumbel o Extrema Tipo I.....	20
	Función de densidad:	20
	Estimación de parámetros:	21
	Factor de frecuencia:.....	21
	Límites de confianza:.....	21
1.1.5.4	Distribución Gamma de Tres Parámetros o Pearson Tipo 3	21
	Función de densidad:	21
	Estimación de Parámetros:.....	22
	Factor de frecuencia:.....	22
	Intervalos de Confianza:.....	22
1.1.5.5	Distribución Log Gamma o LogPearson de 3 Parámetros.....	23
	Función de densidad:	23
	Estimación de parámetros:.....	23
	Factor de frecuencia:.....	23
	Intervalos de confianza:.....	24
1.1.6	Pruebas de bondad de ajuste.....	24
	1.1.6.1 Prueba Smimov Kolmogorov	24
	1.1.6.2 Prueba Chi Cuadrado	25
1.1.7	Precipitación de diseño para duraciones de lluvia menores a 24 horas.....	26
1.1.8	Intensidad de diseño para duraciones menores a 24 horas.....	26
1.1.9	Hietogramas de precipitación de diseño utilizando las relaciones IDF	27
	Método del Bloque Alterno	28

1.1.10	Caudal Máximo de diseño	29
	Método Racional	29
	Método Del Hidrograma Triangular.....	30
1.2	Factores Hidráulicos para el diseño de puentes	32
1.2.1	Perfiles de Flujo.....	32
	1.2.1.1 Método del Paso Estandar.....	33
	Consideraciones.....	33
	Procedimiento de Cálculo.....	34
	1.2.1.2 Modelamiento Hidráulico mediante la aplicación del Programa HEC-RAS 3.1.2.....	35
	Ingreso De Datos Básicos Al Programa Hec-Ras V 3.1.2.....	36
	Datos Geométricos.....	36
	Datos De Flujo.....	36
1.2.2	Socavación.....	37
2	CAPITULO 02: Aplicación Al Puente Ñagazu.....	41
2.1	Ubicación del Puente.....	42
2.2	Información Básica.....	43
2.2.1	Información Cartográfica.....	43
2.2.2	Información Pluviométrica.....	44
	2.2.2.1 Estación Villarrica	44
	2.2.2.2 Estación Mezapata	44
2.2.3	Régimen Pluvial.....	44
2.3	Análisis Hidrológico	45
2.3.1	Análisis estadístico de precipitación.....	45
2.3.2	Precipitación e Intensidad de Diseño para duraciones menores a 24 horas	48
2.3.3	Análisis de la cuenca.....	51
2.3.4	Hietograma de Precipitación de Diseño.....	52
2.3.5	Estimación de caudales maximos de diseño.....	54
2.4	Análisis Hidráulico	60
2.4.1	Pendiente	60
2.4.2	Material del cauce.....	60

2.4.3	Coeficiente de rugosidad de Manning.....	62
2.4.4	Perfiles de Flujo.....	63
2.4.5	Cálculo de la socavación	69
	Socavación General	69
	CONCLUSIONES	72
	BIBLIOGRAFÍA.....	74
	ANEXOS.....	75

INTRODUCCION

La evacuación de manera ordenada del agua de origen pluvial, conjuntamente con el paso ordenado de cursos de agua a través de las vías es un aspecto fundamental en el diseño de caminos. Los caminos atraviesan cursos de agua de diversos tamaños, para los cuales se diseñan estructuras que permiten el paso de los vehículos de manera segura.

Para que una carretera preste un servicio adecuado, depende en gran medida de la eficacia de su sistema de drenaje. La acumulación de agua sobre la calzada, procedente de la lluvia, aun en pequeñas cantidades, presenta peligro por deslizamiento, sobre todo para el tráfico rápido.

En el drenaje superficial interesan principalmente tres aspectos:

- La rápida evacuación del agua que cae sobre la calzada o que fluya a ella desde su entorno, para evitar peligros de tráfico y proteger la estructura.
- El pase de ríos, quebradas y otros cursos de agua importantes.
- El restablecimiento del curso de las variadas vías de agua interceptadas por la carretera.

Para diseñar los cruces con cursos de agua se requiere básicamente las características geomorfológicas de los ríos o quebradas, y realizar una estimación de la cantidad de agua (o mezcla de agua con sedimentos) que puede pasar a través de las estructuras para su dimensionamiento. Además se deben diseñar obras de arte cuyas dimensiones permitan el paso del agua sin ocasionar daños a la vía o causar efectos ambientales negativos.

OBJETIVOS

El presente informe pretende dar a conocer una metodología básica y práctica en la elaboración de estudios hidrológicos e hidráulicos aplicados al diseño de puentes así como criterios necesarios para el manejo y procesamiento de la información.

Se hará uso de programas de cómputo como el HEC-HMS y el HEC-RAS para el modelamiento hidrológico e hidráulico los cuales son cada vez mas utilizados en el diseño vial.

La metodología a seguir es:

- Identificación del Área de Estudio.
- Recopilación de la información Cartográfica.
- Recopilación de la información Hidrometeorológica.
- Selección de las estaciones pluviométricas.
- Análisis de frecuencia de la información pluviométrica.
- Determinación de las precipitaciones máximas en 24 horas para diferentes periodos de retorno.
- Determinación de las intensidades de Diseño.
- Cálculo de las Descargas Máximas.
- Cálculo de la Socavación.

CAPÍTULO

01

MARCO
TEORICO



1.1 ANÁLISIS HIDROLÓGICO PARA EL DISEÑO DE PUENTES

1.1.1 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN BÁSICA

Los estudios hidrológicos requieren de gran cantidad de información, la cual puede ser obtenida a diferentes grados de detalle, de acuerdo a su utilización en los procesos hidrológicos.

Entre los diferentes tipos de información tenemos:

1.1.1.1 Información Cartográfica

En los proyectos de ingeniería se define inicialmente la zona de estudio que es el área de influencia del proyecto. Dentro de la información cartográfica se incluyen los planos con curvas de nivel a escalas convenientes así como las fotografías aéreas y en estos últimos tiempos las imágenes de satélite.

Entre las principales instituciones que proporcionan este tipo de información tenemos:

- Instituto Geográfico Nacional, IGN.
- Ministerio de Agricultura – Programa Especial de Titulación de Tierras – Catastro Rural – PETT.
- Instituto geológico, minero y metalúrgico, INGEMMET.
- Ministerio de Transportes y comunicaciones, MTC, PROVIAS RURAL.

1.1.1.2 Información Hidrometeorológica

En el aspecto hidrometeorológico se recolecta información sobre las variables del clima, la precipitación, los caudales y niveles de las corrientes naturales y los sedimentos que transportan las corrientes. Por lo general esta información se recolecta en forma de series de tiempo históricas, las cuales se procesan con métodos estadísticos y probabilísticos para determinar regímenes medios y proyecciones futuras.

Entre las instituciones que proporcionan este tipo de información se encuentran:

- Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú, SENAMHI.
- Instituto Nacional de Recursos Naturales, INRENA.



1.1.2 ANÁLISIS DE LA CUENCA

Una cuenca es una superficie de tierra que drena hacia una corriente en un lugar dado. Sus límites están formados por las divisorias de aguas que la separan de zonas adyacentes pertenecientes a otras cuencas fluviales. El tamaño y forma de una cuenca viene determinado generalmente por las condiciones geológicas del terreno. El patrón y densidad de las corrientes y ríos que drenan este territorio no sólo dependen de su estructura geológica, sino también del relieve de la superficie terrestre, el clima, el tipo de suelo, la vegetación y, cada vez en mayor medida, de las repercusiones de la acción humana en el medio ambiente de la cuenca.

1.1.2.1 Parámetros Geomorfológicos

Área De La Cuenca. (A)

Se ha delimitado y medido la superficie de la cuenca desde el punto de ubicación del puente proyectado.

Perímetro De La Cuenca. (P)

Es la longitud del contorno de la cuenca

Ancho Medio. (W)

El ancho medio es el resultado de dividir el área de la cuenca, entre la longitud del curso más largo que contenga la misma. Su relación es:

$$W = \frac{A}{L} \quad (1.1.1)$$

Donde:

W: Ancho medio de la cuenca, en Km.

A: Área de la cuenca, en Km².

L: Longitud del curso más largo, en Km.

Coefficiente De Compacidad. (Kc)

El coeficiente de compacidad nos indica la relación que existe entre el perímetro de la cuenca y de un círculo de área similar.



Si el valor de K_c es igual a la unidad indica que la cuenca tiene forma circular, lo que permite mayor oportunidad de crecientes, ya que los tiempos de concentración serán iguales para todos los puntos, si por el contrario el valor de K_c supera la unidad se trata de una cuenca que tiende a ser alargada.

La tendencia a mayores caudales de avenida es más acentuada cuanto más próximo a la unidad es el valor de K_c . Su relación es:

$$K_c = \frac{P}{2 \cdot \sqrt{\pi \cdot A}} \quad (1.1.2)$$

Donde:

P: Perímetro de la cuenca, en Km.

A: Área de la cuenca, en Km².

Factor De Forma (F_f)

El comportamiento de la tendencia mayor o menor de las avenidas extraordinarias en la cuenca es representado por la relación entre el ancho medio de la cuenca y la longitud del curso de agua más largo. Los valores que se aproximen a la unidad reflejan la mayor tendencia de la cuenca a la presencia de avenidas extraordinarias de gran magnitud. Su relación es:

$$F_f = \frac{A}{L^2} \quad (1.1.3)$$

Donde:

A: Área de la cuenca, en Km².

L: Longitud del curso más largo, en Km.

Pendiente Del Curso Principal (S)

El conocimiento de la pendiente del cauce principal de una cuenca, es un parámetro importante, en el estudio del comportamiento del recurso hídrico, como por ejemplo, para la determinación de las características óptimas de su aprovechamiento hidroeléctrico, o en la solución de problemas de inundación.

Es un factor que influye en la velocidad del escurrimiento superficial, determinando por lo tanto el tiempo que el agua de lluvia demora en escurrir en los lechos fluviales que forman la red de drenaje.

Entre los métodos para obtener la pendiente de un cauce se pueden mencionar:



Método de la Pendiente Uniforme

Se determina considerando el desnivel entre el punto más alto del cauce y el más bajo dividido por la longitud de dicho tramo. Realizando cálculos se obtiene:

$$S = \frac{\Delta H}{L} \quad (1.1.4)$$

Donde:

ΔH : Diferencia de cotas del cauce principal, en metros.

L: Longitud, en metros.

Este método se puede utilizar en tramos cortos.

Método de la Ecuación de Taylor y Schwarz

Este método, considera que un río esta formado por n tramos de igual longitud, cada uno de ellos con pendiente uniforme.

La ecuación de Taylor y Schwarz, para este caso es:

$$S = \left[\frac{n}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_n}}} \right]^2 \quad (1.1.5)$$

Donde:

n = numero de tramos iguales, en los cuales se subdivide el perfil

S_1, S_2, \dots, S_n = pendiente de cada tramo, según $S = \frac{H}{L}$

S = pendiente media del cauce.

Por lo general, se espera en la práctica, de que los tramos sean de diferentes longitudes, en este caso, Taylor y Schawarz recomiendan utilizar la siguiente ecuación:

$$S = \left[\frac{\sum_{i=1}^n L_i}{\sum_{i=1}^n \frac{L_i}{S_i^2}} \right]^2 \quad (1.1.6)$$

Donde:

S = pendiente media del cauce



L_i = longitud del tramo i

S_i = pendiente del tramo i .

1.1.2.2 Parámetros Hidrológicos

Tiempo de Concentración

El tiempo de concentración T_c es el tiempo que demora una partícula en llegar desde el punto más lejano hasta la salida de la cuenca. Transcurrido el tiempo de concentración se considera que toda la cuenca contribuye a la salida. Como existe una relación inversa entre la duración de una tormenta y su intensidad, entonces se asume que la duración crítica es igual al tiempo de concentración T_c .

El tiempo de concentración real depende de muchos factores, entre otros de la geometría en planta de la cuenca, de su pendiente, del área, de las características del suelo, de la cobertura vegetal, etc. Las fórmulas más comunes solo incluyen la pendiente, la longitud del cauce mayor desde la divisoria y el área.

Para su determinación se utilizarán las conocidas formulas planteadas por Kirpich, Bransby – Williams, Hathaway y el US Corps. Of Engineers.

Fórmula De Kirpich:

$$T_c = 0.06628 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad (1.1.7)$$

Donde:

T_c : Tiempo de concentración en horas.

L : Longitud del cauce principal en km.

s : Pendiente entre altitudes máximas y mínimas del cauce en m/m.

Fórmula De Hathaway:

$$T_c = \frac{0.606 \cdot (L \cdot n)^{0.467}}{S^{0.234}} \quad (1.1.8)$$

En la cual:

T_c : Tiempo de concentración en horas

L : Longitud del cauce principal en km

n : Factor de rugosidad

S : Pendiente en m/m



Fórmula De Bransby – Williams:

$$T_c = \frac{0.2433 \cdot L}{A^{0.1} \cdot s^{0.2}} \quad (1.1.9)$$

Donde:

T_c: Tiempo de concentración en horas

L: Longitud del cauce principal (km)

A: Area de la cuenca en (km²)

s: Pendiente (m/m)

Fórmula Del U.S. Corps Of Engineers:

$$T_c = 0.3 \frac{L^{0.76}}{s^{0.19}} \quad (1.1.10)$$

Donde:

T_c: Tiempo de concentración en horas

L: Longitud del cauce en km.

s: Pendiente en m/m.

1.1.3 PROBABILIDAD Y ESTADÍSTICA EN HIDROLOGÍA

El diseño y la planificación de obras hidráulicas están siempre relacionados con eventos hidrológicos futuros; por ejemplo, la avenida de diseño para el vertedero de una presa es un evento que tal vez no se ha presentado jamás, o al menos no en el período de datos disponibles, pero que es necesario conocer para determinar las dimensiones de la obra. La complejidad de los procesos físicos que tiene lugar en la generación de esa avenida hace, en la mayoría de los casos, imposible una estimación confiable de la misma por métodos basados en las leyes de la mecánica o la física, sea porque estos métodos son insuficientes, sea porque el modelo matemático resultante sería exageradamente grande, complicado, difícil de manejar.

Por ello, y como sucede en la mayoría de las ciencias, con mucha frecuencia el estadístico es el camino obligado en la solución de los problemas. En particular, la probabilidad y la estadística juegan un papel importante en el análisis hidrológico.



1.1.4 ANÁLISIS DE FRECUENCIA

“Los sistemas hidrológicos son afectados algunas veces por eventos extremos, tales como tormentas severas, crecientes y sequías. La magnitud de un evento extremo está inversamente relacionada con su frecuencia de ocurrencia, es decir, eventos muy severos ocurren con menor frecuencia que eventos mas moderados. El objetivo del análisis de frecuencias de información hidrológica es relacionar la magnitud de los eventos extremos con su frecuencia de ocurrencia mediante el uso de distribuciones de probabilidad.”(Chow, “Hidrología Aplicada”, Pág. 391).

Para determinar la magnitud de eventos extremos cuando la distribución de probabilidades no es una función fácilmente invertible se requiere conocer la variación de la variable respecto a la media. Chow en 1951 propuso determinar esta variación a partir de un factor de frecuencia K_T que puede ser expresado:

$$X_T = \mu + K_T \sigma \quad (1.1.11)$$

Y se puede estimar a partir de los datos

$$X_T = \bar{x} + K_T s \quad (1.1.12)$$

Para una distribución dada, puede determinarse una relación entre K_T y el período de retorno T_r . Esta relación puede expresarse en términos matemáticos o por medio del uso de una tabla.

El análisis de frecuencia consiste en determinar los parámetros de las distribuciones de probabilidad y determinar con el factor de frecuencia la magnitud del evento para un período de retomo dado.

1.1.5 FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD USADAS EN HIDROLOGÍA

A continuación se describen las principales distribuciones de probabilidad utilizadas en hidrología, la forma de estimar sus parámetros, el factor de frecuencia y los límites de confianza. Estos últimos son indicadores de que tanta incertidumbre se tiene con las extrapolaciones, puesto que determinar el rango de valores donde realmente estaría la



variable, si el rango es muy grande la incertidumbre es muy alta y si es pequeño, por el contrario, habrá mucha confianza en el valor estimado.

1.1.5.1 Distribución Normal

La distribución normal es una distribución simétrica en forma de campana, también conocida como Campana de Gauss. Aunque muchas veces no se ajusta a los datos hidrológicos tiene amplia aplicación por ejemplo a los datos transformados que siguen la distribución normal.

Función de densidad:

La función de densidad está dada por

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}}, \quad -\infty < x < \infty \quad (1.1.13)$$

Los dos parámetros de la distribución son la media μ y desviación estándar σ para los cuales \bar{x} (media) y s (desviación estándar) son derivados de los datos.

Estimación de parámetros:

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (1.1.14)$$

$$s = \left\{ \frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (1.1.15)$$

Factor de frecuencia:

Si se trabaja con los X sin transformar el K_T se calcula como:

$$K_T = \frac{X_T - \mu}{\sigma} \quad (1.1.16)$$

Este factor es el mismo de la variable normal estándar:



$$K_T = F^{-1}\left(1 - \frac{1}{T_r}\right) \quad (1.1.17)$$

Limites de confianza:

$$X_{Tr} \pm t_{(1-\alpha)} \cdot Se \quad (1.1.18)$$

Donde α es el nivel de probabilidad $t_{(1-\alpha)}$ es el cuantil de la distribución normal estandarizada para una probabilidad acumulada de $(1-\alpha)$ y Se es el error estándar.

1.1.5.2 Distribución Lognormal de Dos Parámetros

Si los logaritmos Y de una variable aleatoria X se distribuyen normalmente se dice que X se distribuye normalmente.

Esta distribución es muy usada para el cálculo de valores extremos. Tiene la ventaja que $X > 0$ y que la transformación Log tiende a reducir la asimetría positiva ya que al sacar logaritmos se reducen en mayor proporción los datos mayores que los menores.

Limitaciones: tiene solamente dos parámetros, y requiere que los logaritmos de las variables estén centrados en la media.

Función de densidad:

$$f(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\mu_y)^2}{2\cdot\sigma_y^2}}, \quad x > \infty \quad (1.1.19)$$

$$y = \ln x$$

Donde:

μ_y : media de los logaritmos de la población (parámetro escalar), estimado \bar{y}

σ_y : Desviación estándar de los logaritmos de la población, estimado s_y .

Estimación de parámetros:

$$\bar{y} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(x_i) \quad (1.1.20)$$



$$s = \left\{ \frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n (\ln(x_i) - \bar{y})^2 \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (1.1.21)$$

Factor de frecuencia:

Si se trabaja con los X sin transformar el K_T se calcula como:

$$K_T = \frac{\left(K_T \cdot \sqrt{\ln(1 + Cv^2)} - \frac{\ln(1 + Cv^2)}{2} \right) - 1}{Cv} \quad (1.1.22)$$

K_T es la variable normal estandarizada para el T_R dado, $Cv = \frac{s}{x}$ es el coeficiente de variación, x media de los datos originales y s desviación estándar de los datos originales.

Limites de confianza:

$$\ln(X_{Tr}) \pm t_{(1-\alpha)} \cdot Se \quad (1.1.23)$$

$$Se = \frac{\delta \cdot s}{\sqrt{n}} \quad (1.1.24)$$

$$\delta = \left(1 + \frac{K_T^2}{2} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (1.1.25)$$

En donde, n numero de datos, Se error estándar, K_T variable normal estandarizada.

1.1.5.3 Distribución Gumbel o Extrema Tipo I

Una familia importante de distribuciones usadas en el análisis hidrológico es la distribución general de valores extremos, la cual ha sido ampliamente utilizada para representar el comportamiento de crecientes y sequías (máximos y mínimos).

Función de densidad:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} \exp \left[\left(-\frac{x-\beta}{\alpha} \right) - \exp \left(-\frac{x-\beta}{\alpha} \right) \right] \quad (1.1.26)$$

En donde α y β son los parámetros de la distribución.

$$F(x) = \int f(x) \cdot dx = \exp \left(-\exp \left(-\frac{x-\beta}{\alpha} \right) \right) \quad (1.1.27)$$



Estimación de parámetros:

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} s \quad (1.1.28)$$

$$\beta = \bar{x} - 0.5772\alpha$$

Donde \bar{x} y s son la media y la desviación estándar estimadas con la muestra.

Factor de frecuencia:

$$K_T = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} \left\{ 0.5772 + \ln \left[\ln \left(\frac{T_r}{T_r - 1} \right) \right] \right\} \quad (1.1.29)$$

Donde T_r es el periodo de retorno.

Limites de confianza:

$$X_{T_r} \pm t_{(1-\alpha)} \cdot Se \quad (1.1.30)$$

$$Se = \frac{\delta \cdot s}{\sqrt{n}} \quad (1.1.31)$$

$$\delta = \left(1 + 1.1396 \cdot K_T + 1.1 \cdot K_T^2 \right)^{1/2} \quad (1.1.32)$$

K_T es el factor de frecuencia y $t_{(1-\alpha)}$ es la variable normal estandarizada para una probabilidad de no excedencia de $(1-\alpha)$.

1.1.5.4 Distribución Gamma de Tres Parámetros o Pearson Tipo 3

Esta distribución ha sido una de las más utilizadas en hidrología. Como la mayoría de las variables hidrológicas son sesgadas, la función Gamma se utiliza para ajustar la distribución de frecuencia de variables tales como crecientes máximas anuales, caudales mínimos, volúmenes de flujo anuales y estacionales, valores de precipitaciones extremas y volúmenes de lluvia de corta duración.

Función de densidad:

$$f(x) = \frac{1}{|\alpha| \Gamma(\beta)} \left(\frac{x - \hat{x}_0}{\alpha} \right)^{\beta-1} \exp \left(-\frac{x - \hat{x}_0}{\alpha} \right) \quad (1.1.33)$$



Donde,

$$x_0 \leq x < \infty \text{ para } \infty > 0$$

$$\infty < x \leq x_0 \text{ para } \infty < 0$$

α y β son los parámetros de escala y forma, respectivamente, y x_0 es el parámetro de localización.

Estimación de Parámetros:

$$\alpha = \frac{s}{\sqrt{\beta}} \quad (1.1.34)$$

$$\beta = \left(\frac{2}{C_s} \right)^2 \quad (1.1.35)$$

$$x_0 = \bar{x} - \alpha\beta \quad (1.1.36)$$

C_s es el coeficiente de asimetría, \bar{x} y s son la media y la desviación estándar de la muestra respectivamente.

Factor de frecuencia:

$$K_T = z + (z^2 - 1) \frac{C_s}{6} + \frac{1}{3} (z^3 - 6z) \cdot \left(\frac{C_s}{6} \right)^2 - (z^2 - 1) \cdot \left(\frac{C_s}{6} \right)^3 + z \cdot \left(\frac{C_s}{6} \right)^4 + \frac{1}{3} \left(\frac{C_s}{6} \right)^5 \quad (1.1.37)$$

Donde z es la variable normal estandarizada.

Este valor de K_T se encuentra tabulado de acuerdo al valor de C_s calculado con la muestra.

Intervalos de Confianza:

$$Xt \pm t(1-\alpha) Se \quad (1.1.38)$$

$$Se = \frac{\delta \cdot S}{\sqrt{n}} \quad (1.1.39)$$

Donde S es la desviación estándar de la muestra, n es el número de datos y δ se encuentra tabulado en función de C_s y Tr .



1.1.5.5 Distribución Log Gamma o LogPearson de 3 Parámetros

Si los logaritmos Y de una variable aleatoria X se ajustan a una distribución Pearson tipo III, se dice que la variable aleatoria X se ajusta a una distribución Log Pearson Tipo III. Esta distribución es ampliamente usada en el mundo para el análisis de frecuencia de Caudales máximos. Esta se trabaja igual que para la Pearson Tipo III pero con X_y y S_y como la media y desviación estándar de los logaritmos de la variable original X .

Función de densidad:

$$f(x) = \frac{1}{x|\alpha|\Gamma(\beta)} \left(\frac{\ln(x) - y_0}{\alpha} \right)^{\beta-1} \exp\left(-\frac{\ln(x) - y_0}{\alpha} \right) \quad (1.1.40)$$

Donde,

$$y_0 \leq y < \infty \text{ para } \alpha > 0$$

$$\infty < y \leq y_0 \text{ para } \alpha < 0$$

α y β son los parámetros de escala y forma, respectivamente, y y_0 es el parámetro de localización.

Estimación de parámetros:

$$\alpha = \frac{s_y}{\sqrt{\beta}} \quad (1.1.41)$$

$$\beta = \left(\frac{2}{C_s} \right)^2 \quad (1.1.42)$$

$$x_0 = \bar{x}_y - \alpha\beta \quad (1.1.43)$$

C_s es el coeficiente de asimetría, \bar{x}_y y s_y son la media y la desviación estándar de los logaritmos de la muestra respectivamente.

Factor de frecuencia:

$$\ln(Y_{Tr}) = \bar{x}_y + K_T \cdot s_y \quad (1.1.44)$$

$$K_T = z + (z^2 - 1) \frac{C_s}{6} + \frac{1}{3} (z^3 - 6z) \cdot \left(\frac{C_s}{6} \right)^2 - (z^2 - 1) \cdot \left(\frac{C_s}{6} \right)^3 + z \cdot \left(\frac{C_s}{6} \right)^4 + \frac{1}{3} \left(\frac{C_s}{6} \right)^5 \quad (1.1.45)$$

Donde z es la variable normal estandarizada.



Este valor de K_T se encuentra tabulado de acuerdo al valor de C_s calculado con la muestra.

Intervalos de confianza:

$$X_t \pm t(1-\alpha) Se \tag{1.1.46}$$

$$Se = \frac{\delta \cdot S_y}{\sqrt{n}} \tag{1.1.47}$$

Donde S_y es la desviación estándar de los logaritmos de la muestra, n es el número de datos y δ se encuentra tabulado en función de C_s y Tr .

1.1.6 PRUEBAS DE BONDAD DE AJUSTE

Para determinar que tan adecuado es el ajuste de los datos a una distribución de probabilidades se han propuesto una serie de pruebas estadísticas que determinan si es adecuado el ajuste. Estos son análisis estadísticos y como tal se deben entender, es decir, no se puede ignorar el significado físico de los ajustes.

1.1.6.1 Prueba Smirnov Kolmogorov

El estadístico Smirnov Kolmogorov D considera la desviación de la función de distribución de probabilidades de la muestra $P(x)$ de la función de probabilidades teórica, escogida $Po(x)$ tal que $Dn = \max(P(x) - Po(x))$.

La prueba requiere que el valor Dn calculado con la expresión anterior sea menor que el valor tabulado Dn para un nivel de probabilidad requerido.

Esta prueba es fácil de realizar y comprende las siguientes etapas:

- El estadístico Dn es la máxima diferencia entre la función de distribución acumulada de la muestra y la función de distribución acumulada teórica escogida.
- Se fija el nivel de probabilidad α , valores de 0.05 y 0.01 son los más usuales.



- El valor crítico D_α de la prueba debe ser obtenido de tablas en función de α y n . (ver Tabla N°01).
- Si el valor calculado D_n es mayor que el D_α , la distribución escogida se debe rechazar.

1.1.6.2 Prueba Chi Cuadrado

Una medida de la discrepancia entre las frecuencias observadas (f_o) y las frecuencias calculadas (f_c) por medio de una distribución teórica esta dada por el estadístico χ^2

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(f_o - f_c)^2}{f_c} \text{ en donde } \sum f_o = \sum f_c \quad (1.1.48)$$

si el estadístico $\chi^2=0$ significa que lae distribuciones teórica y empírica ajustan exactamente, mientras que si el estadístico $\chi^2>0$, ellas difieren. La distribución del estadístico χ^2 se puede asimilar a una distribución Chi-cuadrado con $(k-n-1)$ grados de libertad, donde k es el número de intervalos y n es el número de los parámetros de la distribución teórica. La función χ^2 se encuentra tabulada. Supóngase que una hipótesis H_o es aceptar que una distribución empírica se ajusta a una distribución Normal. Si el valor calculado de χ^2 por la ecuación anterior es mayor que algún valor crítico de χ^2 , con niveles de significancia α de 0.05 y 0.01 (el nivel de confianza es $1-\alpha$) se puede decir que las frecuencias observadas difieren significativamente de las frecuencias esperadas (o calculadas) y entonces la hipótesis H_o se rechaza, si ocurre lo contrario entonces se acepta.

Tabla N° 01: PRUEBA SMIRNOV KOLMOGOROV D_α					
TAMAÑO DE LA MUESTRA n	NIVEL DE SIGNIFICANCIA α				
	0.20	0.10	0.05	0.02	0.01
1	0.90	0.95	0.975	0.99	0.995
2	0.684	0.776	0.842	0.900	0.929
3	0.565	0.636	0.708	0.689	0.829
4	0.493	0.565	0.624	0.689	0.734
5	0.477	0.509	0.563	0.627	0.669
6	0.410	0.468	0.519	0.577	0.617
7	0.381	0.436	0.483	0.538	0.576



8	0.359	0.410	0.454	0.507	0.542
9	0.339	0.387	0.430	0.480	0.513
10	0.323	0.369	0.409	0.457	0.486
11	0.308	0.352	0.391	0.437	0.468
12	0.295	0.338	0.375	0.419	0.449
13	0.285	0.325	0.361	0.404	0.432
14	0.275	0.314	0.349	0.390	0.418
15	0.266	0.304	0.338	0.377	0.404
20	0.232	0.265	0.294	0.329	0.352
25	0.208	0.238	0.264	0.295	0.317
30	0.190	0.218	0.242	0.270	0.290
40	0.165	0.189	0.210	0.235	0.252
n grande	$1.07\sqrt{n}$	$1.22\sqrt{n}$	$1.36\sqrt{n}$	$1.52\sqrt{n}$	$1.63\sqrt{n}$

1.1.7 PRECIPITACIÓN DE DISEÑO PARA DURACIONES DE LLUVIA MENORES A 24 HORAS

Si las estaciones de lluvia ubicadas en la zona, no cuentan con registros pluviográficos que permitan obtener las intensidades máximas, estas pueden ser calculadas a partir de las lluvias máximas sobre la base de modelos como el de Dick y Peschke (Guevara 1991). Este modelo permite calcular la lluvia máxima en función de la precipitación máxima en 24 horas de la siguiente manera:

$$P_d = P_{24h} \left(\frac{d}{1440} \right)^{0.25} \quad (1.1.49)$$

Donde:

P_d : Precipitación total (mm)

d : Duración en minutos

P_{24h} : Precipitación máxima en 24 horas (mm)

1.1.8 INTENSIDAD DE DISEÑO PARA DURACIONES MENORES A 24 HORAS

La intensidad es la cantidad de agua caída por unidad de tiempo. Lo que interesa particularmente de cada tormenta, es la intensidad máxima que se haya presentado, ella es la altura máxima de agua caída por unidad de tiempo.

La intensidad se halla dividiendo la precipitación P_d entre la duración.



Las curvas de intensidad – duración – frecuencia I-D-F, se calculan indirectamente, mediante la siguiente relación:

$$I = \frac{K T^m}{t^n} \quad (1.1.50)$$

Donde:

I: Intensidad máxima (mm/min)

K, m, n: Factores característicos de la zona de estudio

T: Período de retorno en años

t: duración de la precipitación equivalente al tiempo de concentración (min)

Si se toman los logaritmos de la ecuación anterior se obtiene:

$$\log(I) = \log(K) + m \cdot \log(T) - n \cdot \log(t) \quad (1.1.51)$$

O bien:

$$Y = a_0 + a_1 * X_1 + a_2 * X_2$$

Donde:

$$Y = \log(I), \quad a_0 = \log K$$

$$X_1 = \log(T) \quad a_1 = m$$

$$X_2 = \log(t) \quad a_2 = -n$$

Los factores de K, m, n, se obtienen a partir de los datos existentes, utilizando una regresión lineal múltiple.

En base a estos valores de precipitación de 24 horas de duración obtenidos para cada periodo de retorno, puede estimarse la intensidad de lluvia y precipitación para duraciones menores a 24 horas.

1.1.9 HIETOGRAMAS DE PRECIPITACIÓN DE DISEÑO UTILIZANDO LAS RELACIONES IDF

“En los métodos de diseño en hidrología desarrollados hace muchos años, tal como el método racional, solo se utilizaba el caudal pico. No existía consideración alguna sobre el tiempo de distribución del caudal (el hidrograma de caudal) o sobre la distribución temporal de la precipitación (el hietograma precipitación). Sin embargo, los métodos de diseño desarrollados más recientemente, los cuales utilizan el análisis de flujo no permanente, requieren de predicciones confiables del hietograma de diseño para obtener los hidrogramas de diseño.” (Chow, “Hidrología Aplicada”, Pág. 477).



Método del Bloque Alterno

“El método del bloque alterno es una forma simple para desarrollar un hietograma de diseño utilizando una curva de intensidad – duración – frecuencia. El hietograma de diseño producido por este método especifica la profundidad de precipitación que ocurre en n intervalos de tiempo sucesivos de duración Δt sobre una duración total de $T_d = n\Delta t$.

Después de seleccionar el periodo de retorno de diseño, la intensidad es leída en una curva IDF para cada una de las duraciones $\Delta t, 2\Delta t, 3\Delta t, \dots$, y la profundidad de precipitación correspondiente se encuentra al multiplicar la intensidad y la duración. Tomando diferencias entre valores sucesivos de profundidad de precipitación, se encuentra la cantidad de precipitación que debe añadirse por cada unidad adicional de tiempo Δt . Estos incrementos o bloques se reordenan en una secuencia temporal de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración requerida T_d y que los demás bloques queden en orden descendente alternativamente hacia la derecha y hacia la izquierda del bloque central para formar el hietograma de diseño.” (Chow, “Hidrología Aplicada”, Pág. 477)

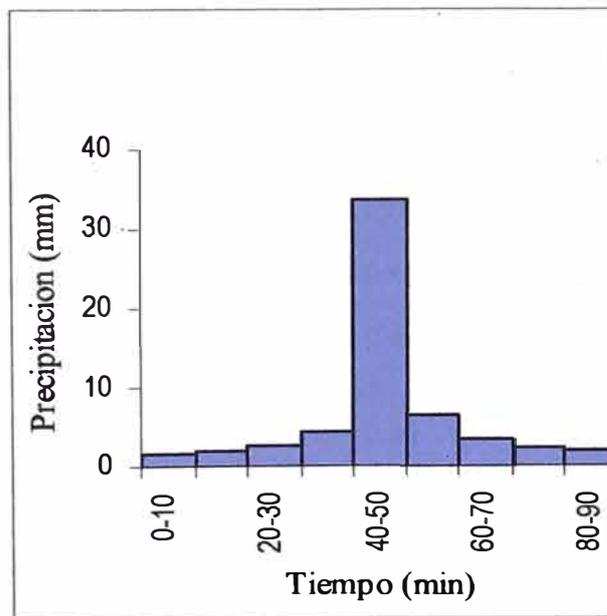


FIGURA N° 01

Ejemplo de Histograma de Diseño utilizando el método del bloque alterno.



1.1.10 CAUDAL MÁXIMO DE DISEÑO

Para la estimación del caudal de diseño existen varios métodos muy utilizados en nuestro medio. Entre ellos tenemos:

Método Racional

Aplicable a cuencas pequeñas (área menor a 2 – 5 km²), asume que el caudal pico es una fracción de la lluvia, expresada por un factor C menor a 1.

El caudal máximo está dado por la expresión:

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{3.6} \quad (1.1.52)$$

Donde

Q: Caudal de diseño en m³/s

C: Coeficiente de escorrentía

I: Intensidad de la lluvia en mm/h

A: Área de la cuenca en km²

El coeficiente de escorrentía es la variable menos precisa en el método racional (Véase tabla N° 02 adjunta) utilizado para la aplicación de la fórmula racional.

Tabla N° 02: COEFICIENTE DE ESCORRENTIA - C*							
CARACTERÍSTICAS DE LA SUPERFICIE	PERÍODO DE RETORNO (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
Área de cultivos							
Plano 0-2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Promedio 2-7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Alto superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales							
Plano 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Alto superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Bosques							
Plano 0-2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio 2-7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Alto superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

*Fuente: Libro "Hidrología Aplicada" de Ven Te Chow.



El modelo matemático del US SOIL CONSERVATION para la intensidad de lluvia es:

$$I = \frac{0.451733P}{T_C^{0.4998}} \quad (1.1.53)$$

Donde:

I: Intensidad en mm/h

P: Precipitación máxima diaria a un tiempo de retorno dado en mm

Tc: Tiempo de concentración en hr.

Método Del Hidrograma Triangular

Mockus desarrolló un hidrograma unitario sintético de forma triangular. De la geometría del hidrograma unitario, se escribe el gasto pico como:

$$q_p = \frac{0.555 \cdot A}{t_b} \quad (1.1.54)$$

Donde:

A: Área de la cuenca en km²

t_b: Tiempo base en horas

q_p: Descarga pico en m³/s/mm.

Del análisis de varios hidrogramas, Mockus concluye que el tiempo base t_b y el tiempo de pico t_p se relacionan mediante la expresión:

$$t_b = 2.67 \cdot t_p \quad (1.1.55)$$

A su vez, el tiempo de pico se expresa como:

$$t_p = \frac{d_e}{2} + t_r \quad (1.1.56)$$

Sin embargo para cuencas de más de 5.00 Km² de área el tiempo pico se calcula como:

$$t_p = \sqrt{t_c} + t_r \quad (1.1.57)$$

Donde: d_e es la duración en exceso y t_r el tiempo de retraso, el cual se estima mediante el tiempo de concentración t_c como:



$$t_r = 0.6t_c \quad (1.1.58)$$

O bien con la ecuación:

$$t_r = 0.005 \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.64} \quad (1.1.59)$$

Donde L es la longitud del cauce principal en metros, S su pendiente en % y t_r el tiempo de retraso en horas.

El caudal máximo se determina tomando en cuenta la precipitación efectiva P_e .

$$Q_{max} = q_p \cdot P_e \quad (1.1.60)$$

P_e puede ser calculada tomando en cuenta los números de escurrimiento propuesto por el U.S. Soil Conservation Service.

$$P_e = \frac{\left(P - \frac{5080}{N} + 50.8 \right)^2}{P + \frac{20320}{N} - 203.2} \quad (1.1.61)$$

Donde N es el número de escurrimiento, P_e y P están en mm.

Los valores de N se determinan según la siguiente tabla:

Tabla N° 03: DETERMINACIÓN DEL NÚMERO DE CURVA - N		
GRUPO	VELOCIDAD DE INFILTRACIÓN mm/h	TIPO DE SUELO
A	7.6 – 11.5	Estratos de arena profundos
B	3.8 – 7.6	Arena – limosa
C	1.3 – 3.8	Limos arcillosos, arenas limosas poco profundas
D	0.0 – 1.3	Suelos expansibles en condiciones de humedad, arcillas de alta plasticidad

COBERTURA	A	B	C	D
Arenas irrigadas	65	75	85	90
Pastos	40	60	75	80
Cuencas forestadas	35	55	70	80



COBERTURA	A	B	C	D
Cuencas desforestadas	45	65	80	85
Áreas pavimentadas	75	85	90	95

CONDICIÓN DE HUMEDAD ANTECEDENTE	PRECIPITACION ACUMULADA DE LOS 5 DÍAS PREVIOS AL EVENTO CONSIDERADO
I	0 – 3.60 cms
II	3.60 – 5.30 cms
III	Más de 5.30 cms

*Fuente: Libro "Hidrología", Villón M., 2002, tabla 6.10, p. 272.

1.2 FACTORES HIDRÁULICOS PARA EL DISEÑO DE PUENTES

1.2.1 PERFILES DE FLUJO

Es importante identificar las diferentes características de flujo que se pueden presentar en un canal artificial y en un río, tales como:

Flujo en un canal artificial.

- Flujo permanente.
- Flujo uniforme.
- Flujo turbulento.

Flujo en un río.

- Flujo no permanente.
- Flujo no uniforme.
- Flujo turbulento.

Para efectuar el estudio hidráulico de los canales es necesario hacer simplificaciones del flujo real, que es bastante complejo.

En un canal artificial se puede lograr cierto grado de permanencia manteniendo constante el caudal, en un río sería muy complicado lograr cierto grado de permanencia debido a la irregularidad de los caudales fluviales, excepcionalmente podría darse mediante la regulación aguas abajo de un embalse.

En un canal artificial se puede lograr algo parecido al movimiento uniforme, en la medida que el canal sea prismático, que mantenga su sección transversal constante y con una pendiente en el fondo constante; mientras que en un río ocurre todo lo



contrario debido a que la sección es muy variable y en consecuencia el movimiento no es uniforme.

Sin embargo, y a pesar de las limitaciones anteriores, en hidráulica fluvial se hacen uso de las fórmulas y conceptos deducidos para el flujo en canales, con la finalidad de simplificar el escurrimiento real. Es por ello que es importante el conocimiento profundo de la hidráulica de canales para su aplicación.

Se hace uso de las curvas de remanso básicamente para determinar el nivel de la superficie de agua para un determinado caudal (perfil del flujo), dentro de un canal natural o artificial, en la cual las características geométricas tales como pendiente, perfiles longitudinales, secciones transversales y rugosidad son conocidas.

Existen varios métodos para determinar el perfil del flujo en un canal no prismático, siendo el más aplicativo el método del paso estándar, para el cual se indica a continuación las consideraciones y procedimiento de cálculo.

1.2.1.1 Método del Paso Estándar

Este método permite determinar los perfiles de superficie de agua resolviendo la ecuación de la energía, mediante un procedimiento iterativo.

Consideraciones

- En una sección debe haber una condición de borde, es decir, debe existir un tirante conocido.
- Si el flujo es subcrítico o tranquilo con Froude < 1 , se debe conocer el tirante aguas abajo.
- Si el flujo es supercrítico o rápido con Froude > 1 , se debe conocer el tirante aguas arriba.
- Se considera que el flujo es gradualmente variado y permanente.
- En un tramo determinado no debe existir variación de caudal. Si existiese variación de caudal, debería incluirse aguas arriba en cada tramo.
- La pendiente del canal es pequeña (menor a 10°).



Procedimiento de Cálculo.

El procedimiento de cálculo para la determinación del perfil del flujo mediante el método del paso estándar es el siguiente:

- En la sección conocida se calcula el área $A_{(1)}$, perímetro mojado $P_{(1)}$, radio hidráulico $R_{(1)} = A_{(1)} / P_{(1)}$, velocidad $V_{(1)} = Q / A_{(1)}$.
- La cota de la línea de energía será: (Ver figura N° 10)

$$H1_{(1)} = Z_{(1)} + Y_{(1)} + \frac{V_{(1)}^2}{2g} \tag{1.2.1}$$

- La pendiente de la línea de energía:

$$Sf_{(1)} = \frac{V_{(1)}^2 \cdot n^2}{R_{(1)}^{(4/3)}} \tag{1.2.2}$$

- En la sección 2, se calcula el nivel de fondo del canal. Si la pendiente es constante se calcula de la siguiente manera:

$$Z_{(2)} = Z_{(1)} + S_o \cdot \Delta X_{1-2} \tag{1.2.3}$$

- Siendo S_o la pendiente del fondo del canal.

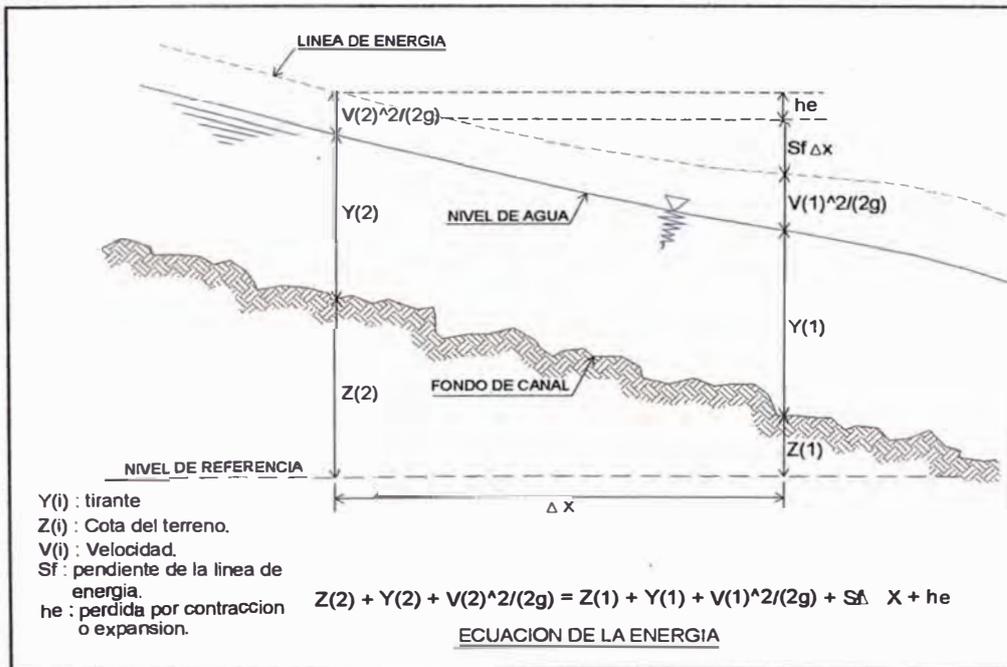


FIGURA N° 03 (Zacarías, "Control de Erosión en Riberas de Ríos")

ECUACION DE LA LINEA DE ENERGIA



- Se asume un tirante $Y_{(2)}$ y con ello se calcula el área $A_{(2)}$, el perímetro mojado $P_{(2)}$, el radio hidráulico $R_{(2)}$, la velocidad $V_{(2)}=Q / A_{(2)}$.
- Se calcula:

$$H1_{(2)} = Z_{(2)} + Y_{(2)} + \frac{V_{(2)}^2}{2g} \quad (1.2.4)$$

- Calcular la pendiente de la línea de energía en el punto 2:

$$Sf_{(2)} = \frac{V_{(2)}^2 \cdot n^2}{R_{(2)}^{(4/3)}} \quad (1.2.5)$$

- Calcular la media de la $Sf_{(1)}$ y $Sf_{(2)}$:

$$Sf_{1-2} = \frac{Sf_{(1)} + Sf_{(2)}}{2} \quad (1.2.6)$$

- Calcular $H_{(2)}$.

$$H_{(2)} = H1_{(1)} + Sf_{1-2} \cdot \Delta X + h_e \quad (1.2.7)$$

- Se compara $H1_{(2)}$ con $H_{(2)}$, deben ser iguales. Si no lo son, se aplica una corrección al tirante $\Delta Y_{(2)}$.

$$\Delta Y_{(2)} = \frac{H1_{(2)} - H_{(2)}}{1 - Fr_{(2)}^2 + \frac{3Sf_{(2)} \cdot \Delta X}{2R_{(2)}}} \quad (1.2.8)$$

- Se calcula el nuevo $Y_{(2)}$:

$$Y_{(2)NUEVO} = Y_{(2)} - \Delta Y_{(2)} \quad (1.2.9)$$

- Se continua en la sección 2 hasta que $H1_{(2)}$ y $H_{(2)}$ convergen con una tolerancia adecuada.
- Una vez que el nivel es hallado se toma esta sección como la conocida y se pasa a la tercera sección y así sucesivamente hasta determinar el perfil del flujo.

1.2.1.2 Modelamiento Hidráulico mediante la aplicación del Programa HEC-RAS 3.1.2.

En el presente informe se hará uso del programa HEC-RAS versión 3.1.2 para la ejecución del modelamiento hidráulico y para la obtención del perfil del flujo el cual emplea para su cálculo el método del paso estándar.



Ingreso De Datos Básicos Al Programa Hec-Ras V 3.1.2.

Como información necesaria para efectuar el modelamiento hidráulico, mediante la aplicación del programa Hec-Ras, es necesaria la introducción de datos geométricos y datos de flujo tal como se indica:

Datos Geométricos.

- Esquema del río.
- Secciones transversales. El ingreso de datos de las secciones transversales se realizan de izquierda a derecha, mirando en dirección aguas abajo.
- Distancia entre las secciones transversales.
- Rugosidad del cauce y de los bancos fluviales.
- Coeficiente de contracción y expansión.

Datos De Flujo

- Caudal de diseño.
- Condición de borde aguas arriba o aguas abajo.
- Régimen de flujo subcrítico, supercrítico o mixto.

La salida de los resultados del programa hace uso de los siguientes términos:

- Reach, tramo.
- River Sta, estación del río.
- Min Ch El, elevación mínima del canal.
- W. S. Elev, Elevación de la superficie de agua.
- Crit W. S., elevación crítica de agua.
- E.G. Elev, elevación de la energía.
- E.G. Slope, pendiente de la línea de energía.
- Ve Chnl, velocidad media en el canal.
- Flow area, área mojada.
- Top width, ancho del canal.
- Froude # Chl, Numero de Froude en el canal.
- Shear Lob, Esfuerzo de corte en la margen izquierda.
- Shear Rob, Esfuerzo de corte en la margen derecha.
- Shear Chan, Esfuerzo de corte en el fondo del canal.

1.2.2 SOCAVACIÓN

La socavación es el descenso del fondo del cauce, durante una creciente o una máxima avenida, a consecuencia del arrastre de sedimentos por la corriente.

Existen varios tipos de socavación que se pueden presentar a lo largo de un río:

- Socavación general, son variaciones del nivel del cauce a lo largo del río.
- Socavación por contracción, ocurren en contracciones abruptas del ancho del río, caso típico en puentes.
- Socavación local, ocurren generalmente en los pilares y estribos del puente, diques.

En la figura N° 05, se ilustra los diferentes tipos de socavación que se pueden presentar en los puentes.

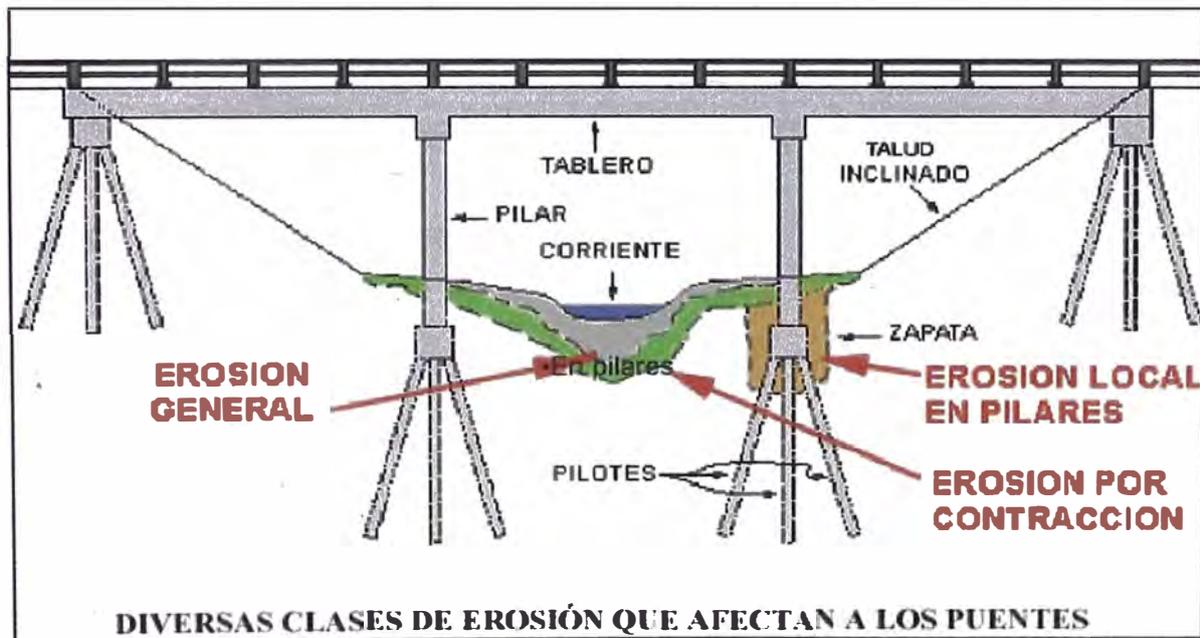


FIGURA N° 05 (Zacarias, "Control de Erosión en Riberas de Ríos")

ESQUEMA DE SOCAVACION EN PUENTES

En el presente informe se calculará la socavación general que se presenta en la sección a proyectarse el puente, y para su determinación se hará uso del método de LISCHTVAN-LEVEDIEV.

El método de LISCHTVAN – LEVEDIEV, es aplicable tanto para subsuelos homogéneos como heterogéneos.

El valor a calcularse viene a ser la socavación general, producida por una creciente o una avenida extraordinaria.



Para suelos granulares se tiene que:

$$d_s = \left[\frac{\alpha \cdot d_0^{5/3}}{0.68 \cdot D_m^{0.28} \cdot \beta} \right]^{1/X} \quad (1.2.10)$$

Donde:

d_s : Profundidad después de producirse la socavación del fondo, se mide desde el nivel del agua al pasar la avenida hasta el nivel del fondo erosionado (m).

d_0 : Profundidad inicial que existe en una determinada vertical de la sección entre el nivel del agua al pasar la avenida y el nivel del fondo obtenido durante el estiaje (m).

D_m : Diámetro medio de la granulometría del material del fondo (mm).

β : Coeficiente que toma en cuenta el período de retorno con que se presenta el gasto de diseño. (Ver tabla N° 04).

X : Exponente variable para suelos no cohesivos que depende de D_m (mm). (Ver tabla N° 05).

α : Coeficiente que se deduce a partir de la expresión:

$$\alpha = \frac{Q_d}{d_m^{5/3} \cdot B_e \cdot \mu} \quad (1.2.11)$$

Donde:

Q_d : Gasto de diseño (m³/s).

d_m : Tirante medio de la sección, se obtiene dividiendo el área hidráulica entre el ancho efectivo (m).

B_e : Ancho efectivo de la sección (m).

μ : Coeficiente que toma en cuenta el efecto de contracción producido por las pilas en el caso de existir un puente. (Ver tabla N° 06).



TABLA N° 04 VALORES DEL COEFICIENTE β	
TIEMPO DE RETORNO TR (AÑOS)	COEFICIENTE β
1	0.77
2	0.82
5	0.86
10	0.90
20	0.94
50	0.97
100	1.00
500	1.05
1000	1.07

FUENTE: Campaña Toro, Separatas Curso Titulación.

TABLA N° 05 VALORES X y $X/(1+X)$ PARA SUELOS NO COHESIVOS					
D_m en (mm)	X	$\frac{X}{1+X}$	D_m en (mm)	X	$\frac{X}{1+X}$
0.05	0.43	0.70	40.00	0.30	0.77
0.15	0.42	0.70	60.00	0.29	0.78
0.50	0.41	0.71	90.00	0.28	0.78
1.00	0.40	0.71	140.00	0.27	0.79
1.50	0.39	0.72	190.00	0.26	0.79
2.50	0.38	0.72	250.00	0.25	0.80
4.00	0.37	0.73	310.00	0.24	0.81
6.00	0.36	0.74	370.00	0.23	0.81
8.00	0.35	0.74	450.00	0.22	0.83
10.00	0.34	0.75	570.00	0.21	0.83
15.00	0.33	0.75	750.00	0.20	0.83
20.00	0.32	0.76	1000.00	0.19	0.84
25.00	0.31	0.76	-	-	-

FUENTE: Campaña Toro, Separatas Curso Titulación.



TABLA N° 06 COEFICIENTE DE CONTRACCIÓN μ										
Velocidad media En la sección (m/s)	Longitud libre entre dos pilas (claro) en (m)									
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98
4.00 o mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98

FUENTE: Campaña Toro, Separatas Curso Titulación.

APLICACIÓN
AL PUENTE
ÑAGAZU



2.1 UBICACIÓN DEL PUENTE

Se ha proyectado la ubicación del Puente Ñagazu, con una luz de 22m, en la progresiva 34+406 de la carretera "Puente Raither – Puente Paucartambo – Villa Rica" en la provincia de Oxapampa, en el Departamento de Pasco. Dicha carretera pertenece a las Rutas Nacionales 5N y 5S (Ver Figura N°06), Marginal de la Selva, lo que indica su importancia en la Red Vial Nacional

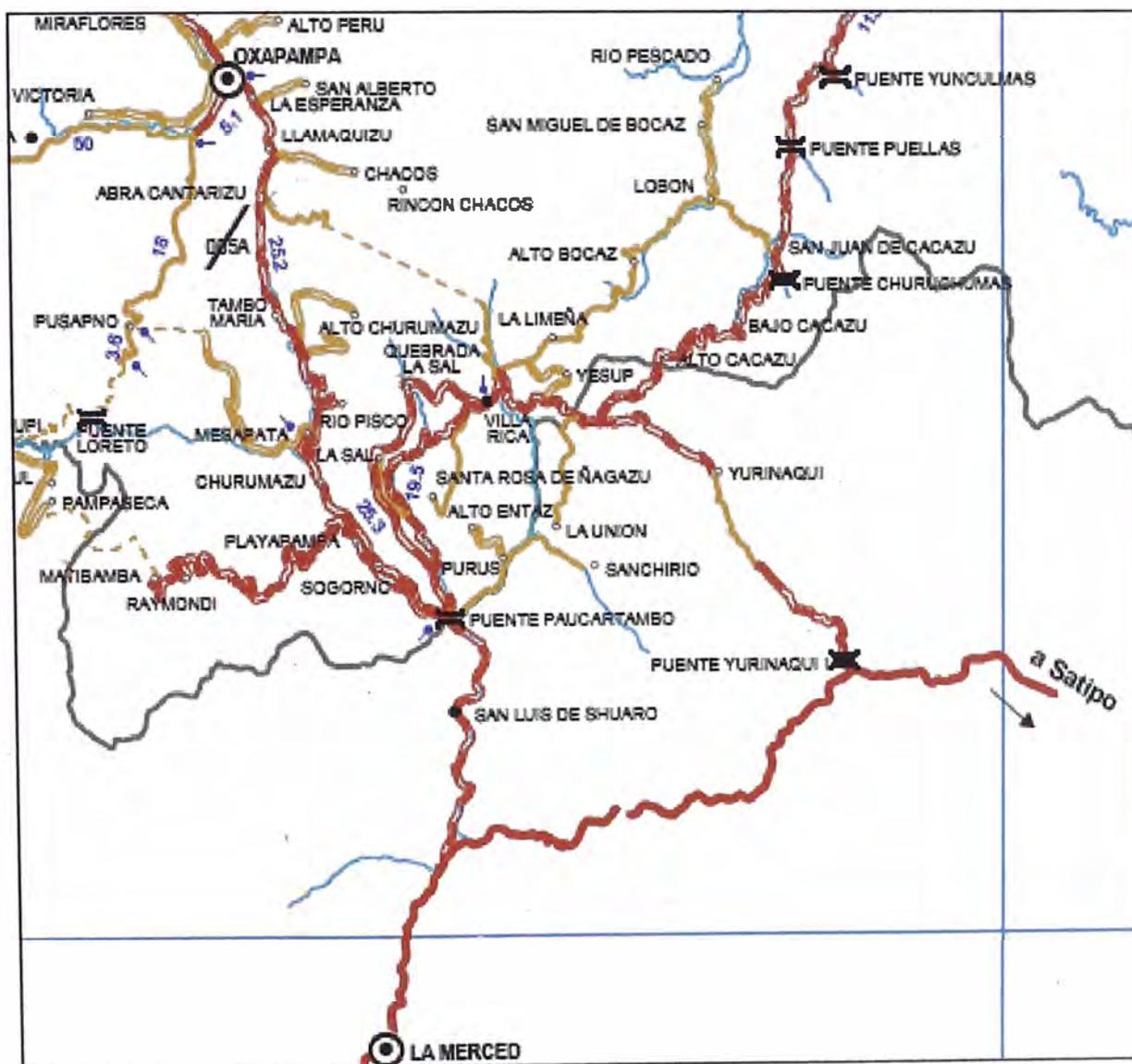


FIGURA N° 06
UBICACIÓN DEL PROYECTO



FOTO N° 2.01

VISTA PANORAMICA DE LA UBICACIÓN DEL PUENTE

2.2 INFORMACIÓN BÁSICA

2.2.1 INFORMACIÓN CARTOGRÁFICA

Para el desarrollo del presente informe se ha recopilado información cartográfica de las siguientes instituciones:

- Instituto Geográfico Nacional, IGN.
- Ministerio de Agricultura - Programa Especial de Titulación de Tierras - Catastro Rural, PETT.
- Instituto geológico, minero y metalúrgico, INGEMMET.
- Ministerio de Transportes y comunicaciones, MTC, PROVIAS RURAL.



2.2.2 INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA

Para la elaboración del presente informe se utilizó la información de la precipitación máxima en 24 horas de las estaciones: Mezapata y Villarrica y es preciso indicar que no hay ninguna estación de aforo para la quebrada Ñagazu.

Las características de cada estación son las siguientes:

2.2.2.1 Estación Villarrica

Tabla N° 07: Estación Villa Rica PLU-5226/DRE-11	
Longitud	75° 13' S
Latitud	10° 43' W
Altitud	2068 msnm.
Departamento	Pasco
Provincia	Oxapampa
Distrito	Villarica
Registro	1964-1967, 1970-1977, 1982, 1984-1999

2.2.2.2 Estación Mezapata

Tabla N° 08: Estación Mezapata PLU-5233/DRE-11	
Longitud	75° 23' S
Latitud	10° 43' W
Altitud	1612 msnm.
Departamento	Pasco
Provincia	Oxapampa
Distrito	Oxapampa
Registro	1991-1997, 1999-2003

2.2.3 RÉGIMEN PLUVIAL

Las precipitaciones que caen en la zona del proyecto, son del tipo orográficas, cuyas masas de vapor se forman mayormente en la zona alto andina de Cerro de Pasco, específicamente en las planicies de Junín donde se ubican fuentes de vapor de agua como Chinchaycocha, Punrun, Marcapomacocha, etc., que presentan grandes espejos de agua propensas a fuertes evaporaciones.

De este lugar son transportadas hacia el Este y según la magnitud de ellas van condensándose sucesivamente y precipitándose en las diversas cuencas que cruza, una de las cuales es la cuenca del Río Paucartambo, que ante la presencia de la Cordillera Oriental obliga a que gran parte de estas masas precipiten en dicha cuenca.



Esto indica que durante el año existen siempre lluvias con variada intensidad en los meses de noviembre y marzo, es así como se tienen lluvias que varían de 600 mm a 2000 mm como total anual, lo cual señala que las precipitaciones de régimen permanente con descargas propias de un clima subtropical, alcanzando como total mensual en algunos casos 400 mm.

Este régimen de lluvias se nota por el registros de la estación Mezapata, registrándose valores casi similares en la estación Villarrica ubicada más al este, lo cual confirma la apreciación de régimen pluvial permanente en clima templado a caluroso propio de regiones sub-tropicales.

2.3 ANÁLISIS HIDROLÓGICO

De acuerdo a la información de la precipitación máxima en 24 horas de las estaciones: Mezapata y Villarrica, operadas por SENAMHI, se obtuvo los máximos para los distintos años cuyos registros se muestran en la Tabla N° 09.

Evaluando la información se puede observar que para el caso de la estación Villa Rica se cuenta con un número total de registros de 29 años y cuenta con valores máximos y mínimos que varían entre 25.60 mm y 89.10 mm siendo el promedio de los datos de registro 56.66 mm.

En el caso de la estación Mezapata se cuenta con un número total de registros de 12 años y se observan valores mínimos y máximos que varían entre 42.00 mm y 106.00 mm.

2.3.1 ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE PRECIPITACIÓN

El análisis estadístico de los datos de precipitación máxima en 24 horas se realizará usando las funciones de distribución: Normal, Log Normal, Log Pearson III y Valor Extremo Tipo I.

Para determinar cual de las distribuciones arriba mencionadas se adapta mejor a la información histórica recopilada de cada estación, se utilizó el método de Smirnov – Kolgomorov.

Los resultados de la Prueba de Ajuste realizadas a las distintas funciones de distribución favorecieron a la función Log Pearson III para ambas estaciones pluviométricas como se observa en la Tabla N° 10. Para el caso de la estación Villa Rica la máxima diferencia entre los valores observados y los valores teóricos fue de 0.0864 y en el caso de la estación Mezapata fue de 0.1151.



TABLA N° 09
PRECIPITACIONES MAXIMAS EN 24 HORAS ANUALES

N°	AÑO	ESTACION			
		VILLARICA		MEZAPATA	
		P24	log(P24)	P24	log(P24)
1	1960				
2	1961				
3	1962				
4	1963				
5	1964	62.50	1.7959		
6	1965	68.00	1.8325		
7	1966	52.00	1.7160		
8	1967	57.60	1.7604		
9	1968				
10	1969				
11	1970	89.10	1.9499		
12	1971	32.90	1.5172		
13	1972	40.90	1.6117		
14	1973	42.40	1.6274		
15	1974	26.80	1.4281		
16	1975	30.40	1.4829		
17	1976	25.60	1.4082		
18	1977	26.40	1.4216		
19	1978				
20	1979				
21	1980				
22	1981				
23	1982	50.60	1.7042		
24	1983				
25	1984	70.60	1.8488		
26	1985	50.50	1.7033		
27	1986	62.00	1.7924		
28	1987	67.00	1.8261		
29	1988	43.30	1.6365		
30	1989	77.10	1.8871		
31	1990	67.00	1.8261		
32	1991	83.00	1.9191	42.00	1.6232
33	1992	88.10	1.9450	82.10	1.9143
34	1993	82.80	1.9180	55.00	1.7404
35	1994	74.70	1.8733	70.00	1.8451
36	1995	63.80	1.8048	70.00	1.8451
37	1996	42.00	1.6232	70.00	1.8451
38	1997	58.00	1.7634	106.00	2.0253
39	1998	65.70	1.8176		
40	1999	42.30	1.6263	62.00	1.7924
41	2000			74.00	1.8692
42	2001			73.00	1.8633
43	2002			77.90	1.8915
44	2003			61.00	1.7853
Numero de datos n		29	29	12	12
Suma Σ		1643.10	50.07	843.00	22.04
Promedio \bar{x}		56.6586	1.7264	70.2500	1.8367
Desviacion estándar s		18.9640	0.1615	15.6178	0.0982
Coeficiente asimetria Cs		-0.0453	-0.6013	0.5851	-0.3970
Cs/6 k			-0.1002		-0.0662



TABLA N° 10
RESULTADOS DE LA PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE

ESTACION LA GRANJA VILLA RICA/PLU-5226/DRE-11

ESTADISTICO	FUNCION DE DISTRIBUCION			
	NORMAL	LOG-NORMAL	LOG PEARSON III	GUMBEL
$\Delta_{(N)}$	0.0927	0.1252	0.0864	0.1186

DE LA TABLA N°01 :

n : 29
 α : 5.0%
D α : 0.240

$$\Delta_{(N)} < D\alpha$$

FUNCION DE DISTRIBUCION SELECCIONADA :

LOG PEARSON III

ESTACION MEZAPATA /PLU-5233/DRE-11

ESTADISTICO	FUNCION DE DISTRIBUCION			
	NORMAL	LOG-NORMAL	LOG PEARSON III	GUMBEL
$\Delta_{(N)}$	0.1090	0.1495	0.1151	0.1540

DE LA TABLA N°01:

n : 12
 α : 5.0%
D α : 0.375

$$\Delta_{(N)} < D\alpha$$

FUNCION DE DISTRIBUCION SELECCIONADA :

LOG PEARSON III

Verificando con la Tabla N° 01 propuesta para el método de Smirnov - Kolmogorov nos da como resultado para un tamaño de muestra igual a 29 y un grado de significancia del 5%, un valor igual a 0.240 que es mayor a 0.0864 obtenido en la distribución Log Pearson Tipo III, por lo tanto esta distribución cumple con la prueba en el caso de la estación Villa Rica. De manera similar para la estación Mezapata obtenemos de la Tabla N° 01 un valor de 0.375 para una muestra de tamaño igual a 12 y un grado de significancia del 5%, siendo mayor que 0.1151, resultado obtenido en la distribución Log Pearson III beneficiando a esta distribución.

A continuación se hallaron las precipitaciones correspondientes a los periodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50, 100,200 y 500 años para cada estación utilizando la función de distribución seleccionada (Log Pearson III).



TABLA N° 11

PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS USANDO LA FUNCION LOG PEARSON III PARA LOS TR DE 2, 5, 10, 25, 50, 100, 200 y 500 AÑOS

ESTACION LA GRANJA VILLA RICA/PLU-5226/DRE-11

Tr (años)	P(X=x _T)	DISTRIBUCION LOG PEARSON III				P _{MAX} mm
		z	K _T	x _T	10 ^A x _T	
2	0.500	0.0000	0.0992	1.7425	55.27	55.27
5	0.800	0.8416	0.8557	1.8646	73.22	73.22
10	0.900	1.2816	1.1993	1.9201	83.20	83.20
25	0.960	1.7507	1.5288	1.9733	94.05	94.05
50	0.980	2.0537	1.7225	2.0046	101.07	101.07
100	0.990	2.3263	1.8843	2.0308	107.34	107.34
200	0.995	2.5758	2.0226	2.0531	113.00	113.00
500	0.998	2.8782	2.1779	2.0782	119.72	119.72

ESTACION MEZAPATA /PLU-5233/DRE-11

Tr (años)	P(X=x _T)	DISTRIBUCION LOG PEARSON III				P _{MAX} mm
		z	K _T	x _T	10 ^A x _T	
2	0.500	0.0000	0.0659	1.8432	69.69	69.69
5	0.800	0.8416	0.8544	1.9206	83.29	83.29
10	0.900	1.2816	1.2311	1.9576	90.69	90.69
25	0.960	1.7507	1.6072	1.9945	98.74	98.74
50	0.980	2.0537	1.8365	2.0170	103.99	103.99
100	0.990	2.3263	2.0338	2.0364	108.74	108.74
200	0.995	2.5758	2.2071	2.0534	113.08	113.08
500	0.998	2.8782	2.4080	2.0731	118.34	118.34

2.3.2 PRECIPITACIÓN E INTENSIDAD DE DISEÑO PARA DURACIONES MENORES A 24 HORAS

En base a los valores obtenidos de precipitación máxima en 24 horas para distintos periodos de retorno se procedió a calcular la precipitación y la intensidad de diseño correspondiente para duraciones menores a 24 horas usando el método de Dick y Peshcke.

Con los valores de intensidad para diferentes tiempos de duración y periodos de retorno se procedió al cálculo de la curva IDF mediante una regresión lineal múltiple partiendo de la formula:

$$I = \frac{KT^m}{t^n}$$

Donde:

I: Intensidad máxima (mm/min)

K, m, n: Factores característicos de la zona de estudio



T: Período de retorno en años

t: duración de la precipitación (min).

TABLA N° 12

VALORES DE PRECIPITACION PARA DIFERENTES DURACIONES Y PERIODOS DE RETORNO

ESTACION LA GRANJA VILLA RICA/PLU-5226/DRE-11									
DURACION		PERIODO DE RETORNO							
Hr	min	2	5	10	25	50	100	200	500
0.17	10.00	15.95	21.14	24.02	27.15	29.18	30.99	32.62	34.56
0.33	20.00	18.97	25.14	28.56	32.29	34.70	36.85	38.79	41.10
0.50	30.00	21.00	27.82	31.61	35.73	38.40	40.78	42.93	45.48
0.67	40.00	22.56	29.89	33.97	38.39	41.26	43.82	46.13	48.87
0.83	50.00	23.86	31.61	35.91	40.60	43.63	46.33	48.78	51.68
1.00	60.00	24.97	33.08	37.59	42.49	45.66	48.50	51.05	54.09
1.50	90.00	27.63	36.61	41.60	47.02	50.53	53.67	56.50	59.86
2.00	120.00	29.69	39.34	44.70	50.53	54.30	57.67	60.71	64.32
4.00	240.00	35.31	46.78	53.16	60.09	64.58	68.58	72.20	76.49
6.00	360.00	39.08	51.78	58.83	66.50	71.47	75.90	79.90	84.65
7.00	420.00	40.62	53.81	61.14	69.11	74.27	78.88	83.04	87.98
8.00	480.00	41.99	55.64	63.22	71.46	76.80	81.56	85.86	90.97
10.00	600.00	44.40	58.83	66.84	75.56	81.20	86.24	90.79	96.18
11.00	660.00	45.47	60.25	68.46	77.38	83.16	88.32	92.98	98.50
12.00	720.00	46.47	61.57	69.96	79.08	84.99	90.26	95.02	100.67
24.00	1440.00	55.27	73.22	83.20	94.05	101.07	107.34	113.00	119.72

ESTACION MEZAPATA /PLU-5233/DRE-11									
DURACION		PERIODO DE RETORNO							
Hr	min	2	5	10	25	50	100	200	500
0.17	10.00	20.12	24.04	26.18	28.50	30.02	31.39	32.64	34.16
0.33	20.00	23.92	28.59	31.13	33.90	35.70	37.33	38.82	40.62
0.50	30.00	26.48	31.64	34.46	37.51	39.51	41.31	42.96	44.96
0.67	40.00	28.45	34.00	37.02	40.31	42.45	44.39	46.16	48.31
0.83	50.00	30.08	35.95	39.15	42.62	44.89	46.94	48.81	51.08
1.00	60.00	31.49	37.63	40.97	44.61	46.98	49.13	51.09	53.46
1.50	90.00	34.84	41.64	45.35	49.37	52.00	54.37	56.54	59.17
2.00	120.00	37.44	44.75	48.73	53.05	55.87	58.42	60.76	63.58
4.00	240.00	44.53	53.22	57.95	63.09	66.45	69.48	72.25	75.61
6.00	360.00	49.28	58.89	64.13	69.82	73.53	76.89	79.96	83.68
7.00	420.00	51.21	61.21	66.65	72.56	76.42	79.91	83.10	86.96
8.00	480.00	52.95	63.28	68.91	75.03	79.02	82.62	85.92	89.92
10.00	600.00	55.99	66.92	72.86	79.33	83.55	87.36	90.85	95.07
11.00	660.00	57.34	68.53	74.62	81.24	85.57	89.47	93.04	97.37
12.00	720.00	58.60	70.04	76.26	83.03	87.45	91.44	95.09	99.51
24.00	1440.00	69.69	83.29	90.69	98.74	103.99	108.74	113.08	118.34



TABLA N° 13
VALORES DE INTENSIDADES PARA DIFERENTES DURACIONES Y PERIODOS DE RETORNO

ESTACION LA GRANJA VILLA RICA/PLU-5226/DRE-11									
DURACION		PERIODO DE RETORNO							
Hr	min	2	5	10	25	50	100	200	500
0.17	10.00	95.73	126.82	144.11	162.89	175.06	185.91	195.72	207.36
0.33	20.00	56.92	75.41	85.69	96.86	104.09	110.55	116.38	123.30
0.50	30.00	41.99	55.64	63.22	71.46	76.80	81.56	85.86	90.97
0.67	40.00	33.84	44.84	50.95	57.59	61.89	65.73	69.20	73.31
0.83	50.00	28.63	37.93	43.10	48.72	52.35	55.60	58.53	62.01
1.00	60.00	24.97	33.08	37.59	42.49	45.66	48.50	51.05	54.09
1.50	90.00	18.42	24.41	27.73	31.35	33.69	35.78	37.67	39.91
2.00	120.00	14.85	19.67	22.35	25.26	27.15	28.84	30.36	32.16
4.00	240.00	8.83	11.70	13.29	15.02	16.14	17.15	18.05	19.12
6.00	360.00	6.51	8.63	9.81	11.08	11.91	12.65	13.32	14.11
7.00	420.00	5.80	7.69	8.73	9.87	10.61	11.27	11.86	12.57
8.00	480.00	5.25	6.95	7.90	8.93	9.60	10.19	10.73	11.37
10.00	600.00	4.44	5.88	6.68	7.56	8.12	8.62	9.08	9.62
11.00	660.00	4.13	5.48	6.22	7.03	7.56	8.03	8.45	8.95
12.00	720.00	3.87	5.13	5.83	6.59	7.08	7.52	7.92	8.39
24.00	1440.00	2.30	3.05	3.47	3.92	4.21	4.47	4.71	4.99

h: 2068.00 m.s.n.m.

ESTACIÓN MEZAPATA /PLU-5233/DRE-11									
DURACION		PERIODO DE RETORNO							
Hr	min	2	5	10	25	50	100	200	500
0.17	10.00	120.70	144.26	157.08	171.02	180.12	188.34	195.86	204.96
0.33	20.00	71.77	85.78	93.40	101.69	107.10	111.98	116.46	121.87
0.50	30.00	52.95	63.28	68.91	75.03	79.02	82.62	85.92	89.92
0.67	40.00	42.68	51.00	55.54	60.47	63.68	66.59	69.25	72.47
0.83	50.00	36.10	43.14	46.98	51.15	53.87	56.33	58.58	61.30
1.00	60.00	31.49	37.63	40.97	44.61	46.98	49.13	51.09	53.46
1.50	90.00	23.23	27.76	30.23	32.91	34.66	36.25	37.69	39.45
2.00	120.00	18.72	22.37	24.36	26.53	27.94	29.21	30.38	31.79
4.00	240.00	11.13	13.30	14.49	15.77	16.61	17.37	18.06	18.90
6.00	360.00	8.21	9.82	10.69	11.64	12.26	12.81	13.33	13.95
7.00	420.00	7.32	8.74	9.52	10.37	10.92	11.42	11.87	12.42
8.00	480.00	6.62	7.91	8.61	9.38	9.88	10.33	10.74	11.24
10.00	600.00	5.60	6.69	7.29	7.93	8.36	8.74	9.09	9.51
11.00	660.00	5.21	6.23	6.78	7.39	7.78	8.13	8.46	8.85
12.00	720.00	4.88	5.84	6.36	6.92	7.29	7.62	7.92	8.29
24.00	1440.00	2.90	3.47	3.78	4.11	4.33	4.53	4.71	4.93

h: 1612.00 m.s.n.m.



Tomando logaritmos a la ecuación anterior se obtiene:

$$\log(I) = \log(K) + m \cdot \log(T) - n \cdot \log(t)$$

O bien: $Y = a_0 + a_1 \cdot X_1 + a_2 \cdot X_2$

De la regresión lineal múltiple de los datos que aparecen en la Tabla N° 13 se obtiene para:

Estación Villa Rica:

$$I = \frac{10^{2.7331} T^{0.1466}}{t^{0.75}}$$

Estación Mezapata:

$$I = \frac{10^{2.8289} T^{0.1000}}{t^{0.75}}$$

2.3.3 ANÁLISIS DE LA CUENCA

A continuación se presenta un resumen de los parámetros Geomorfológicos e Hidrológicos de la Cuenca de la quebrada Ñagazu.

TABLA N° 14

PARAMETROS GEOMORFOLOGICOS

AREA	PERIM.	COTA MAX.	COTA MIN.	ELEV MEDIA	LONG	S	F FORMA	INDICE COMP	LONG C.P.	S C.P.
Km2	Km.	msnm.	msnm.	msnm.	Km.	m/m.			Km.	m/m.
21.98	24.69	2450	1670	2056.8	8.38	0.223	0.31	1.47	8.20	0.0496

Debido a que la intensidad de la lluvia disminuye con la duración de la tormenta, el tiempo crítico de duración será el tiempo de concentración. Para calcular el tiempo de concentración crítico se utilizaron las formulas de Kirpich, Hathaway, Bransby – Williams y la de el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos. Se utilizó la media geométrica de los valores hallados con las fórmulas anteriores para hallar el tiempo de concentración.



TABLA Nº 15

TIEMPO DE CONCENTRACION Y DURACION CRÍTICA DE LA TORMENTA DE DISEÑO

TIEMPO DE CONCENTRACION (HORAS)					DURACION CRITICA DE LA TORMENTA (MINUTOS)
KIRPICH	HATHAWAY	BRANSBY WILLIAMS	US CORPS OF ENGINEERS	MEDIA GEOMETRICA	
1.065	0.844	2.670	2.626	1.584	95.00

2.3.4 HIETOGRAMA DE PRECIPITACIÓN DE DISEÑO

A continuación se presentan los hietogramas de precipitación de diseño en incrementos de 10 minutos calculados por el método del bloque alterno, para los periodos de retorno de 100 y 200 años y una tormenta de duración de 100 minutos de las estaciones pluviométricas de Villa Rica y Mezapata.

TABLA Nº 16

HIETOGRAMA DE PRECIPITACION – ESTACION VILLA RICA

ESTACION VILLARICA - Tr = 100 años					
Duracion min	Intensidad mm/h	Profundidad Acumulada mm	Profundidad Incremental mm	Tiempo min	Precipitacion mm
10	188.89	31.48	31.48	0 - 10	1.46
20	112.31	37.44	5.96	10 - 20	1.74
30	82.86	41.43	3.99	20 - 30	2.20
40	66.78	44.52	3.09	30 - 40	3.09
50	56.49	47.08	2.55	40 - 50	5.96
60	49.27	49.27	2.20	50 - 60	31.48
70	43.89	51.21	1.94	60 - 70	3.99
80	39.71	52.95	1.74	70 - 80	2.55
90	36.35	54.53	1.58	80 - 90	1.94
100	33.59	55.98	1.46	90 - 100	1.58
ESTACION VILLARICA - Tr = 200 años					
Duracion min	Intensidad mm/h	Profundidad Acumulada mm	Profundidad Incremental mm	Tiempo min	Precipitacion mm
10	209.09	34.85	34.85	0 - 10	1.61
20	124.32	41.44	6.59	10 - 20	1.92
30	91.72	45.86	4.42	20 - 30	2.43
40	73.92	49.28	3.42	30 - 40	3.42
50	62.53	52.11	2.83	40 - 50	6.59
60	54.54	54.54	2.43	50 - 60	34.85
70	48.59	56.68	2.14	60 - 70	4.42
80	43.96	58.61	1.92	70 - 80	2.83
90	40.24	60.36	1.75	80 - 90	2.14
100	37.18	61.97	1.61	90 - 100	1.75



ESTACION VILLARICA - Tr = 500 años					
Duracion	Intensidad	Profundidad Acumulada	Profundidad Incremental	Tiempo	Precipitacion
min	mm/h	mm	mm	min	mm
10	239.14	39.86	39.86	0 - 10	1.84
20	142.19	47.40	7.54	10 - 20	2.20
30	104.91	52.45	5.06	20 - 30	2.78
40	84.55	56.37	3.91	30 - 40	3.91
50	71.52	59.60	3.23	40 - 50	7.54
60	62.38	62.38	2.78	50 - 60	39.86
70	55.57	64.83	2.45	60 - 70	5.06
80	50.27	67.03	2.20	70 - 80	3.23
90	46.02	69.03	2.00	80 - 90	2.45
100	42.53	70.88	1.84	90 - 100	2.00

TABLA Nº 17

HIETOGRAMA DE PRECIPITACION – ESTACION MEZAPATA

ESTACION MEZAPATA - Tr = 100 años					
Duracion	Intensidad	Profundidad Acumulada	Profundidad Incremental	Tiempo	Precipitacion
min	mm/h	mm	mm	min	mm
10	190.10	31.68	31.68	0 - 10	1.46
20	113.03	37.68	5.99	10 - 20	1.75
30	83.39	41.70	4.02	20 - 30	2.21
40	67.21	44.81	3.11	30 - 40	3.11
50	56.85	47.38	2.57	40 - 50	5.99
60	49.59	49.59	2.21	50 - 60	31.68
70	44.17	51.53	1.95	60 - 70	4.02
80	39.96	53.28	1.75	70 - 80	2.57
90	36.58	54.88	1.59	80 - 90	1.95
100	33.80	56.34	1.46	90 - 100	1.59

ESTACION MEZAPATA - Tr = 200 años					
Duracion	Intensidad	Profundidad Acumulada	Profundidad Incremental	Tiempo	Precipitacion
min	mm/h	mm	mm	min	mm
10	203.75	33.96	33.96	0 - 10	1.57
20	121.15	40.38	6.43	10 - 20	1.88
30	89.38	44.69	4.31	20 - 30	2.37
40	72.04	48.02	3.33	30 - 40	3.33
50	60.93	50.78	2.76	40 - 50	6.43
60	53.15	53.15	2.37	50 - 60	33.96
70	47.34	55.24	2.09	60 - 70	4.31
80	42.83	57.11	1.88	70 - 80	2.76
90	39.21	58.82	1.71	80 - 90	2.09
100	36.23	60.39	1.57	90 - 100	1.71



ESTACION MEZAPATA - Tr = 500 años					
Duracion	Intensidad	Profundidad Acumulada	Profundidad Incremental	Tiempo	Precipitacion
min	mm/h	mm	mm	min	mm
10	223.31	37.22	37.22	0 - 10	1.72
20	132.78	44.26	7.04	10 - 20	2.06
30	97.96	48.98	4.72	20 - 30	2.60
40	78.95	52.63	3.65	30 - 40	3.65
50	66.78	55.65	3.02	40 - 50	7.04
60	58.25	58.25	2.60	50 - 60	37.22
70	51.89	60.54	2.29	60 - 70	4.72
80	46.94	62.59	2.06	70 - 80	3.02
90	42.98	64.46	1.87	80 - 90	2.29
100	39.71	66.18	1.72	90 - 100	1.87

2.3.5 ESTIMACIÓN DE CAUDALES MAXIMOS DE DISEÑO

Para obtener los respectivos caudales se aplicará el Modelo HEC-HMS Versión 2.2.2. (HMS-Hydrologic Modeling System), desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos.

Para poder utilizar este programa se debe disponer de la siguiente información:

- Características de la precipitación, la intensidad se obtiene de las curvas I-D-F (Intensidad, Duración, Frecuencia), o puede ajustarse utilizando otros procedimientos. Cabe señalar que las precipitaciones parciales deben introducirse en intervalos fijos.
- Características de la cuenca (Área, forma, longitud del cauce principal, centro de gravedad, pendiente media del terreno, cobertura vegetal, tipo de prácticas de pastoreo, tipos de precipitación, etc).

Para el análisis de la cuenca del río Ñagazu se precedió a dividirla en 02 subcuencas denominadas: Subcuenca Alta y Subcuenca Baja.

A continuación se presentan las características de las respectivas Subcuencas:



TABLA N° 18: CARACTERISTICAS DE LA SUBCUENCA ALTA

AREA	LONG C.P.	S C.P.
Km2	Km.	m/m.
9.74	2.60	0.0320

TIEMPO DE CONCENTRACION (HORAS)					DURACION CRITICA DE LA TORMENTA (MINUTOS)
KIRPICH	HATHAWAY	BRANSBY WILLIAMS	US CORPS OF ENGINEERS	MEDIA GEOMETRICA	
0.520	0.550	1.000	1.200	0.765	45.00

TABLA N° 19: CARACTERISTICAS DE LA SUBCUENCA BAJA

AREA	LONG C.P.	S C.P.
Km2	Km.	m/m.
12.24	5.60	0.0220

TIEMPO DE CONCENTRACION (HORAS)					DURACION CRITICA DE LA TORMENTA (MINUTOS)
KIRPICH	HATHAWAY	BRANSBY WILLIAMS	US CORPS OF ENGINEERS	MEDIA GEOMETRICA	
1.090	0.780	2.110	2.140	1.400	85.00

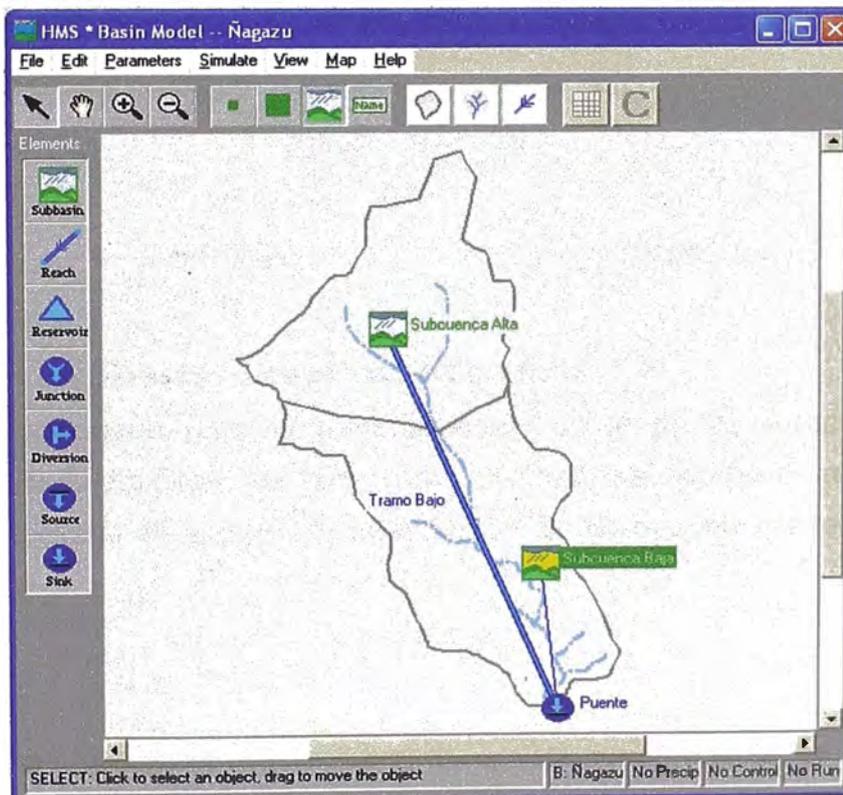


FIGURA N° 07: ESQUEMA DEL MODELO HIDROLÓGICO EN HMS



Se han utilizado las precipitaciones cuyos periodos de retorno son 100, 200 y 500 años.

Se ha empleado el método del Servicio de Conservación de Suelos (SCS) para estimar las pérdidas por infiltración. El principal parámetro es el número de Curva (CN) que se estima en base al tipo de suelo, tipo de vegetación, cobertura vegetal y prácticas de pastoreo.

Los valores considerados para el tipo de suelo correspondiente a la zona de estudio son los siguientes:

Grupo Hidrológico B: Arena limosa.

Grupo Hidrológico C: Suelo poco profundo conformado por limos arcillosos y arenas limosas.

Cobertura: Cuenca forestada. La mayor parte del área corresponde a vegetación de la zona.

Por lo tanto el número de curva correspondiente para este tipo de suelo es igual a 63 según interpolación de los datos de la Tabla N° 03.

Según el modelo del SCS la abstracción inicial o pérdida inicial tiene un valor de:

$$I_a = 0.2S \quad (2.1.1)$$

Donde S es la máxima retención del suelo y se define como:

$$S = \frac{25400 - 254 * CN}{CN} \quad (2.1.2)$$

$$S = 149.17 \quad I_a = 30mm$$

Dichos valores fueron usados para ambas subcuencas.

El método seleccionado para la transformación de la lluvia – escorrentía es el Hidrograma Unitario del SCS que tiene como parámetro el tiempo de retardo. El SCS recomienda relacionar el tiempo de retardo con el Tiempo de concentración de la siguiente manera:

$$t_{lag} = 0.6 * t_c \quad (2.1.3)$$

De las Tablas N° 18 y 19 tenemos que el tiempo de concentración es de 45 minutos para la Subcuenca alta lo que nos da un tiempo de retardo de:

$$t_{lag} = 0.6 * 45 = 27 \text{ min}$$



Y para la Subcuenca baja tenemos:

$$t_{lag} = 0.6 * 85 = 51 \text{ min}$$

The screenshot shows the 'HMS * Basin Model * Subbasin Editor' window. The 'Subbasin Name' is 'Subcuenca alta' and the 'Area (sq. km.)' is '9.74'. The 'Description' field is empty. The 'Loss Rate' tab is selected, and the 'Method' is set to 'SCS Curve No.'. The 'Initial Loss (mm)' is '30' and the '% Impervious' is '2'. The 'SCS Curve No.' is '63'. At the bottom, there are 'OK', 'Apply', and 'Cancel' buttons. A status bar at the bottom left shows 'Subbasin name'.

FIGURA N° 08: VENTANA QUE MUESTRA LOS DATOS DE INGRESO PARA LA SUBCUENCA ALTA



Para el presente informe se ha considerado el flujo base igual a cero por tratarse de un régimen intermitente y por no contar con mediciones que establezcan valores de flujo base mensual.

Para el cálculo del Transito del Hidrograma de la Subcuenca alta a través de la Subcuenca baja se ha escogido el método de Muskingum (Chow et al., 1994, p. 264). Dicho método necesita dos parámetros conocidos como K y X. X es un parámetro que en teoría puede estar entre 0 y 0.5. Valores cercanos a 0 se usan para cauces naturales muy caudalosos de baja pendiente y valores cercanos a 0.5 cuanto mas pendiente y menos caudal tenga el cauce. K puede asimilarse al tiempo de recorrido (en horas) de la onda de un extremo a otro del tramo estudiado. La referencia técnica del programa sugiere estimar K como:

$$K = \frac{L}{V_w} \quad (2.1.4)$$

Donde:

L: Longitud del Tramo estudiado

V_w: Velocidad de la onda.

Como alternativa para calcular la velocidad de la onda la referencia sugiere estimarla como 1.33 a 1.67 de la velocidad promedio, la cual puede ser estimada con la ecuación de Manning en una sección geométrica representativa del tramo.

Para el presente informe se ha estimado los siguientes valores:

$$K = 0.35hr$$

$$X = 0.30$$

El programa HEC-HMS tiene salidas tabulares y gráficas en las que se incluye el hidrograma de salida de la cuenca, que es la relación caudal versus tiempo. Para fines de diseño hidráulico, el valor de salida mas importante es el caudal pico de salida. Este dato aparece en el sumario que es una de las salidas del programa. Ejemplos de sumario y la salida grafica del Hidrograma se muestran en la Figura N° 09 y Figura N° 10.



FIGURA Nº 09: SUMARIO DE LA ESTACION VILLA RICA PARA TR = 100 AÑOS

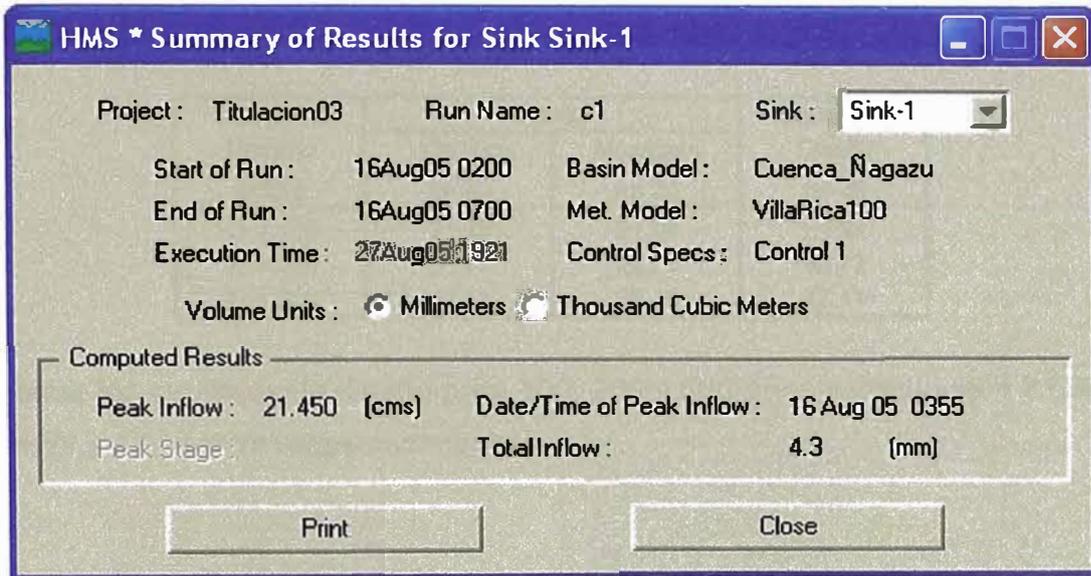
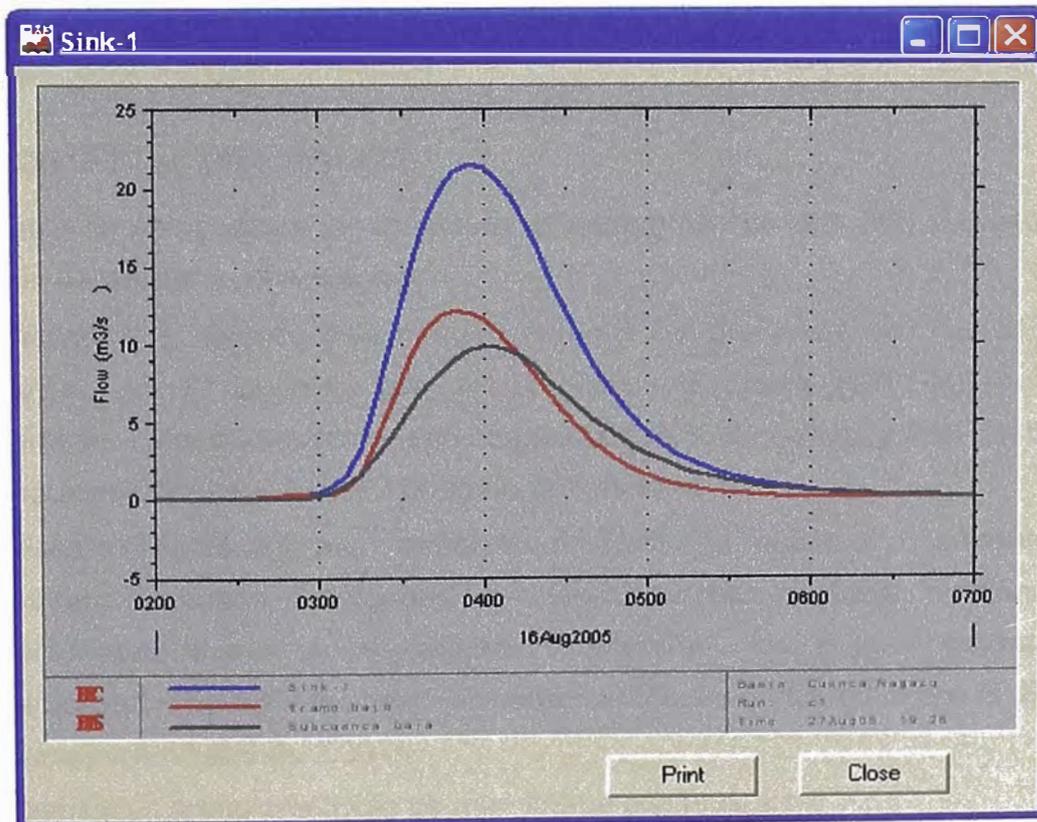


FIGURA Nº 10: HIDROGRAMA DE LA ESTACION VILLARICA PARA UN TR = 100 AÑOS





A continuación se muestran los resultados del análisis de las dos (02) estaciones pluviométricas y la elección del Caudal de Diseño para un tiempo de retomo de 100, 200 y 500 años:

TABLA N° 20: RESUMEN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

Tiempo de Retomo (años)	Caudal		Caudal de Diseño (m ³ /s)
	Villa Rica (m ³ /s)	Mezapata (m ³ /s)	
Tr = 100	21.45	21.94	21.94
Tr = 200	30.77	28.21	30.77
Tr = 500	47.11	38.18	47.11

Por lo tanto los caudales de diseño para 100, 200 y 500 años serán igual a 21.94 m³/s, 30.77 m³/s y 47.11 m³/s respectivamente.

2.4 ANÁLISIS HIDRÁULICO

2.4.1 PENDIENTE

La pendiente promedio del cauce en el tramo de estudio se ha estimado en $S = 0.0325$ según la ecuación de Taylor y Chwarz.

2.4.2 MATERIAL DEL CAUCE

En los estudios geotécnicos se consideró la excavación de dos (02) calicatas cuya descripción se detalla a continuación:

- Calicata C-1: Situada a la margen derecha del río, presenta material coluvio aluvial, grava angulosa con arena gruesa a media (GP-GM), cuarzosa, húmeda, color blanquecino, semi densa con 30% de cantos y 20% de bloques angulosos. Se llegó hasta 2.00 m de profundidad.
- Calicata C-2: Situada a la margen izquierda del río, presenta roca arenisca, en estratos medianos a delgados, con intercalaciones de lutita, medianamente fracturadas, sanas a medianamente alteradas, de regular calidad, muy resistentes y buena capacidad portante, calificadas como rocas tipo III. Se llegó a una profundidad de 3.00 m.

Las características granulométricas se muestran a continuación:

TABLA N° 21
PROPIEDADES DE LOS MATERIALES DEL CAUCE

PROPIEDAD	MARGEN DERECHA	MARGEN IZQUIERDA
D ₉₀ (mm)	68.78	71.97
D ₆₅ (mm)	33.78	41.85
D ₅₀ (mm)	18.42	27.34

El material del cauce es de características similares al material de la margen derecha.

FOTO 2.02: MARGEN DERECHA AGUAS ARRIBA



FOTO 2.03: MARGEN IZQUIERDA AGUAS ARRIBA





2.4.3 COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING

Ven te Chow ofrece una discusión amplia sobre los factores que afectan el coeficiente de rugosidad de Manning, enumerando en primer lugar aquella correspondiente al material de la superficie y luego a aquellas otras que se derivan de la presencia de vegetación, irregularidades y variaciones en el alineamiento del canal, los depósitos y las socavaciones, las obstrucciones en la sección, el tamaño y la forma del cauce, etc.

Cowan, 1956, plantea para el cálculo del coeficiente n , la aplicación de 5 correcciones sobre el valor básico, n_0 , en la forma siguiente:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) m_5 \quad (2.1.5)$$

En el cual n_0 , es el valor básico correspondiente al material que compone el perímetro mojado en un canal recto, uniforme y liso; n_1 es la corrección por irregularidades en la superficie de la sección mojada; n_2 es la corrección por variaciones en la forma y tamaño de la sección transversal, n_3 es una corrección por obstrucciones, n_4 es un valor por vegetación y las condiciones de flujo y m_5 es una corrección por la cantidad de meandros. (Ver Tabla en Anexos).

Existe una gran cantidad de fórmulas que permiten obtener el valor de n sobre material granular y fondo plano, n_0 es el coeficiente de rugosidad asociado al diámetro de las partículas. Para calcular el valor de n_0 se han empleado las siguientes expresiones:

$$n_0 = \frac{(D_{65})^{1/6}}{24} \quad (\text{Strickler, 1923}) \quad (2.1.6)$$

$$n_0 = \frac{(D_{90})^{1/6}}{26} \quad (\text{Meyer-Peter y Müller, 1948}) \quad (2.1.7)$$

Para los diámetros dados en la Tabla N° 21 se obtiene valores de n_0 de 0.025 para la margen izquierda y 0.024 para la margen derecha y centro.

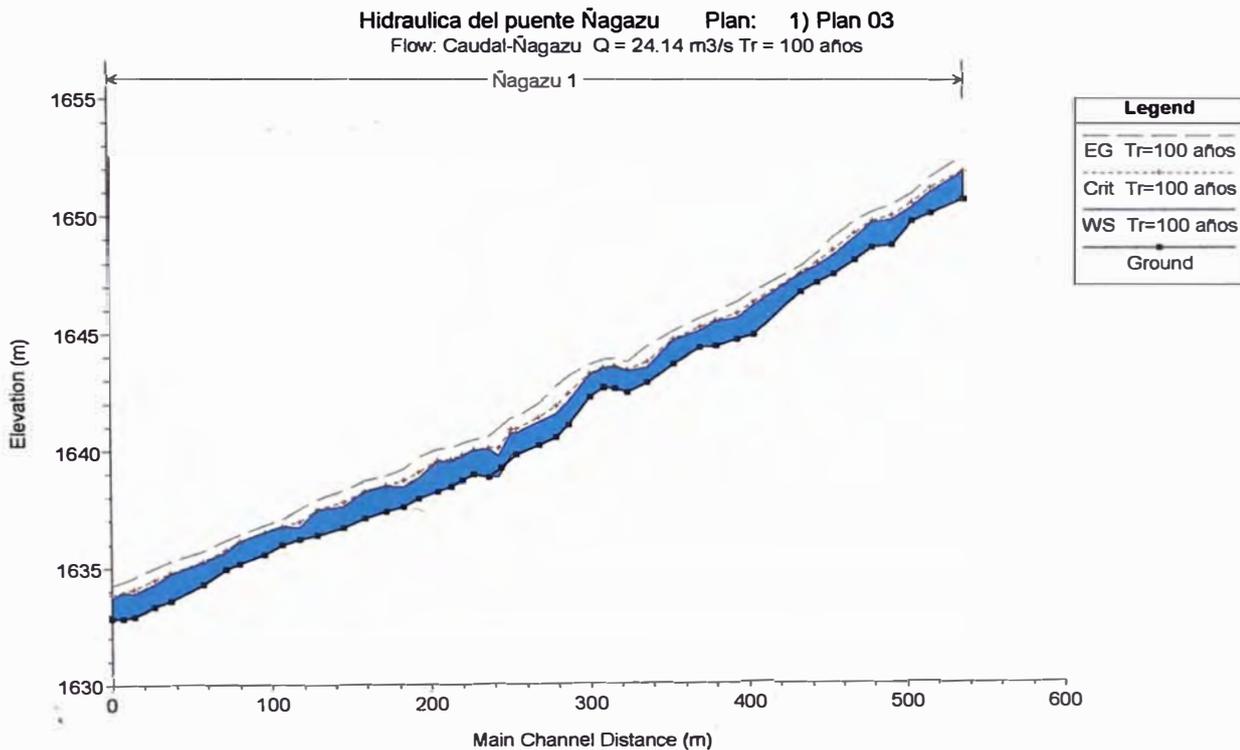
A partir de estos valores y siguiendo el procedimiento de Cowan, el coeficiente estimado de Manning es de 0.060 para la margen izquierda, 0.044 para el cauce y 0.065 para la margen derecha. (Ver Anexos).



2.4.4 PERFILES DE FLUJO

Mediante el uso del programa Hec-Ras se determinó el perfil del flujo del río, el cual se muestra en la figura N° 11 para un caudal de diseño con un período de retomo de 100 años.

FIGURA N° 11: PERFIL DE FLUJO DE RIO PARA UN TR = 100 AÑOS



El resultado del análisis arrojó un flujo tipo supercrítico con el número de Fraude mayor que la unidad en las secciones a lo largo del tramo en estudio. El resultado de las características Hidráulicas del Flujo para un tiempo de retomo de 100, 200 y 500 años se muestra en los Tablas N° 22, 23 y 24 respectivamente.



**Tabla N° 22: Características Hidráulicas del Flujo en las Secciones Transversales
Para un Tr =100 años**

Sección	Tirante (m)	Cota de Agua (msnm)	Tirante Medio (m)	Velocidad (m/s)	Cota de Energía (msnm)	Area (m2)	Ancho Superficial (m)	Nº de Froude
538.97	1.16	1651.87	0.72	3.72	1652.55	7.04	9.84	1.27
518.01	0.85	1650.99	0.52	3.70	1651.67	6.80	13.06	1.57
506.35	0.62	1650.39	0.47	3.40	1650.97	7.20	15.21	1.54
494.12	1.07	1649.84	0.63	3.68	1650.48	7.66	12.18	1.21
481.60	1.06	1649.73	0.68	3.19	1650.17	9.27	13.68	1.11
469.93	0.96	1649.08	0.59	3.71	1649.76	6.93	11.75	1.43
456.69	0.80	1648.35	0.57	4.00	1649.13	6.56	11.44	1.52
446.56	0.70	1647.86	0.49	4.09	1648.45	7.70	15.83	1.79
436.59	0.76	1647.53	0.54	2.92	1647.86	9.98	18.47	1.28
406.82	1.24	1646.20	0.72	3.53	1646.79	7.53	10.53	1.24
396.21	0.90	1645.64	0.53	3.90	1646.35	7.00	13.18	1.56
382.73	1.06	1645.50	0.58	2.90	1645.91	9.20	15.95	0.98
372.56	0.73	1645.10	0.62	3.32	1645.64	7.72	12.50	1.30
355.83	0.96	1644.68	0.71	2.99	1645.11	8.74	12.30	1.08
339.76	0.65	1643.53	0.51	4.25	1644.43	5.92	11.61	1.80
327.39	0.94	1643.42	0.60	2.78	1643.79	9.41	15.56	1.06
319.28	0.94	1643.61	0.62	2.63	1643.93	10.58	17.19	0.93
312.28	0.78	1643.48	0.55	2.86	1643.88	9.45	17.10	1.10
303.29	0.96	1643.26	0.74	2.96	1643.70	8.76	11.79	1.02
290.34	1.01	1642.10	0.72	4.80	1643.21	5.53	7.63	1.66
282.44	1.02	1641.56	0.71	4.87	1642.74	5.23	7.35	1.73
271.09	0.97	1641.19	0.70	4.12	1642.03	6.18	8.83	1.50
257.08	0.94	1640.76	0.73	3.62	1641.41	7.02	9.56	1.28
247.56	1.48	1640.72	1.04	3.38	1641.28	7.75	7.45	0.99
239.77	0.89	1639.76	0.61	4.83	1640.95	5.03	8.21	1.92
230.52	1.01	1639.95	0.76	3.25	1640.48	7.69	10.09	1.16
223.52	1.05	1639.76	0.84	3.29	1640.30	7.68	9.15	1.10
215.95	1.05	1639.50	0.76	3.56	1640.10	7.63	10.01	1.18
207.44	1.30	1639.57	0.86	3.20	1640.05	8.80	10.26	0.95
195.86	0.86	1638.83	0.62	4.17	1639.69	6.16	9.95	1.59
186.75	0.89	1638.49	0.63	3.94	1639.23	6.95	11.08	1.41
175.58	1.10	1638.52	0.74	2.92	1638.94	8.96	12.15	1.00
161.96	1.11	1638.24	0.75	3.11	1638.72	8.41	11.24	1.04
148.52	0.92	1637.63	0.60	3.69	1638.31	6.90	11.51	1.41
131.78	1.13	1637.48	0.81	3.03	1637.93	8.76	10.79	0.98
120.79	0.53	1636.75	0.40	3.88	1637.51	6.36	15.74	1.91
109.95	0.77	1636.77	0.56	2.39	1637.06	10.45	18.77	1.01
99.21	0.91	1636.51	0.57	2.46	1636.81	10.19	17.94	1.02
83.29	0.96	1636.14	0.58	2.48	1636.44	10.08	17.37	1.02
74.33	0.76	1635.69	0.55	3.09	1636.16	8.22	14.92	1.27
60.36	0.96	1635.22	0.72	3.26	1635.74	8.12	11.27	1.13
40.48	1.14	1634.73	0.88	3.32	1635.27	7.91	8.96	1.05
29.64	0.95	1634.30	0.72	3.68	1634.97	7.01	9.71	1.28
17.49	0.97	1633.91	0.73	3.79	1634.58	7.30	10.06	1.27
10.30	1.06	1633.91	0.76	3.24	1634.40	8.73	11.44	1.04
3.15	0.86	1633.70	0.51	3.35	1634.21	8.74	17.26	1.24

Tabla N° 23: Características Hidráulicas del Flujo en las Secciones Transversales



Para un Tr = 200 años.

Sección	Tirante	Cota de Agua	Tirante Medio	Velocidad	Cota de Energía	Area	Ancho Superficial	Nº de Froude
	(m)	(msnm)	(m)	(m/s)	(msnm)	(m2)	(m)	
538.97	1.30	1652.01	0.61	4.11	1652.84	8.61	14.23	1.30
518.01	0.93	1651.07	0.54	4.18	1651.92	7.82	14.59	1.67
506.35	0.70	1650.47	0.54	3.77	1651.18	8.36	15.48	1.59
494.12	1.22	1649.99	0.68	3.96	1650.71	9.56	14.15	1.21
481.60	1.24	1649.91	0.81	3.29	1650.36	11.69	14.44	1.04
469.93	1.08	1649.20	0.66	4.02	1649.99	8.37	12.66	1.43
456.69	0.90	1648.45	0.64	4.36	1649.37	7.84	12.16	1.55
446.56	0.76	1647.92	0.54	4.65	1648.68	8.73	16.15	1.93
436.59	0.84	1647.61	0.61	3.29	1648.03	11.44	18.81	1.34
406.82	1.41	1646.37	0.80	3.70	1647.01	9.42	11.81	1.18
396.21	0.99	1645.73	0.59	4.34	1646.59	8.15	13.80	1.63
382.73	1.24	1645.68	0.70	2.96	1646.10	12.35	17.63	0.91
372.56	0.84	1645.21	0.72	3.60	1645.85	9.19	12.77	1.30
355.83	1.08	1644.80	0.82	3.32	1645.33	10.17	12.43	1.12
339.76	0.76	1643.64	0.59	4.53	1644.66	7.21	12.23	1.76
327.39	1.00	1643.48	0.67	3.23	1643.99	10.44	15.69	1.17
319.28	1.06	1643.73	0.73	2.86	1644.10	12.68	17.48	0.94
312.28	0.91	1643.61	0.64	3.02	1644.04	11.68	18.28	1.07
303.29	1.04	1643.34	0.80	3.46	1643.93	9.68	12.17	1.14
290.34	1.20	1642.29	0.87	4.92	1643.45	7.08	8.18	1.53
282.44	1.18	1641.72	0.83	5.18	1643.04	6.41	7.71	1.68
271.09	1.06	1641.28	0.78	4.67	1642.36	7.04	9.08	1.60
257.08	1.06	1640.88	0.83	4.03	1641.68	8.15	9.86	1.33
247.56	1.67	1640.91	1.18	3.52	1641.53	9.19	7.78	0.98
239.77	1.04	1639.91	0.72	5.03	1641.19	6.26	8.72	1.82
230.52	1.20	1640.14	0.93	3.37	1640.70	9.61	10.34	1.08
223.52	1.23	1639.94	0.99	3.50	1640.55	9.34	9.45	1.07
215.95	1.19	1639.64	0.88	3.90	1640.35	9.05	10.34	1.20
207.44	1.48	1639.75	0.95	3.45	1640.30	10.77	11.29	0.95
195.86	0.99	1638.96	0.72	4.51	1639.95	7.39	10.31	1.59
186.75	1.00	1638.60	0.70	4.37	1639.49	8.18	11.76	1.47
175.58	1.20	1638.62	0.77	3.36	1639.16	10.12	13.09	1.10
161.96	1.26	1638.39	0.80	3.38	1638.95	10.21	12.70	1.04
148.52	1.03	1637.74	0.69	4.02	1638.54	8.21	11.93	1.43
131.78	1.28	1637.63	0.90	3.33	1638.16	10.38	11.50	1.01
120.79	0.59	1636.81	0.47	4.27	1637.73	7.41	15.92	1.96
109.95	0.79	1636.79	0.57	2.96	1637.23	10.84	19.00	1.23
99.21	0.98	1636.58	0.61	2.83	1636.98	11.38	18.73	1.13
83.29	1.02	1636.20	0.64	2.86	1636.61	11.22	17.51	1.12
74.33	0.89	1635.82	0.66	3.24	1636.33	10.14	15.44	1.21
60.36	1.12	1635.38	0.83	3.47	1635.95	9.95	11.92	1.10
40.48	1.33	1634.92	0.99	3.55	1635.53	9.68	9.81	1.03
29.64	1.08	1634.43	0.81	4.07	1635.24	8.24	10.22	1.32
17.49	1.10	1634.04	0.82	4.15	1634.84	8.71	10.63	1.29
10.30	1.19	1634.04	0.85	3.59	1634.63	10.27	12.15	1.08
3.15	0.93	1633.77	0.55	3.83	1634.42	9.98	18.13	1.35



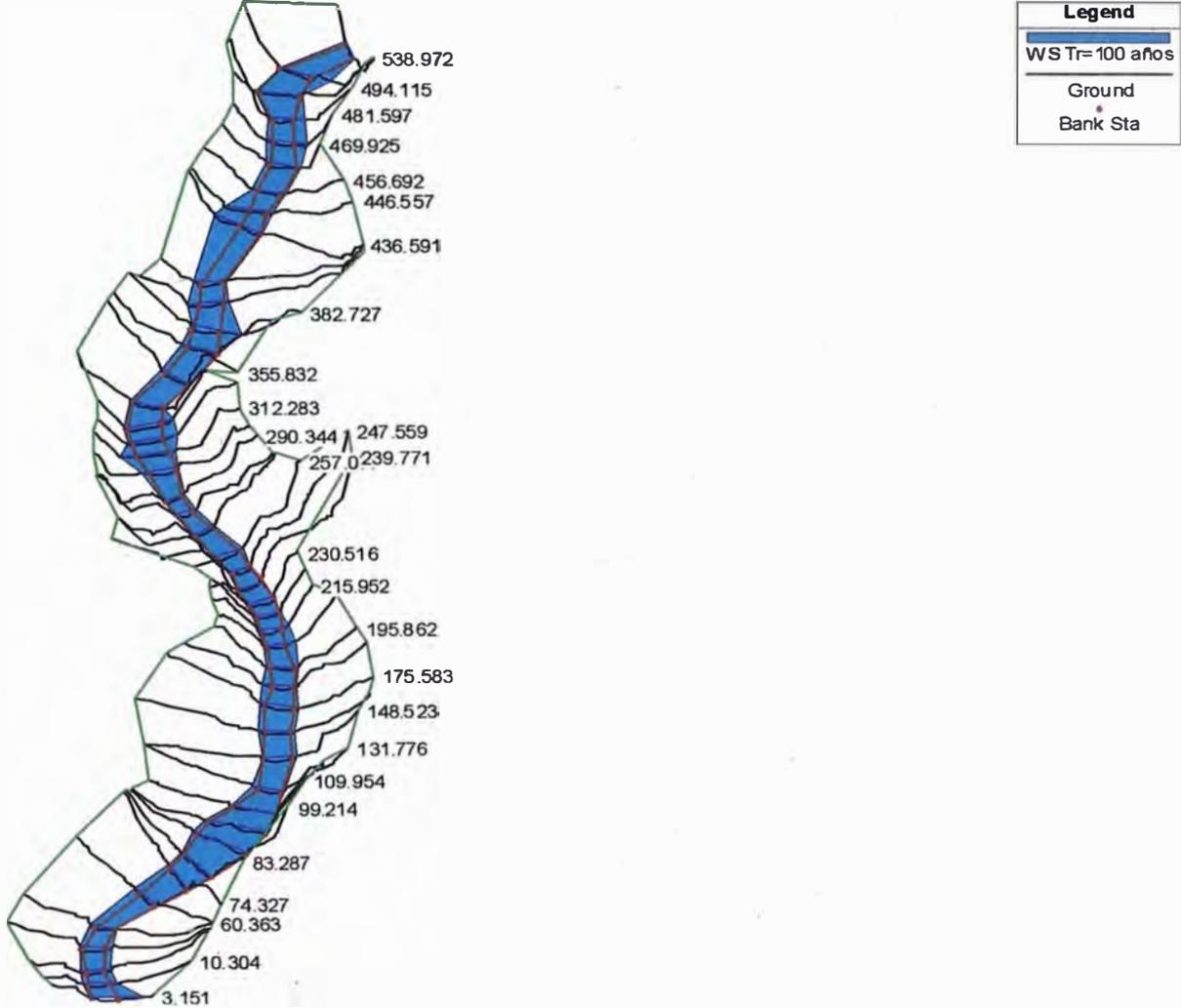
**Tabla N° 24: Características Hidráulicas del Flujo en las Secciones Transversales
Para un Tr = 500 años.**

Sección	Tirante	Cota de Agua	Tirante Medio	Velocidad	Cota de Energía	Area	Ancho Superficial	N° de Froude
	(m)	(msnm)	(m)	(m/s)	(msnm)	(m2)	(m)	
538.97	1.55	1652.26	0.68	4.74	1653.29	12.53	18.33	1.35
518.01	1.11	1651.25	0.59	4.87	1652.38	10.80	18.32	1.72
506.35	0.84	1650.61	0.60	4.52	1651.64	10.78	17.90	1.71
494.12	1.50	1650.27	0.81	4.47	1651.13	13.90	17.08	1.22
481.60	1.52	1650.19	1.02	3.75	1650.76	16.03	15.71	1.05
469.93	1.33	1649.45	0.80	4.51	1650.42	11.88	14.89	1.40
456.69	1.14	1648.69	0.77	4.99	1649.86	10.91	14.22	1.56
446.56	0.89	1648.05	0.65	5.74	1649.19	10.88	16.63	2.15
436.59	0.98	1647.75	0.73	4.12	1648.39	14.13	19.44	1.52
406.82	1.76	1646.72	0.96	4.03	1647.45	14.04	14.66	1.11
396.21	1.18	1645.92	0.72	5.04	1647.06	10.97	15.18	1.68
382.73	1.41	1645.85	0.84	3.74	1646.48	15.27	18.10	1.07
372.56	1.16	1645.53	0.99	3.85	1646.25	13.35	13.52	1.17
355.83	1.28	1645.00	1.01	4.07	1645.79	12.74	12.67	1.24
339.76	0.98	1643.86	0.75	5.07	1645.12	10.12	13.51	1.70
327.39	1.15	1643.63	0.79	4.09	1644.43	12.67	15.95	1.37
319.28	1.31	1643.98	0.94	3.29	1644.46	17.10	18.11	0.96
312.28	1.19	1643.89	0.70	3.23	1644.36	17.92	25.48	0.99
303.29	1.45	1643.75	0.69	3.50	1644.33	16.64	24.10	0.96
290.34	1.60	1642.69	1.13	5.26	1643.97	10.52	9.27	1.40
282.44	1.51	1642.05	1.08	5.72	1643.64	9.15	8.48	1.60
271.09	1.27	1641.49	0.93	5.67	1643.06	8.99	9.62	1.74
257.08	1.28	1641.10	0.99	4.92	1642.28	10.36	10.42	1.47
247.56	2.13	1641.37	1.50	4.16	1642.20	12.94	8.60	0.98
239.77	1.26	1640.13	0.87	5.89	1641.87	8.27	9.50	1.91
230.52	1.41	1640.35	1.12	4.18	1641.22	11.89	10.64	1.21
223.52	1.55	1640.26	1.25	4.08	1641.08	12.46	9.97	1.10
215.95	1.47	1639.92	1.10	4.58	1640.88	12.01	10.89	1.26
207.44	1.88	1640.15	1.20	3.79	1640.78	15.84	13.25	0.92
195.86	1.26	1639.23	0.93	5.06	1640.46	10.30	11.12	1.55
186.75	1.21	1638.81	0.83	5.21	1640.05	10.84	13.09	1.57
175.58	1.57	1638.99	0.99	3.52	1639.57	15.60	15.82	0.98
161.96	1.67	1638.80	0.94	3.53	1639.38	16.29	17.29	0.93
148.52	1.27	1637.98	0.85	4.64	1639.03	11.17	13.18	1.45
131.78	1.64	1637.99	0.89	3.71	1638.63	15.73	17.63	0.98
120.79	0.74	1636.96	0.60	5.01	1638.21	9.72	16.30	2.01
109.95	1.07	1637.07	0.75	2.98	1637.51	16.49	21.98	1.08
99.21	1.25	1636.85	0.78	2.93	1637.27	16.84	21.68	1.04
83.29	1.30	1636.48	0.84	3.05	1636.94	16.42	19.44	1.00
74.33	1.14	1636.07	0.78	3.65	1636.72	14.17	18.13	1.18
60.36	1.47	1635.73	1.07	3.80	1636.41	14.43	13.47	1.04
40.48	1.73	1635.32	0.73	3.96	1636.05	14.45	19.69	1.00
29.64	1.35	1634.70	1.00	4.73	1635.77	11.14	11.15	1.36
17.49	1.37	1634.31	1.00	4.88	1635.38	11.68	11.73	1.36
10.30	1.46	1634.31	0.70	4.27	1635.10	14.97	21.46	1.16
3.15	1.08	1633.92	0.65	4.70	1634.87	12.77	19.67	1.53



Figura 12: Modelamiento Hidráulico del Río Ñagazu con HEC - RAS

Hdraulica del puente Ñagazu Plan: Plan 02 23/08/2005



A continuación se presentan los cuadros detallados de los resultados hidráulicos en la sección donde se ubica el puente.



TABLA N° 25: Resultados del Cálculo Hidráulico con la presencia del Puente
Tr = 100 años.

Cota de la Línea de Energía (m)	1641.32	Propiedad	Izquierda	Centro	Derecha
Carga de Velocidad (m)	0.6	n	0.06	0.044	0.065
Cota del Nivel de Agua (msnm)	1640.72	Área de Flujo (m ²)	0.08	6.18	0.39
Pendiente de la Línea de Energía (m/m)	0.032848	Caudal (m ³ /s)	0.07	21.38	0.49
Q Total (m ³ /s)	21.94	Ancho Superficial (m)	0.43	7.97	1.06
Ancho Superficial	9.46	Velocidad Media (m/s)	0.82	3.46	1.25
Velocidad Total (m/s)	3.3	Tirante Medio (m)	0.19	0.78	0.37
Tirante (m)	0.9	Perímetro Mojado (m)	0.57	8.02	1.29
Cota de Fondo (m)	1639.82	Esfuerzo de Corte (N/m ²)	45.82	248.07	97.18

TABLA N° 26: Resultados del Cálculo Hidráulico con la presencia del Puente
Tr = 200 años.

Cota de la Línea de Energía (m)	1641.63	Propiedad	Izquierda	Centro	Derecha
Carga de Velocidad (m)	0.69	n	0.06	0.044	0.065
Cota del Nivel de Agua (msnm)	1640.94	Área de Flujo (m ²)	0.2	7.92	0.66
Pendiente de la Línea de Energía (m/m)	0.027649	Caudal (m ³ /s)	0.2	29.67	0.9
Q Total (m ³ /s)	30.77	Ancho Superficial (m)	0.67	7.97	1.38
Ancho Superficial	10.02	Velocidad Media (m/s)	1.02	3.75	1.37
Velocidad Total (m/s)	3.51	Tirante Medio (m)	0.3	0.99	0.48
Tirante (m)	1.12	Perímetro Mojado (m)	0.9	8.02	1.68
Cota de Fondo (m)	1639.82	Esfuerzo de Corte (N/m ²)	60.58	267.6	106.17

TABLA N° 27: Resultados del Cálculo Hidráulico con la presencia del Puente
Tr = 500 años.

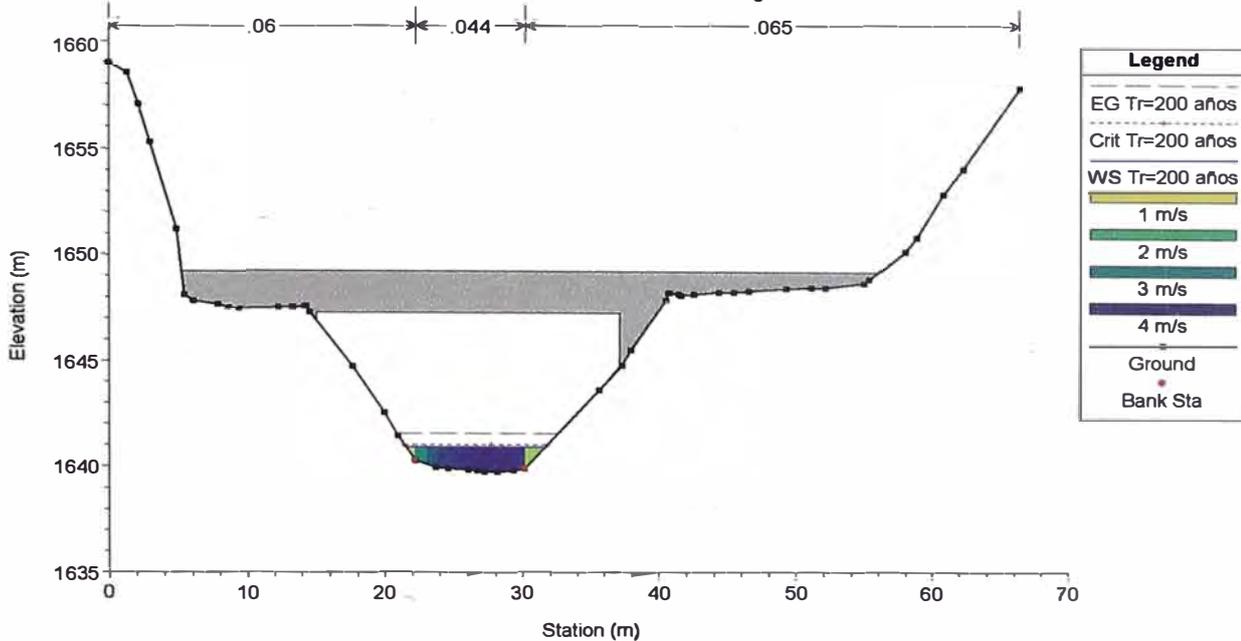
Cota de la Línea de Energía (m)	1642.13	Propiedad	Izquierda	Centro	Derecha
Carga de Velocidad (m)	0.81	n	0.06	0.044	0.065
Cota del Nivel de Agua (msnm)	1641.32	Área de Flujo (m ²)	0.53	10.9	1.27
Pendiente de la Línea de Energía (m/m)	0.021474	Caudal (m ³ /s)	0.66	44.54	1.92
Q Total (m ³ /s)	47.11	Ancho Superficial (m)	1.08	7.97	1.92
Ancho Superficial	10.98	Velocidad Media (m/s)	1.24	4.09	1.51
Velocidad Total (m/s)	3.71	Tirante Medio (m)	0.49	1.37	0.66
Tirante (m)	1.5	Perímetro Mojado (m)	1.46	8.02	2.34
Cota de Fondo (m)	1639.82	Esfuerzo de Corte (N/m ²)	76.34	286.1	114.89



FIGURA 13: SECCION DEL PUENTE AGUAS ARRIBA

Q = 30.77 m³/s Tr = 200 años

Hidraulica del puente Ñagazu Plan: Plan 04
Flow: Caudal-Ñagazu
RS = 245.964 BR Puente ÑAgazu



2.4.5 CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN

Socavación General

La Socavación general será calculada mediante la aplicación del método de LISCHTVAN-LEVEDIEV en la sección del puente (sección 0+245.96).

Los cálculos se basan en la avenida con un período de retorno de 100, 200 y 500 años. En consecuencia se hicieron los cálculos para descargas de 21.94 m³/s, 30.77 m³/s y 47.11 m³/s.

Para el caso de un tiempo de retorno de 100 años:

- Caudal de diseño Q = 21.94 m³/s
- Se tiene un tirante medio de 0.70 m. (Ver Tablas N° 25, 26 y 27).
- Ancho efectivo de la sección = 9.46 m.
- Coeficiente que toma en cuenta el efecto de contracción producido por las pilas en el caso de un puente $\mu = 1.00$. (Ver Tabla N° 06).

Reemplazando en la ecuación tenemos:



$$\alpha = \frac{Q_d}{d_m^{5/3} * B_e * \mu} = \frac{21.94}{0.70^{5/3} * 9.46 * 1.00} = 4.203$$

Para suelos granulares:

$$d_s = \left[\frac{\alpha d_o^{5/3}}{0.68 D_m^{0.28} \beta} \right]^{\frac{1}{1+x}}$$

Donde:

d_s , es la profundidad después de producirse la socavación del fondo, se mide desde el nivel del agua al pasar la avenida hasta el nivel del fondo erosionado.

- Tirante de agua al ocurrir la avenida de diseño en (m). (Ver Tablas N° 25, 26 y 27).

$$d_0 = 0.90m.$$

- Diámetro medio de la granulometría del material del fondo (mm).

$$D_m = 19mm$$

- Coeficiente que toma en cuenta el período de retomo con que se presenta el gasto de diseño. (Ver Tabla N° 04).

$$\beta = 1$$

- Exponente variable para suelos no cohesivos. (Ver Tabla N° 05).

$$x = 0.32$$

- Reemplazando en la ecuación:

$$d_s = \left(\frac{\alpha * (d_0)^{5/3}}{0.68 * D_m^{0.28} * \beta} \right)^{\frac{1}{(1+x)}} = 2.42m.$$

- La profundidad de la socavación es:

$$d_G = d_s - d_0 = 1.86 - 0.90 = 0.96m.$$

De manera similar se procede para el caudal de 30.77 m³/s resultando:



$$d_G = 1.10m.$$

Y para el caudal de 47.11 se obtiene:

$$d_G = 1.41m.$$

Los resultados se resumen en el siguiente cuadro:

Tabla N° 28: Resultado del Cálculo de la Socavación General

Socavacion General (m) - Cauce	Tiempo de Retorno		
	100 años	200 años	500 años
d_G (m)	0.96	1.10	1.41



CONCLUSIONES

- La poca información hidrológica existente en la cuenca en estudio, planteó la necesidad de utilizar métodos indirectos para la evaluación del caudal máximo en el área de interés. La información básica relevante para el estudio consiste en los registros de las precipitaciones máximas en 24 horas mensuales tomadas de las estaciones pluviométricas de Mezapata y Villa Rica, de propiedad del SENAMHI.
- En base a la prueba del estadístico de Kolmogorov – Smirnov se obtuvo que la función de distribución favorecida fue la de Log Pearson III para ambas estaciones pluviométricas utilizadas en el análisis hidrológico.
- Las descargas de diseño para la importancia de la obra se han calculado para 100 200 y 500 años de periodo de retorno y han sido analizadas a partir de la relación precipitación – escorrentía. Una vez obtenidas las precipitaciones de diseño para los tiempos de retorno seleccionado se obtuvo el valor de las intensidades de diseño para duraciones menores a 24 horas, las cuales eran necesarias para obtener el Hietograma de Diseño para cada una de las 02 estaciones pluviométricas.
- Una vez obtenidos los Hietogramas de Diseño se calculó las descargas bajo el modelo del HEC-HMS prefiriéndose la opción del Hidrograma Unitario del Soil Conservation Service (SCS), por considerarse que se adapta mejor a la topografía de la zona del proyecto, obteniéndose los siguientes resultados:

Tiempo de Retorno (años)	Caudal		Caudal de Diseño (m ³ /s)
	Villa Rica (m ³ /s)	Mezapata (m ³ /s)	
Tr = 100	21.45	21.94	21.94
Tr = 200	30.77	28.21	30.77
Tr = 500	47.11	38.18	47.11

- De los resultados obtenidos de los caudales para cada estación pluviométrica se escogió como Caudal de Diseño para la obra Hidráulica el mayor valor obtenido de cada análisis inclinándose por el lado de la seguridad resultando



de esta manera un caudal de diseño de 21.94 m³/s, 30.77 m³/s y 47.11 m³/s para los periodos de retorno de 100, 200 y 500 años respectivamente.

- Se ha obtenido mediante el método de Cowan, el coeficiente de Manning estimado, el cual es de 0.060 para la margen izquierda, 0.044 para el cauce y 0.065 para la margen derecha. Asimismo, estos resultados se han comparado con los valores presentados por Chow que establece para las características del cauce un rango de valores de n que van de 0.050 a 0.080, por lo cual queda verificado el cálculo presentado.
- El modelamiento Hidráulico del Río Ñagazu se realizó con el programa HEC-RAS mediante el cual se calculó los perfiles de flujo para los diferentes caudales de diseño.
- La Luz del puente propuesto será de 22.00 m. permitiendo esta longitud que discurra con normalidad el flujo habitual, evitando el estrechamiento del cauce natural por la presencia de los terraplenes de acceso. El río de la Quebrada Ñagazu es un río joven que no tiene planicies de inundación por lo que la presencia del puente y su disposición no producirán efectos por contracción del flujo.
- Para el cálculo de la socavación general en el cauce se ha empleado el método de LISCHTVAN-LEVEDIEV. A continuación se presenta el cuadro de resultados analizados para los diferentes periodos de retorno.

Socavacion General (m)	Tiempo de Retorno		
	100 años	200 años	500 años
Cauce			
d_G (m)	0.96	1.10	1.41

- De los resultados obtenidos se observa que la socavación no tiene influencia en el diseño del puente.



BIBLIOGRAFÍA

- Campaña Toro, Roberto; Separatas para curso de Titulación Profesional Extraordinaria Universidad Nacional de Ingeniería; Lima – Perú, 2005.
- Campaña Toro, Roberto; Modelación Hidráulica de Ríos y Canales, Puentes y Alcantarillas con HEC-RAS; Instituto Para La Mitigación De Los Efectos Del Fenómeno El Niño, Lima – Peru, 2003.
- Chow Ven Te, R. Maidment, W. Mays Larry ; Hidrología Aplicada; McGraw – Hill Interamericana; Santa Fe de Bogota – Colombia, 1994.
- Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos; Manual de Referencia Técnica del Programa HEC-HMS; Washington D. C., 2000.
- Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos; Manual del Programa HEC-RAS; Washington D. C., 2001.
- Díaz Arias, J. Martín.; Estudio de los Factores Hidráulicos e Hidrológicos en el Diseño de Puentes; Tesis para obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil; Lima – Perú, 2000.
- Villón Béjar, Máximo; Hidrología; Instituto Tecnológico de Costa Rica; Escuela de Ingeniería Agrícola; Lima – Perú, 2002.
- Villón Béjar, Máximo; Hidrología Estadística; Instituto Tecnológico de Costa Rica; Escuela de Ingeniería Agrícola; Lima – Perú, 2002.



ANEXOS

- A. DATOS DE LAS ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS “LA GRANJA VILLA RICA” Y “MEZAPATA”.
- B. PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE
PRUEBA DE KOLMOGOROV – SMIRNOV.
- C. PRECIPITACIONES MÁXIMAS INSTANTANEAS ANUALES EN 24 HORAS.
- D. PRECIPITACIONES DE DISEÑO PARA DURACIONES DE LLUVIA MENORES A 24 HORAS.
- E. INTENSIDADES DE DISEÑO PARA DURACIONES DE LLUVIA MENORES A 24 HORAS.
- F. HIETOGRAMA DE PRECIPITACIÓN DE DISEÑO
MÉTODO DEL BLOQUE ALTERNO
- G. CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE MANNING
ECUACION DE COWAN
- H. ANALISIS GRANULOMETRICO EN LA UBICACIÓN DEL PUENTE PROYECTADO
- I. PLANOS



ESTACION LA GRANJA VILLA RICA/PLU-5226/DRE-11

LATITUD: 10° 43' S
LONGITUD: 75° 13' W
ALTITUD: 2068 m.s.n.m.

DPTO.: PASCO
PROV.: OXAPAMPA
DIST.: VILLA RICA

REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1960												
1961												
1962												
1963												
1964	31.80	45.00	42.20	62.50	11.20	8.00	26.50	6.30	11.60	40.00	38.50	24.00
1965	26.00	68.00	42.00	14.00	18.00	12.00	27.00	15.50	24.00	32.00	24.00	29.50
1966	52.00	20.00	16.00	7.00	17.00	5.80	5.20	12.00	12.20	14.30	12.40	12.10
1967	17.50	57.60	26.00	15.00	39.40	13.00	41.30	40.60	12.20	32.70	23.30	36.40
1968	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1969	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1970	-	-	-	-	-	-	12.10	8.40	24.00	42.20	32.60	89.10
1971	31.10	32.90	22.80	14.70	20.40	10.20	8.20	4.50	5.80	6.50	14.20	16.50
1972	15.80	40.90	22.40	11.20	7.60	6.20	8.20	7.90	21.80	10.20	24.20	27.70
1973	42.40	31.00	28.30	20.80	14.20	5.40	14.10	14.20	12.00	14.20	20.00	25.40
1974	26.80	23.30	14.20	15.20	6.60	7.40	12.30	14.20	17.00	14.00	8.10	20.20
1975	30.30	26.50	30.40	23.70	18.50	4.00	4.00	8.00	20.50	20.80	25.90	25.30
1976	25.60	19.70	18.90	-	19.40	19.90	12.20	21.90	18.10	10.20	8.50	11.70
1977	24.20	26.40	24.80	24.50	17.50	6.30	11.00	4.10	4.10	7.60	8.90	-
1978	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1979	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1980	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1981	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1982	-	-	30.80	31.10	-	14.60	9.70	32.70	34.50	20.40	50.60	24.10
1983	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1984	56.10	38.30	69.00	44.80	9.70	70.60	8.50	41.50	12.80	15.20	43.30	30.50
1985	45.30	31.80	33.70	16.20	39.00	27.70	4.50	13.50	29.00	21.40	42.60	50.50
1986	43.30	35.90	34.90	21.10	17.70	2.70	15.70	62.00	23.90	29.10	27.20	40.10
1987	44.60	67.00	29.50	16.20	45.50	10.50	26.80	25.90	9.40	41.40	21.90	64.30
1988	43.30	29.70	-	25.10	24.40	2.00	11.00	10.00	15.30	25.00	13.50	16.70
1989	4.00	45.20	31.70	45.10	23.20	10.40	77.10	13.40	22.40	40.06	14.80	21.10
1990	6.10	28.50	21.00	11.00	67.00	15.00	6.40	14.80	10.10	18.10	64.00	39.50
1991	32.60	33.00	27.00	32.50	7.40	83.00	17.80	6.00	17.70	63.20	36.00	27.80
1992	20.40	8.70	27.70	27.30	39.00	24.50	13.40	42.40	5.90	42.50	88.10	18.30
1993	52.20	31.00	35.40	19.50	20.00	6.00	2.00	31.70	13.50	29.90	37.20	82.80
1994	19.80	53.80	37.00	70.00	4.00	6.00	17.50	14.00	27.00	43.30	74.70	23.20
1995	30.00	45.40	63.80	30.10	20.00	12.50	33.70	7.60	18.10	18.10	15.60	21.20
1996	42.00	17.80	29.30	22.20	28.50	8.10	19.90	41.20	21.80	32.60	14.80	27.90
1997	30.10	47.90	35.00	26.70	43.00	19.30	4.10	44.70	22.00	30.40	40.10	58.00
1998	29.60	65.70	60.00	8.60	27.00	33.10	7.50	29.30	11.90	10.90	10.60	50.00
1999	38.10	42.30										
2000												
2001												
2002												
2003												



ESTACIÓN MEZAPATA /PLU-5233/DRE-11

LATITUD: 10° 43' S
LONGITUD: 75° 23' W
ALTITUD: 1612 m.s.n.m.

DPTO. : PASCO
PROV. : OXAPAMPA
DIST. : OXAPAMPA

REGISTRO DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1960	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1961	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1962	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1963	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1964	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1965	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1966	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1967	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1968	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1969	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1970	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1971	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1972	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1973	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1974	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1975	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1976	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1977	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1978	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1979	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1980	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1981	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1982	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1983	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1984	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1985	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1986	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1987	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1988	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1989	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1990	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1991	20.00	17.00	25.30	42.00	20.00	33.40	4.60	3.00	33.40	25.10	31.50	24.50
1992	22.00	25.10	19.00	17.50	8.00	20.00	82.10	33.60	24.00	37.00	28.00	19.00
1993	55.00	44.00	39.80	25.00	21.00	13.00	11.50	19.50	27.00	30.00	32.00	47.50
1994	54.00	64.00	56.20	70.00	11.20	9.60	19.00	2.50	30.10	45.60	52.00	34.10
1995	70.00	33.40	39.70	34.20	32.20	14.50	57.00	8.40	63.50	15.00	35.00	39.50
1996	49.70	64.00	20.00	65.20	33.00	28.00	39.50	38.00	70.00	34.00	32.70	58.00
1997	30.00	53.00	44.00	42.00	57.00	45.10	14.00	106.00	36.00	62.00	-	-
1998	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1999	50.00	53.00	57.00	62.00	48.00	4.80	7.00	12.00	24.00	37.00	38.00	54.50
2000	64.00	74.00	50.80	55.50	37.00	50.80	24.30	38.70	26.20	33.00	44.90	33.00
2001	58.00	20.20	73.00	27.00	21.00	24.00	38.50	8.70	37.00	34.10	16.20	36.00
2002	33.80	47.00	40.00	31.00	22.00	37.50	38.00	18.90	43.00	50.00	77.90	40.00
2003	44.10	45.60	61.00	38.50	26.20	12.10	15.60	29.90	20.60	19.00	-	-

Fuente: Senamhi



**DATOS DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS
UTILIZADOS**

N°	AÑO	ESTACION			
		VILLA RICA		MEZAPATA	
		P24	log(P24)	P24	log(P24)
1	1960				
2	1961				
3	1962				
4	1963				
5	1964	62.50	1.7959		
6	1965	68.00	1.8325		
7	1966	52.00	1.7160		
8	1967	57.60	1.7604		
9	1968				
10	1969				
11	1970	89.10	1.9499		
12	1971	32.90	1.5172		
13	1972	40.90	1.6117		
14	1973	42.40	1.6274		
15	1974	26.80	1.4281		
16	1975	30.40	1.4829		
17	1976	25.60	1.4082		
18	1977	26.40	1.4216		
19	1978				
20	1979				
21	1980				
22	1981				
23	1982	50.60	1.7042		
24	1983				
25	1984	70.60	1.8488		
26	1985	50.50	1.7033		
27	1986	62.00	1.7924		
28	1987	67.00	1.8261		
29	1988	43.30	1.6365		
30	1989	77.10	1.8871		
31	1990	67.00	1.8261		
32	1991	83.00	1.9191	42.00	1.6232
33	1992	88.10	1.9450	82.10	1.9143
34	1993	82.80	1.9180	55.00	1.7404
35	1994	74.70	1.8733	70.00	1.8451
36	1995	63.80	1.8048	70.00	1.8451
37	1996	42.00	1.6232	70.00	1.8451
38	1997	58.00	1.7634	106.00	2.0253
39	1998	65.70	1.8176		
40	1999	42.30	1.6263	62.00	1.7924
41	2000			74.00	1.8692
42	2001			73.00	1.8633
43	2002			77.90	1.8915
44	2003			61.00	1.7853
Numero de datos n		29	29	12	12
Suma Σ		1643.10	50.07	843.00	22.04
Promedio x		56.6586	1.7264	70.2500	1.8367
Desviacion estándar s		18.9640	0.1615	15.6178	0.0982
Coeficiente asimetria Cs		-0.0453	-0.6013	0.5851	-0.3970
Cs/6 k			-0.1002		-0.0662



**PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE
PRUEBA DE KOLMOGOROV - SMIRNOV**

ESTACION LA GRANJA VILLA RICA/PLU-5226/DRE-11

	log X	X	
Numero de datos n :	29	29	
Promedio \bar{x} :	1.726	56.659	
Desviacion estándar s :	0.161	18.964	
Coficiente asimetria Cs :	-0.601	-0.045	
Parametro de forma γ :	11.065		
Parametro de escala β :	-0.049	μ_{γ} : 0.538	Ver Tabla N°
Parametro de escala x_0 :	2.264	σ_{γ} : 1.105	

N	P = x	P(X \geq x _T) _{obs}	DISTRIBUCION LOG PEARSON III				DISTRIBUCION GUMBEL				
			y	F _(z)	P(X \geq x _T) _{TEO}	$\Delta_{(N)}$	P = x	K	Y	P(X \geq x _T) _{TEO}	$\Delta_{(N)}$
1	1.95	0.033	6.46	0.935	0.065	0.031	89.1	1.71	2.43	0.084	0.051
2	1.94	0.067	6.56	0.930	0.070	0.004	88.1	1.66	2.37	0.089	0.023
3	1.92	0.100	7.10	0.894	0.106	0.006	83.0	1.39	2.07	0.118	0.018
4	1.92	0.133	7.12	0.893	0.107	0.026	82.8	1.38	2.06	0.120	0.014
5	1.89	0.167	7.76	0.839	0.161	0.006	77.1	1.08	1.73	0.163	0.004
6	1.87	0.200	8.04	0.812	0.188	0.012	74.7	0.95	1.59	0.185	0.015
7	1.85	0.233	8.54	0.758	0.242	0.008	70.6	0.74	1.35	0.228	0.005
8	1.83	0.267	8.88	0.720	0.280	0.013	68.0	0.60	1.20	0.260	0.006
9	1.83	0.300	9.01	0.704	0.296	0.004	67.0	0.55	1.14	0.274	0.026
10	1.83	0.333	9.01	0.704	0.296	0.038	67.0	0.55	1.14	0.274	0.060
11	1.82	0.367	9.19	0.683	0.317	0.050	65.7	0.48	1.06	0.292	0.075
12	1.80	0.400	9.45	0.651	0.349	0.051	63.8	0.38	0.95	0.320	0.080
13	1.80	0.433	9.63	0.629	0.371	0.062	62.5	0.31	0.88	0.340	0.093
14	1.79	0.467	9.71	0.620	0.380	0.086	62.0	0.28	0.85	0.348	0.119
15	1.76	0.500	10.30	0.545	0.455	0.045	58.0	0.07	0.62	0.417	0.083
16	1.76	0.533	10.37	0.537	0.463	0.071	57.6	0.05	0.59	0.425	0.109
17	1.72	0.567	11.28	0.427	0.573	0.006	52.0	-0.25	0.27	0.535	0.032
18	1.70	0.600	11.52	0.399	0.601	0.001	50.6	-0.32	0.18	0.564	0.036
19	1.70	0.633	11.54	0.397	0.603	0.030	50.5	-0.32	0.18	0.567	0.067
20	1.64	0.667	12.92	0.259	0.741	0.075	43.3	-0.70	-0.24	0.720	0.053
21	1.63	0.700	13.11	0.243	0.757	0.057	42.4	-0.75	-0.29	0.738	0.038
22	1.63	0.733	13.13	0.241	0.759	0.026	42.3	-0.76	-0.30	0.740	0.007
23	1.62	0.767	13.19	0.236	0.764	0.002	42.0	-0.77	-0.32	0.746	0.020
24	1.61	0.800	13.43	0.217	0.783	0.017	40.9	-0.83	-0.38	0.768	0.032
25	1.52	0.833	15.38	0.101	0.899	0.065	32.9	-1.25	-0.85	0.903	0.069
26	1.48	0.867	16.08	0.075	0.925	0.059	30.4	-1.38	-0.99	0.933	0.066
27	1.43	0.900	17.21	0.045	0.955	0.055	26.8	-1.57	-1.20	0.964	0.064
28	1.42	0.933	17.34	0.042	0.958	0.025	26.4	-1.60	-1.23	0.967	0.033
29	1.41	0.967	17.62	0.037	0.963	0.003	25.6	-1.64	-1.27	0.972	0.005
					MAX.	0.086				MAX.	0.119



**PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE
PRUEBA DE KOLMOGOROV - SMIRNOV**

ESTACION LA GRANJA VILLA RICA/PLU-5226/DRE-11

	X	log X
Numero de datos n :	29	29
Promedio x :	56.659	1.726
Desviacion estándar s :	18.964	0.161
Coficiente asimetria Cs :	-0.045	-0.601

N	P = x	P(X≥x _T) _{obs}	DISTRIBUCION NORMAL				DISTRIBUCION LOG NORMAL						
			z	F _(z)	P(X≥x _T) _{TEO}	Δ _(N)	P = x	z	F _(z)	P(X≥x _T) _{TEO}	Δ _(N)		
1	89.1	0.033	1.71	0.956	0.044	0.010	1.95	1.38	0.917	0.083	0.050		
2	88.1	0.067	1.66	0.951	0.049	0.018	1.94	1.35	0.912	0.088	0.021		
3	83.0	0.100	1.39	0.918	0.082	0.018	1.92	1.19	0.884	0.116	0.016		
4	82.8	0.133	1.38	0.916	0.084	0.049	1.92	1.19	0.882	0.118	0.016		
5	77.1	0.167	1.08	0.859	0.141	0.026	1.89	0.99	0.840	0.160	0.007		
6	74.7	0.200	0.95	0.829	0.171	0.029	1.87	0.91	0.818	0.182	0.018		
7	70.6	0.233	0.74	0.769	0.231	0.002	1.85	0.76	0.776	0.224	0.009		
8	68.0	0.267	0.60	0.725	0.275	0.008	1.83	0.66	0.744	0.256	0.011		
9	67.0	0.300	0.55	0.707	0.293	0.007	1.83	0.62	0.731	0.269	0.031		
10	67.0	0.333	0.55	0.707	0.293	0.041	1.83	0.62	0.731	0.269	0.065		
11	65.7	0.367	0.48	0.683	0.317	0.050	1.82	0.56	0.714	0.286	0.080		
12	63.8	0.400	0.38	0.647	0.353	0.047	1.80	0.49	0.686	0.314	0.086		
13	62.5	0.433	0.31	0.621	0.379	0.054	1.80	0.43	0.666	0.334	0.100		
14	62.0	0.467	0.28	0.611	0.389	0.078	1.79	0.41	0.658	0.342	0.125		
15	58.0	0.500	0.07	0.528	0.472	0.028	1.76	0.23	0.591	0.409	0.091		
16	57.6	0.533	0.05	0.520	0.480	0.053	1.76	0.21	0.583	0.417	0.117		
17	52.0	0.567	-0.25	0.403	0.597	0.030	1.72	-0.06	0.474	0.526	0.041		
18	50.6	0.600	-0.32	0.375	0.625	0.025	1.70	-0.14	0.445	0.555	0.045		
19	50.5	0.633	-0.32	0.373	0.627	0.006	1.70	-0.14	0.443	0.557	0.076		
20	43.3	0.667	-0.70	0.241	0.759	0.093	1.64	-0.56	0.289	0.711	0.045		
21	42.4	0.700	-0.75	0.226	0.774	0.074	1.63	-0.61	0.270	0.730	0.030		
22	42.3	0.733	-0.76	0.224	0.776	0.042	1.63	-0.62	0.268	0.732	0.001		
23	42.0	0.767	-0.77	0.220	0.780	0.014	1.62	-0.64	0.261	0.739	0.028		
24	40.9	0.800	-0.83	0.203	0.797	0.003	1.61	-0.71	0.239	0.761	0.039		
25	32.9	0.833	-1.25	0.105	0.895	0.062	1.52	-1.30	0.098	0.902	0.069		
26	30.4	0.867	-1.38	0.083	0.917	0.050	1.48	-1.51	0.066	0.934	0.068		
27	26.8	0.900	-1.57	0.058	0.942	0.042	1.43	-1.85	0.032	0.968	0.068		
28	26.4	0.933	-1.60	0.055	0.945	0.011	1.42	-1.89	0.030	0.970	0.037		
29	25.6	0.967	-1.64	0.051	0.949	0.017	1.41	-1.97	0.024	0.976	0.009		
						MAX.						0.093	
												MAX.	0.125



**PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE
PRUEBA DE KOLMOGOROV - SMIRNOV**

ESTACIÓN MEZAPATA /PLU-5233/DRE-11

	X	log X
Numero de datos n :	12	12
Promedio x :	70.250	1.837
Desviacion estándar s :	15.618	0.098
Coficiente asimetria Cs :	0.585	-0.397

N	P = x	P(X ≥ x _T) _{obs}	DISTRIBUCION NORMAL				DISTRIBUCION LOG NORMAL						
			z	F _(z)	P(X ≥ x _T) _{TEO}	Δ _(N)	P = x	z	F _(z)	P(X ≥ x _T) _{TEO}	Δ _(N)		
1	106.0	0.077	2.29	0.989	0.011	0.066	2.03	1.92	0.973	0.027	0.050		
2	82.1	0.154	0.76	0.776	0.224	0.070	1.91	0.79	0.785	0.215	0.061		
3	77.9	0.231	0.49	0.688	0.312	0.081	1.89	0.56	0.712	0.288	0.057		
4	74.0	0.308	0.24	0.595	0.405	0.097	1.87	0.33	0.630	0.370	0.062		
5	73.0	0.385	0.18	0.570	0.430	0.045	1.86	0.27	0.607	0.393	0.009		
6	70.0	0.462	-0.02	0.494	0.506	0.045	1.85	0.09	0.534	0.466	0.004		
7	70.0	0.538	-0.02	0.494	0.506	0.032	1.85	0.09	0.534	0.466	0.073		
8	70.0	0.615	-0.02	0.494	0.506	0.109	1.85	0.09	0.534	0.466	0.149		
9	62.0	0.692	-0.53	0.299	0.701	0.009	1.79	-0.45	0.326	0.674	0.018		
10	61.0	0.769	-0.59	0.277	0.723	0.046	1.79	-0.52	0.300	0.700	0.070		
11	55.0	0.846	-0.98	0.164	0.836	0.011	1.74	-0.98	0.163	0.837	0.009		
12	42.0	0.923	-1.81	0.035	0.965	0.042	1.62	-2.17	0.015	0.985	0.062		
						MAX.	0.109					MAX.	0.149



**PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE
PRUEBA DE KOLMOGOROV - SMIRNOV**

ESTACIÓN MEZAPATA /PLU-5233/DRE-11

	log X	X	
Numero de datos n :	12	12	
Promedio \bar{x} :	1.837	70.250	
Desviación estándar s :	0.098	15.618	
Coefficiente asimetría Cs :	-0.397	0.585	
Parametro de forma γ :	25.383		
Parametro de escala β :	-0.019	μ_γ : 0.495	Ver Tabla N°
Parametro de escala x_0 :	2.331	σ_γ : 0.950	

N	P = x	P(X \geq x _T) _{OBS}	DISTRIBUCION LOG PEARSON III				DISTRIBUCION GUMBEL				
			y	F _(z)	P(X \geq x _T) _{TEO}	$\Delta_{(N)}$	P = x	K	Y	P(X \geq x _T) _{TEO}	$\Delta_{(N)}$
1	2.03	0.077	15.70	0.982	0.018	0.059	106.0	2.29	2.67	0.067	0.010
2	1.91	0.154	21.40	0.755	0.245	0.091	82.1	0.76	1.22	0.257	0.103
3	1.89	0.231	22.57	0.668	0.332	0.101	77.9	0.49	0.96	0.318	0.087
4	1.87	0.308	23.71	0.577	0.423	0.115	74.0	0.24	0.72	0.384	0.077
5	1.86	0.385	24.02	0.553	0.447	0.063	73.0	0.18	0.66	0.403	0.018
6	1.85	0.462	24.95	0.477	0.523	0.061	70.0	-0.02	0.48	0.461	0.000
7	1.85	0.538	24.95	0.477	0.523	0.016	70.0	-0.02	0.48	0.461	0.077
8	1.85	0.615	24.95	0.477	0.523	0.093	70.0	-0.02	0.48	0.461	0.154
9	1.79	0.692	27.66	0.281	0.719	0.027	62.0	-0.53	-0.01	0.634	0.058
10	1.79	0.769	28.02	0.259	0.741	0.028	61.0	-0.59	-0.07	0.657	0.112
11	1.74	0.846	30.33	0.144	0.856	0.010	55.0	-0.98	-0.43	0.786	0.060
12	1.62	0.923	36.34	0.020	0.980	0.057	42.0	-1.81	-1.22	0.966	0.043
					MAX.	0.115				MAX.	0.154



**PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE
KOLGOMOROV - SMIRNOV**

CUADRO DE RESULTADOS

ESTACION LA GRANJA VILLA RICA/PLU-5226/DRE-11

ESTADISTICO	FUNCION DE DISTRIBUCION			
	NORMAL	LOG-NORMAL	LOG PEARSON III	GUMBEL
K-S				
$\Delta_{(N)}$	0.0927	0.1252	0.0864	0.1186

DE LA TABLA N°01 :

n: 29
 α : 5.0%
 $D\alpha$: 0.240

$\Delta_{(N)} < D\alpha$

FUNCION DE DISTRIBUCION SELECCIONADA :

LOG PEARSON III

ESTACIÓN MEZAPATA /PLU-5233/DRE-11

ESTADISTICO	FUNCION DE DISTRIBUCION			
	NORMAL	LOG-NORMAL	LOG PEARSON III	GUMBEL
K-S				
$\Delta_{(N)}$	0.1090	0.1495	0.1151	0.1540

DE LA TABLA N°01:

n: 12
 α : 5.0%
 $D\alpha$: 0.375

$\Delta_{(N)} < D\alpha$

FUNCION DE DISTRIBUCION SELECCIONADA :

LOG PEARSON III



PRECIPITACIONES MAXIMAS INSTANTANEAS ANUALES EN 24 HORAS

ESTACION LA GRANJA VILLA RICA/PLU-5226/DRE-11

Tr (años)	P($X \leq x_T$)	DISTRIBUCION LOG PEARSON III				P _{MAX} mm
		z	K _T	x _T	10 ^{x_T}	
2	0.500	0.0000	0.0992	1.7425	55.27	55.27
5	0.800	0.8416	0.8557	1.8646	73.22	73.22
10	0.900	1.2816	1.1993	1.9201	83.20	83.20
25	0.960	1.7507	1.5288	1.9733	94.05	94.05
50	0.980	2.0537	1.7225	2.0046	101.07	101.07
100	0.990	2.3263	1.8843	2.0308	107.34	107.34
200	0.995	2.5758	2.0226	2.0531	113.00	113.00
500	0.998	2.8782	2.1779	2.0782	119.72	119.72

ESTACION MEZAPATA /PLU-5233/DRE-11

Tr (años)	P($X \leq x_T$)	DISTRIBUCION LOG PEARSON III				P _{MAX} mm
		z	K _T	x _T	10 ^{x_T}	
2	0.500	0.0000	0.0659	1.8432	69.69	69.69
5	0.800	0.8416	0.8544	1.9206	83.29	83.29
10	0.900	1.2816	1.2311	1.9576	90.69	90.69
25	0.960	1.7507	1.6072	1.9945	98.74	98.74
50	0.980	2.0537	1.8365	2.0170	103.99	103.99
100	0.990	2.3263	2.0338	2.0364	108.74	108.74
200	0.995	2.5758	2.2071	2.0534	113.08	113.08
500	0.998	2.8782	2.4080	2.0731	118.34	118.34



PRECIPITACION DE DISEÑO PARA DURACIONES MENORES A 24 HORAS

ESTACION LA GRANJA VILLA RICA/PLU-5226/DRE-11									
DURACION		PERIODO DE RETORNO							
Hr	min	2	5	10	25	50	100	200	500
0.17	10.00	15.95	21.14	24.02	27.15	29.18	30.99	32.62	34.56
0.33	20.00	18.97	25.14	28.56	32.29	34.70	36.85	38.79	41.10
0.50	30.00	21.00	27.82	31.61	35.73	38.40	40.78	42.93	45.48
0.67	40.00	22.56	29.89	33.97	38.39	41.26	43.82	46.13	48.87
0.83	50.00	23.86	31.61	35.91	40.60	43.63	46.33	48.78	51.68
1.00	60.00	24.97	33.08	37.59	42.49	45.66	48.50	51.05	54.09
1.50	90.00	27.63	36.61	41.60	47.02	50.53	53.67	56.50	59.86
2.00	120.00	29.69	39.34	44.70	50.53	54.30	57.67	60.71	64.32
4.00	240.00	35.31	46.78	53.16	60.09	64.58	68.58	72.20	76.49
6.00	360.00	39.08	51.78	58.83	66.50	71.47	75.90	79.90	84.65
7.00	420.00	40.62	53.81	61.14	69.11	74.27	78.88	83.04	87.98
8.00	480.00	41.99	55.64	63.22	71.46	76.80	81.56	85.86	90.97
10.00	600.00	44.40	58.83	66.84	75.56	81.20	86.24	90.79	96.18
11.00	660.00	45.47	60.25	68.46	77.38	83.16	88.32	92.98	98.50
12.00	720.00	46.47	61.57	69.96	79.08	84.99	90.26	95.02	100.67
24.00	1440.00	55.27	73.22	83.20	94.05	101.07	107.34	113.00	119.72

ESTACION MEZAPATA /PLU-5233/DRE-11									
DURACION		PERIODO DE RETORNO							
Hr	min	2	5	10	25	50	100	200	500
0.17	10.00	20.12	24.04	26.18	28.50	30.02	31.39	32.64	34.16
0.33	20.00	23.92	28.59	31.13	33.90	35.70	37.33	38.82	40.62
0.50	30.00	26.48	31.64	34.46	37.51	39.51	41.31	42.96	44.96
0.67	40.00	28.45	34.00	37.02	40.31	42.45	44.39	46.16	48.31
0.83	50.00	30.08	35.95	39.15	42.62	44.89	46.94	48.81	51.08
1.00	60.00	31.49	37.63	40.97	44.61	46.98	49.13	51.09	53.46
1.50	90.00	34.84	41.64	45.35	49.37	52.00	54.37	56.54	59.17
2.00	120.00	37.44	44.75	48.73	53.05	55.87	58.42	60.76	63.58
4.00	240.00	44.53	53.22	57.95	63.09	66.45	69.48	72.25	75.61
6.00	360.00	49.28	58.89	64.13	69.82	73.53	76.89	79.96	83.68
7.00	420.00	51.21	61.21	66.65	72.56	76.42	79.91	83.10	86.96
8.00	480.00	52.95	63.28	68.91	75.03	79.02	82.62	85.92	89.92
10.00	600.00	55.99	66.92	72.86	79.33	83.55	87.36	90.85	95.07
11.00	660.00	57.34	68.53	74.62	81.24	85.57	89.47	93.04	97.37
12.00	720.00	58.60	70.04	76.26	83.03	87.45	91.44	95.09	99.51
24.00	1440.00	69.69	83.29	90.69	98.74	103.99	108.74	113.08	118.34

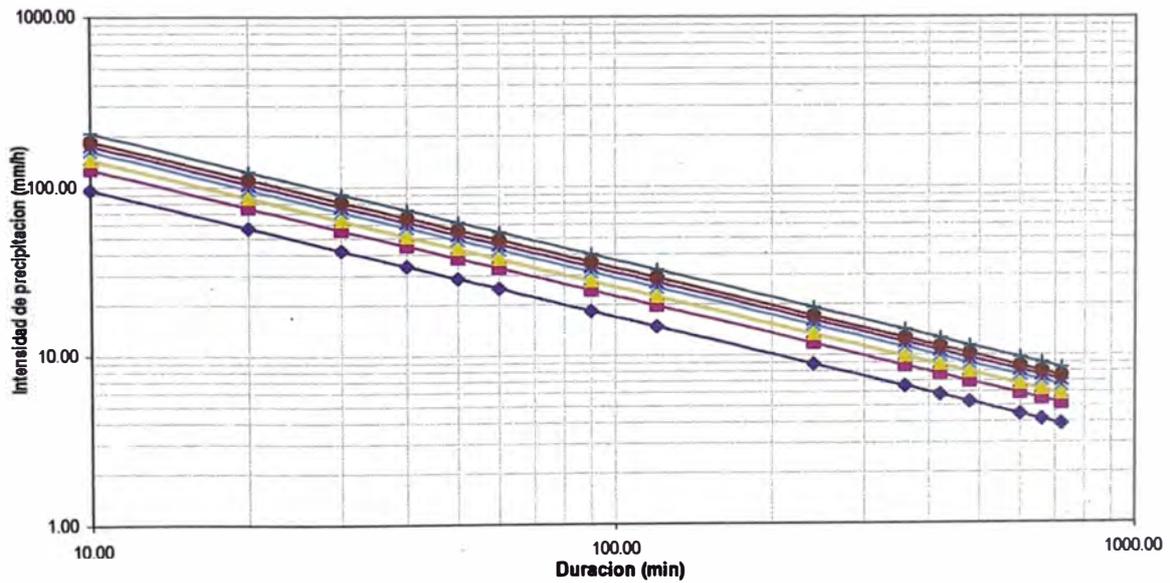


INTENSIDADES DE DISEÑO PARA DURACIONES MENORES A 24 HORAS

ESTACION LA GRANJA VILLA RICA/PLU-5226/DRE-11									
DURACION		PERIODO DE RETORNO							
Hr	min	2	5	10	25	50	100	200	500
0.17	10.00	95.73	126.82	144.11	162.89	175.06	185.91	195.72	207.36
0.33	20.00	56.92	75.41	85.69	96.86	104.09	110.55	116.38	123.30
0.50	30.00	41.99	55.64	63.22	71.46	76.80	81.56	85.86	90.97
0.67	40.00	33.84	44.84	50.95	57.59	61.89	65.73	69.20	73.31
0.83	50.00	28.63	37.93	43.10	48.72	52.35	55.60	58.53	62.01
1.00	60.00	24.97	33.08	37.59	42.49	45.66	48.50	51.05	54.09
1.50	90.00	18.42	24.41	27.73	31.35	33.69	35.78	37.67	39.91
2.00	120.00	14.85	19.67	22.35	25.26	27.15	28.84	30.36	32.16
4.00	240.00	8.83	11.70	13.29	15.02	16.14	17.15	18.05	19.12
6.00	360.00	6.51	8.63	9.81	11.08	11.91	12.65	13.32	14.11
7.00	420.00	5.80	7.69	8.73	9.87	10.61	11.27	11.86	12.57
8.00	480.00	5.25	6.95	7.90	8.93	9.60	10.19	10.73	11.37
10.00	600.00	4.44	5.88	6.68	7.56	8.12	8.62	9.08	9.62
11.00	660.00	4.13	5.48	6.22	7.03	7.56	8.03	8.45	8.95
12.00	720.00	3.87	5.13	5.83	6.59	7.08	7.52	7.92	8.39
24.00	1440.00	2.30	3.05	3.47	3.92	4.21	4.47	4.71	4.99

h: 2068.00 m.s.n.m.

CURVA INTENSIDAD-DURACION-FRECUENCIA



CURVA INTENSIDAD-DURACION-FRECUENCIA
$$I = \frac{10^{2.7331} T^{0.1466}}{t^{0.75}}$$

- I: Intensidad máxima (mm/h)
- T: Período de retorno en años
- t: Duración de la precipitación (min)

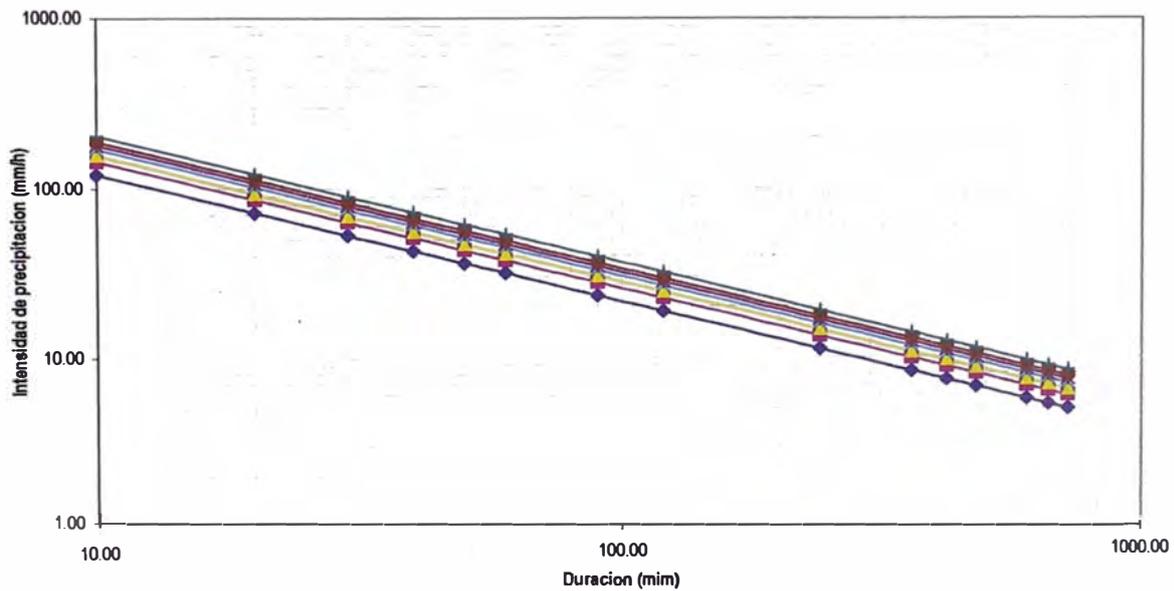


INTENSIDADES DE DISEÑO PARA DURACIONES MENORES A 24 HORAS

ESTACIÓN MEZAPATA / PLU-5233/DRE-11									
DURACION		PERIODO DE RETORNO							
Hr	min	2	5	10	25	50	100	200	500
0.17	10.00	120.70	144.26	157.08	171.02	180.12	188.34	195.86	204.96
0.33	20.00	71.77	85.78	93.40	101.69	107.10	111.98	116.46	121.87
0.50	30.00	52.95	63.28	68.91	75.03	79.02	82.62	85.92	89.92
0.67	40.00	42.68	51.00	55.54	60.47	63.68	66.59	69.25	72.47
0.83	50.00	36.10	43.14	46.98	51.15	53.87	56.33	58.58	61.30
1.00	60.00	31.49	37.63	40.97	44.61	46.98	49.13	51.09	53.46
1.50	90.00	23.23	27.76	30.23	32.91	34.66	36.25	37.69	39.45
2.00	120.00	18.72	22.37	24.36	26.53	27.94	29.21	30.38	31.79
4.00	240.00	11.13	13.30	14.49	15.77	16.61	17.37	18.06	18.90
6.00	360.00	8.21	9.82	10.69	11.64	12.26	12.81	13.33	13.95
7.00	420.00	7.32	8.74	9.52	10.37	10.92	11.42	11.87	12.42
8.00	480.00	6.62	7.91	8.61	9.38	9.88	10.33	10.74	11.24
10.00	600.00	5.60	6.69	7.29	7.93	8.36	8.74	9.09	9.51
11.00	660.00	5.21	6.23	6.78	7.39	7.78	8.13	8.46	8.85
12.00	720.00	4.88	5.84	6.36	6.92	7.29	7.62	7.92	8.29
24.00	1440.00	2.90	3.47	3.78	4.11	4.33	4.53	4.71	4.93

h: 1612.00 m.s.n.m.

CURVA INTENSIDAD-DURACION-FRECUENCIA



CURVA INTENSIDAD-DURACION-FRECUENCIA

$$I = \frac{10^{2.8289 T^{0.1000}}}{t^{0.75}}$$

I: Intensidad máxima (mm/h)

T: Periodo de retorno en años

t: Duración de la precipitación (min)



**HIETOGRAMA DE PRECIPITACION DE DISEÑO
METODO DEL BLOQUE ALTERNO**

ESTACION LA GRANJA VILLA RICA/PLU-5226/DRE-11

ESTACION VILLARICA - Tr = 100 años					
Duracion	Intensidad	Profundidad Acumulada	Profundidad Incremental	Tiempo	Precipitacion
min	mm/h	mm	mm	min	mm
10	188.89	31.48	31.48	0 - 10	1.46
20	112.31	37.44	5.96	10 - 20	1.74
30	82.86	41.43	3.99	20 - 30	2.20
40	66.78	44.52	3.09	30 - 40	3.09
50	56.49	47.08	2.55	40 - 50	5.96
60	49.27	49.27	2.20	50 - 60	31.48
70	43.89	51.21	1.94	60 - 70	3.99
80	39.71	52.95	1.74	70 - 80	2.55
90	36.35	54.53	1.58	80 - 90	1.94
100	33.59	55.98	1.46	90 - 100	1.58

ESTACION VILLARICA - Tr = 200 años					
Duracion	Intensidad	Profundidad Acumulada	Profundidad Incremental	Tiempo	Precipitacion
min	mm/h	mm	mm	min	mm
10	209.09	34.85	34.85	0 - 10	1.61
20	124.32	41.44	6.59	10 - 20	1.92
30	91.72	45.86	4.42	20 - 30	2.43
40	73.92	49.28	3.42	30 - 40	3.42
50	62.53	52.11	2.83	40 - 50	6.59
60	54.54	54.54	2.43	50 - 60	34.85
70	48.59	56.68	2.14	60 - 70	4.42
80	43.96	58.61	1.92	70 - 80	2.83
90	40.24	60.36	1.75	80 - 90	2.14
100	37.18	61.97	1.61	90 - 100	1.75

ESTACION VILLARICA - Tr = 500 años					
Duracion	Intensidad	Profundidad Acumulada	Profundidad Incremental	Tiempo	Precipitacion
min	mm/h	mm	mm	min	mm
10	239.14	39.86	39.86	0 - 10	1.84
20	142.19	47.40	7.54	10 - 20	2.20
30	104.91	52.45	5.06	20 - 30	2.78
40	84.55	56.37	3.91	30 - 40	3.91
50	71.52	59.60	3.23	40 - 50	7.54
60	62.38	62.38	2.78	50 - 60	39.86
70	55.57	64.83	2.45	60 - 70	5.06
80	50.27	67.03	2.20	70 - 80	3.23
90	46.02	69.03	2.00	80 - 90	2.45
100	42.53	70.88	1.84	90 - 100	2.00



**HIETOGRAMA DE PRECIPITACION DE DISEÑO
METODO DEL BLOQUE ALTERNO**

ESTACIÓN MEZAPATA /PLU-5233/DRE-11

ESTACION MEZAPATA - Tr = 100 años					
Duracion	Intensidad	Profundidad Acumulada	Profundidad Incremental	Tiempo	Precipitacion
min	mm/h	mm	mm	min	mm
10	190.10	31.68	31.68	0 - 10	1.46
20	113.03	37.68	5.99	10 - 20	1.75
30	83.39	41.70	4.02	20 - 30	2.21
40	67.21	44.81	3.11	30 - 40	3.11
50	56.85	47.38	2.57	40 - 50	5.99
60	49.59	49.59	2.21	50 - 60	31.68
70	44.17	51.53	1.95	60 - 70	4.02
80	39.96	53.28	1.75	70 - 80	2.57
90	36.58	54.88	1.59	80 - 90	1.95
100	33.80	56.34	1.46	90 - 100	1.59

ESTACION MEZAPATA - Tr = 200 años					
Duracion	Intensidad	Profundidad Acumulada	Profundidad Incremental	Tiempo	Precipitacion
min	mm/h	mm	mm	min	mm
10	203.75	33.96	33.96	0 - 10	1.57
20	121.15	40.38	6.43	10 - 20	1.88
30	89.38	44.69	4.31	20 - 30	2.37
40	72.04	48.02	3.33	30 - 40	3.33
50	60.93	50.78	2.76	40 - 50	6.43
60	53.15	53.15	2.37	50 - 60	33.96
70	47.34	55.24	2.09	60 - 70	4.31
80	42.83	57.11	1.88	70 - 80	2.76
90	39.21	58.82	1.71	80 - 90	2.09
100	36.23	60.39	1.57	90 - 100	1.71

ESTACION MEZAPATA - Tr = 500 años					
Duracion	Intensidad	Profundidad Acumulada	Profundidad Incremental	Tiempo	Precipitacion
min	mm/h	mm	mm	min	mm
10	223.31	37.22	37.22	0 - 10	1.72
20	132.78	44.26	7.04	10 - 20	2.06
30	97.96	48.98	4.72	20 - 30	2.60
40	78.95	52.63	3.65	30 - 40	3.65
50	66.78	55.65	3.02	40 - 50	7.04
60	58.25	58.25	2.60	50 - 60	37.22
70	51.89	60.54	2.29	60 - 70	4.72
80	46.94	62.59	2.06	70 - 80	3.02
90	42.98	64.46	1.87	80 - 90	2.29
100	39.71	66.18	1.72	90 - 100	1.87



CALCULO DEL COEFICIENTE DE MANNING

Valores para el Cálculo del Coeficiente de Rugosidad mediante la ecuacion de Cowan			
Condiciones del Canal		Valores	
Material Involucrado	Tierra	n ₀	0.020
	Corte en Roca		0.025
	Grava Fina		0.024
	Grava Gruesa		0.028
Grado de Irregularidad	Suave	n ₁	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020
Variaciones de la seccion transversal	Gradual	n ₂	0.000
	Ocasionalmente alternante		0.050
	Frecuentemente alternante		0.010-0.015
Efecto Relativo de las Obstrucciones	Insignificante	n ₃	0.000
	Menor		0.010-0.015
	Apreciable		0.020-0.030
	Severo		0.040-0.060
Vegetacion	Baja	n ₄	0.005-0.010
	Media		0.010-0.025
	Alta		0.025-0.050
	Muy Alta		0.050-0.100
Grado de los efectos por meandros	Menor	m ₅	1.000
	Apreciable		1.150
	Severo		1.300

CALCULO DEL COEFICIENTE DE MANNING	Coeficientes	MARGEN IZQUIERDA	CAUCE	MARGEN DERECHA
	n ₀ :	0.025	0.024	0.025
	n ₁ :	0.005	0.005	0.005
	n ₂ :	0.005	0.000	0.005
	n ₃ :	0.010	0.010	0.010
	n ₄ :	0.015	0.005	0.020
	m ₅ :	1.000	1.000	1.0000
	n:	0.060	0.044	0.065



ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO
(MTC E107-99)

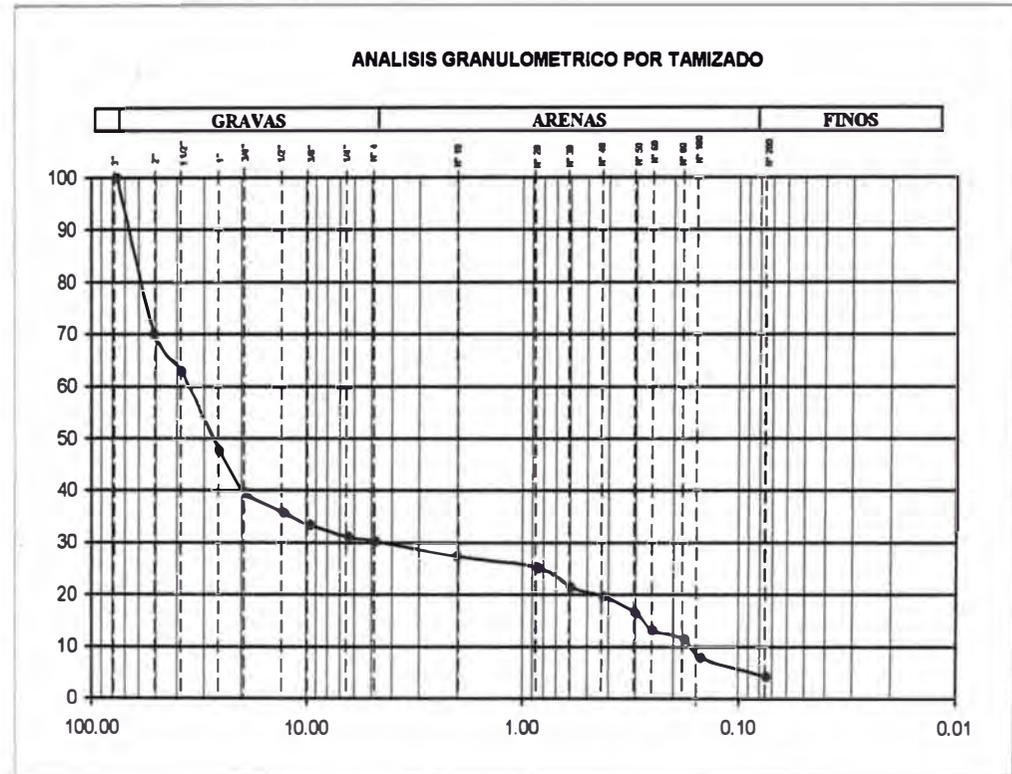
PROYECTO ACTUALIZACIÓN DEL ESTUDIO DE FACTIBILIDAD DEL PROYECTO: REHABILITACIÓN DE LA CARRETERA PTE. RAITHER - VILLA RICA.

UBICACIÓN DEPARTAMENTOS DE JUNÍN Y PASCO

FRACCIÓN RETENIDA EN LA MALLA No 4		FRACCIÓN QUE PASA LA MALLA No 4	
PESO DE LA MUESTRA (gr) :	1687.300	PESO BRUTO DE LA MUESTRA (gr) :	510.300
PESO. FRACCIÓN RETENIDO No 4 (gr) :	1177.000	P. LAVADA Y SECO AL HORNO (gr) :	1616.040
PESO. FRACCIÓN QUE PASA No 4 (gr) :	510.300	PESOS DE FINOS LAVADOS (gr) :	71.260

CALICATA	C-1	TECNICO	BALTAZAR LOPEZ C.
MUESTRA	M-1	FECHA	03-2005
COTA	-	PROF. (m.):	0.00-0.50
PROGRESIVA	34+405	PTE.	ÑAGAZU Estribo Izquierdo

TAMICES A.S.T.M.	DESCRIPCION ABERTURA (m.m.)	PESO RETENIDO (gr.)	PORCENTAJE PARCIAL RETENIDO (%)	PORCENTAJE ACUMULADO	
				RETENIDO (%)	PASA(%)
3"	76.200	0.00	0.00	0.00	100.00
2"	50.800	506.00	29.99	29.99	70.01
1 1/2"	38.100	120.00	7.11	37.10	62.90
1"	25.400	257.00	15.23	52.33	47.67
3/4"	19.050	138.00	8.18	60.51	39.49
1/2"	12.700	62.00	3.67	64.19	35.81
3/8"	9.525	41.00	2.43	66.62	33.38
1/4"	6.350	39.00	2.31	68.93	31.07
N° 4	4.760	14.00	0.83	69.76	30.24
N° 10	2.000	47.99	2.84	72.60	27.40
N° 20	0.841	38.06	2.26	74.86	25.14
N° 30	0.595	63.94	3.79	78.65	21.35
N° 40	0.420	29.03	1.72	80.37	19.63
N° 50	0.297	53.00	3.14	83.51	16.49
N° 60	0.250	55.41	3.28	86.79	13.21
N° 80	0.177	30.07	1.78	88.57	11.43
N° 100	0.149	60.43	3.58	92.15	7.85
N° 200	0.074	61.11	3.62	95.78	4.22
FONDO	-	71.26	4.22	100.00	0.00



CLASIFICACION S.U.C.S.	CLASIFICACION A.A.S.H.T.O.
GP	A-1a(0)
GRAVA POBREMENTE GRADUADA CON ARENA	LL = 18.42 % LP=N.T. IP=N.P.
HUMEDAD NATURAL=9.56 %	

Gravas	69.76	Gruesa	60.51
		Fina	9.25
Arenas	26.02	Gruesa	2.84
		Media	7.77
Finos	4.22	Fina	15.41
			4.22

D10= 0.17 Cu = 215.20
D30= 4.52 Cc= 3.46
D60= 35.68

JEFE DE LABORATORIO

TECNICO DE LABORATORIO



ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO
(MTC E107-99)

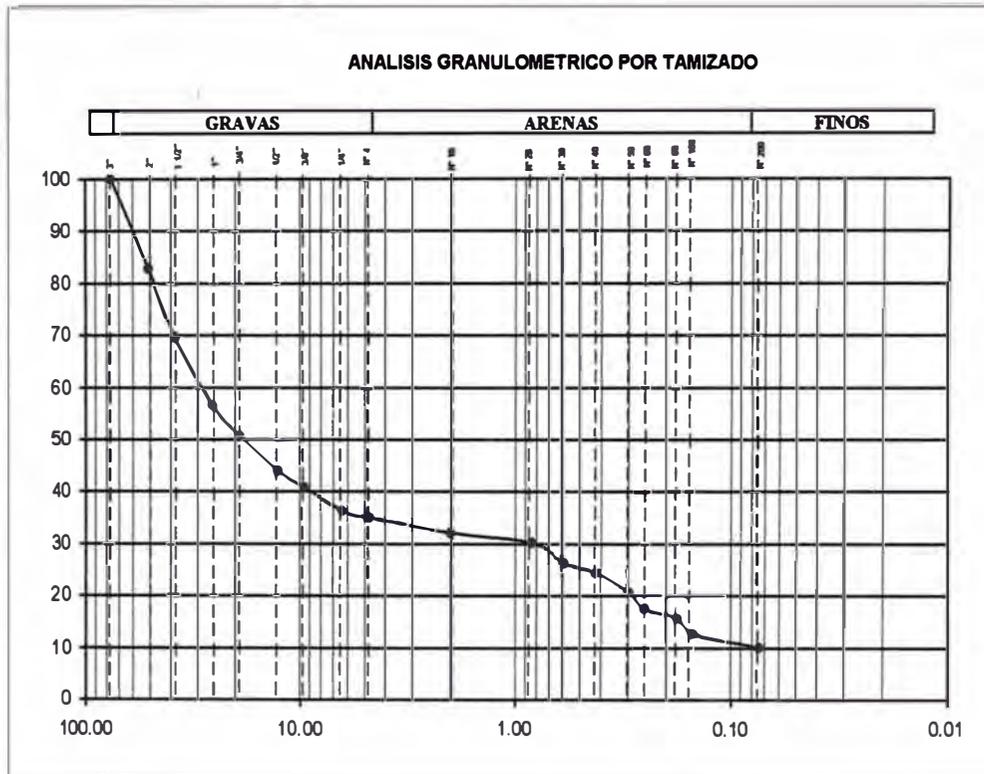
PROYECTO ACTUALIZACIÓN DEL ESTUDIO DE FACTIBILIDAD DEL PROYECTO: REHABILITACIÓN DE LA CARRETERAPTE. RAITHER - VILLA RICA.

UBICACIÓN DEPARTAMENTOS DE JUNÍN Y PASCO

FRACCION RETENIDA EN LA MALLA No 4		FRACCION QUE PASA LA MALLA No 4	
PESO DE LA MUESTRA (gr) :	1303.330	PESO BRUTO DE LA MUESTRA (gr) :	457.080
PESO. FRACCION RETENIDO No 4 (gr)	846.250	P. LAVADA Y SECO AL HORNO (gr) :	1809.150
PESO. FRACCION QUE PASA No 4 (gr)	457.080	PESOS DE FINOS LAVADOS (gr) :	131.890

CALICATA	C-2	TECNICO	BALTAZAR LOPEZC.
MUESTRA	M-1	FECHA	04-2005
COTA	-	PROF. (m.):	0.00-2.00
PROGRESIVA	34+405	PTE. ÑAGAZU	Margen Derecho

TAMICES A.S.T.M.	DESCRIPCION ABERTURA (m.m.)	PESO RETENIDO (gr.)	PORCENTAJE PARCIAL RETENIDO (%)	PORCENTAJE ACUMULADO	
				RETENIDO (%)	PASA(%)
3"	76.200	0.00	0.00	0.00	100.00
2"	50.800	223.00	17.11	17.11	82.89
1 1/2"	38.100	175.23	13.44	30.55	69.45
1"	25.400	170.27	13.06	43.62	56.38
3/4"	19.050	74.64	5.73	49.35	50.65
1/2"	12.700	85.78	6.58	55.93	44.07
3/8"	9.525	41.03	3.15	59.08	40.92
1/4"	6.350	59.41	4.56	63.63	36.37
N° 4	4.760	16.89	1.30	64.93	35.07
N° 10	2.000	37.78	2.90	67.83	32.17
N° 20	0.841	24.33	1.87	69.70	30.30
N° 30	0.595	52.65	4.04	73.73	26.27
N° 40	0.420	25.31	1.94	75.68	24.32
N° 50	0.297	47.62	3.65	79.33	20.67
N° 60	0.250	42.01	3.22	82.55	17.45
N° 80	0.177	22.94	1.76	84.31	15.69
N° 100	0.149	39.00	2.99	87.31	12.69
N° 200	0.074	33.55	2.57	89.88	10.12
FONDO	-	131.89	10.12	100.00	0.00



CLASIFICACION S.U.C.S.	CLASIFICACION A.A.S.H.T.O.
GP-GM	A-1a(0)
GRAVA POBREMENTE GRADUADA CON LIMO Y ARENA	LL = 19.85 % LP=N.T. IP=N.P.
HUMEDAD NATURAL=3.39 %	

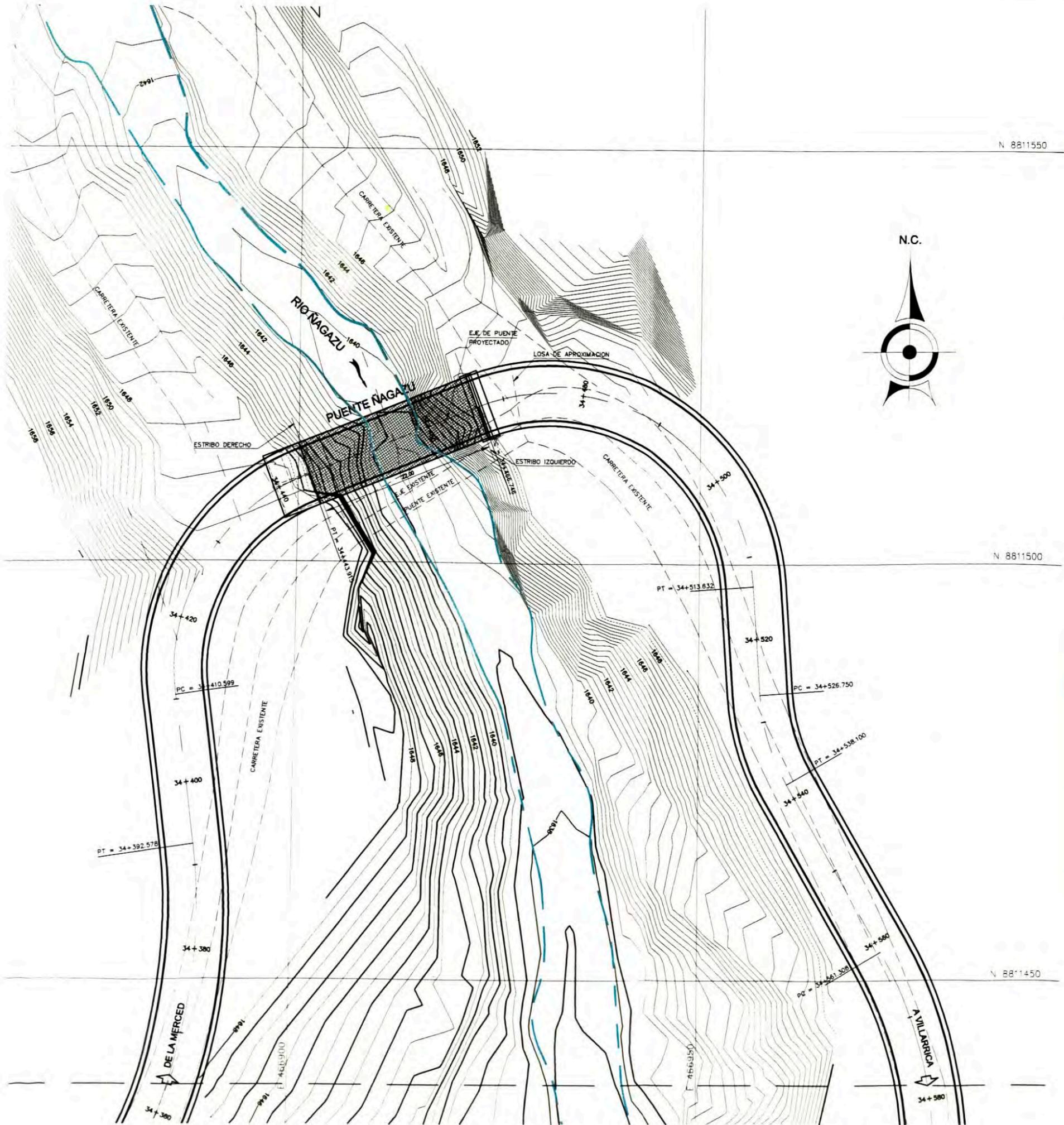
Gravas	64.93
Arenas	24.95
Finos	10.12

Gruesa	49.35
Fina	15.58
Gruesa	2.90
Media	7.85
Fina	14.20
	10.12

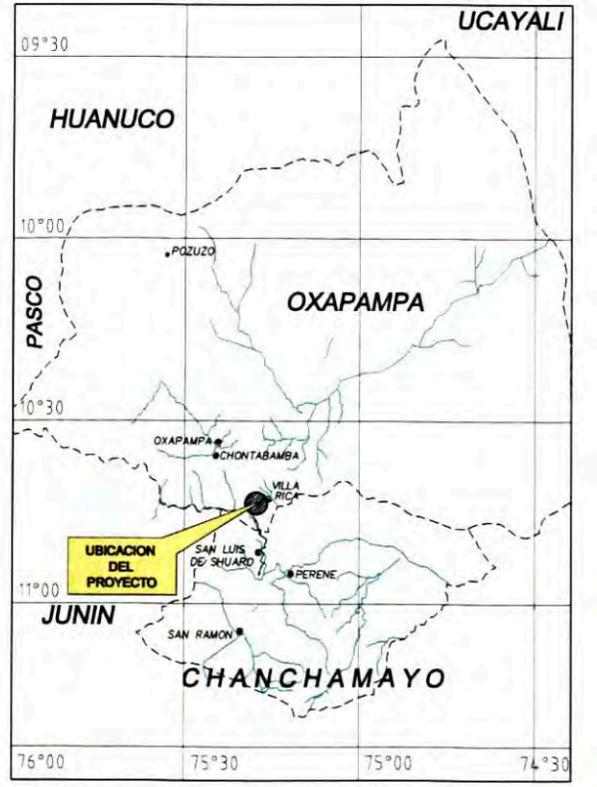
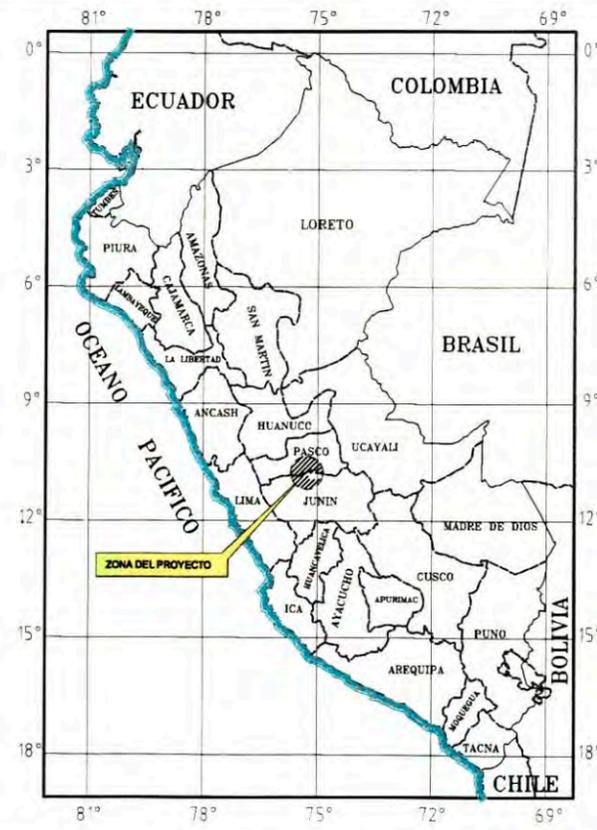
D10= 0.07 Cu = 395.45
D30= 0.82 Cc= 0.32
D60= 28.92

JEFE DE LABORATORIO

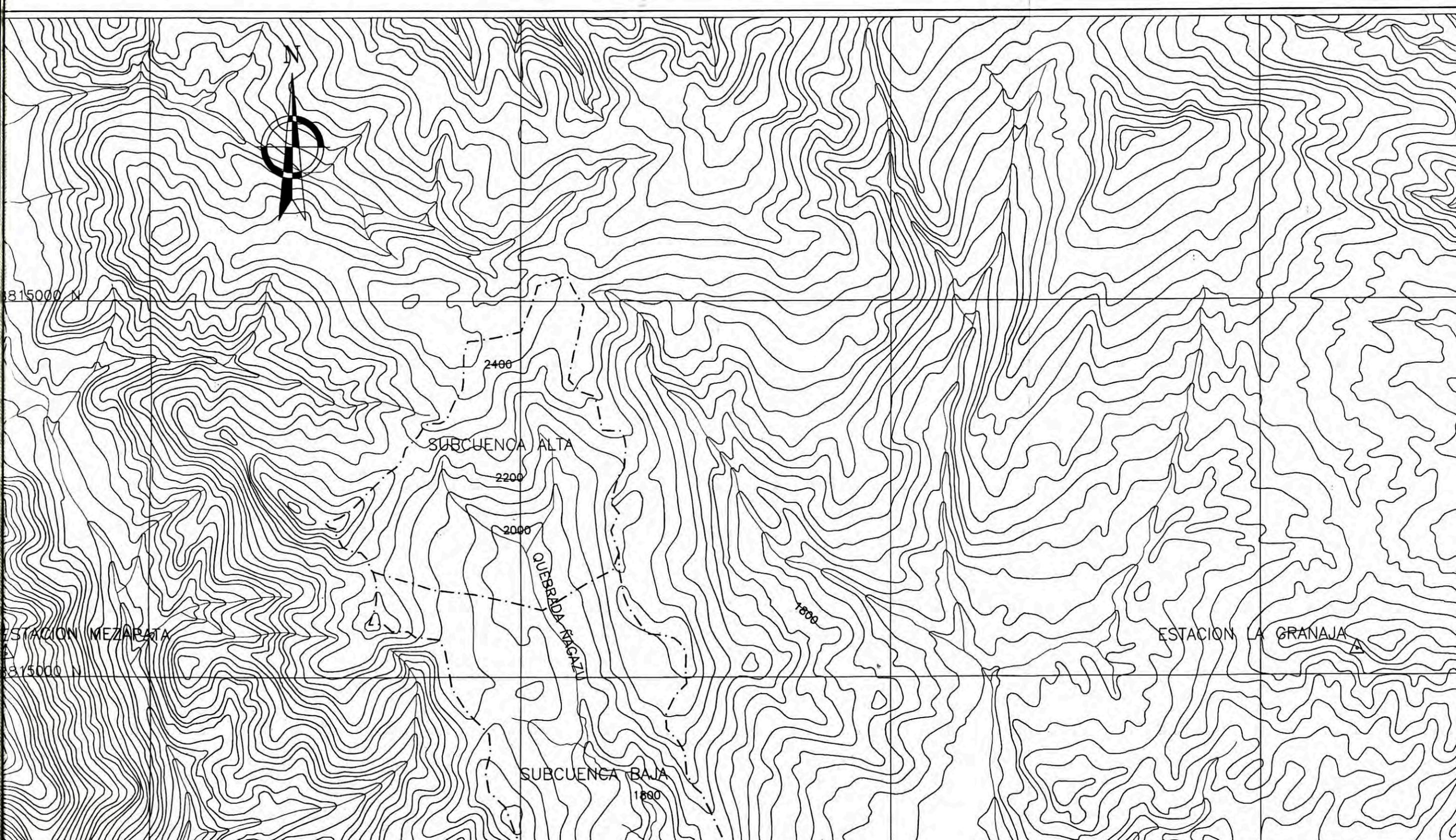
TECNICO DE LABORATORIO



PLANO DE UBICACION



 UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL DEPARTAMENTO DE HIDROLOGIA E HIDRAULICA TITULACION PROFESIONAL POR ACTUALIZACION DE CONOCIMIENTOS INFORME DE SUFICIENCIA		REV:	APROB:
ESTUDIO HIDROLOGICO E HIDRAULICO DEL PUENTE NAGAZU		Msc. ING. ROBERTO CAMPANA TORO	
DEPARTAMENTO:	PASCO	PLANO:	UBICACION
PROVINCIA:	OXAPAMPA	ALUMNO:	FERNANDO AVALOS SANCHEZ
DISTRITO:	VILLA RICA	ESCALA:	1/500
		FECHA:	SET 05
		CODIGO: 	



815000 N

ESTACION MEZAPATA

815000 N

2400

SUBCUENCA ALTA

2200

2000

QUEBRADA NAGAZU

1800

ESTACION LA GRANAJA

SUBCUENCA BAJA

1600

2600

1800

650000 E

650000 E

670000 E



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 DEPARTAMENTO DE HIDROLOGIA E HIDRAULICA
 TITULACION PROFESIONAL POR ACTUALIZACION DE CONOCIMIENTOS
 INFORME DE SUFICIENCIA

REV: APROB:

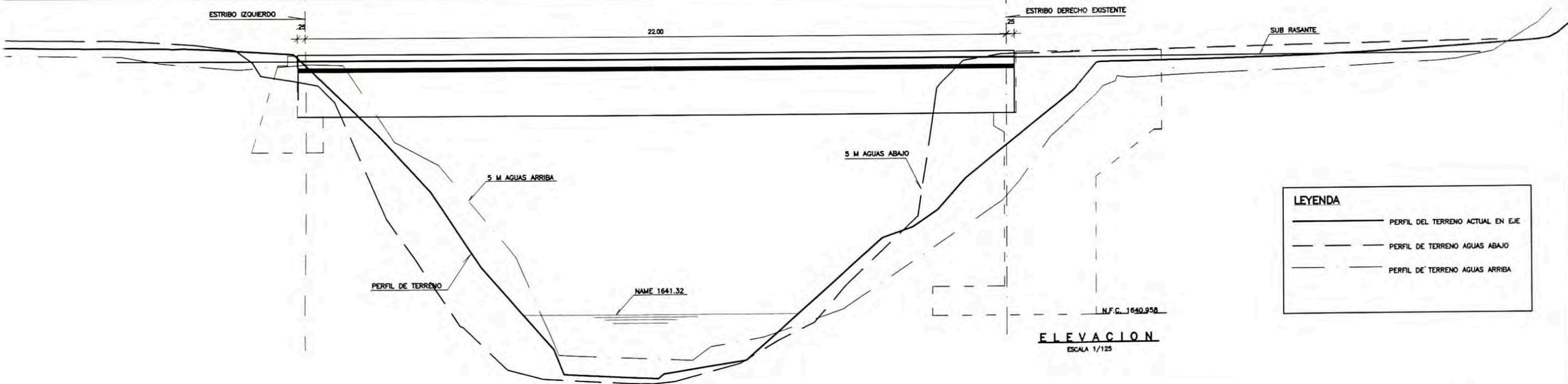
ESTUDIO HIDROLOGICO E HIDRAULICO
 DEL PUENTE NAGAZU

Msc. ING. ROBERTO
 CAMPAÑA TORO

DEPARTAMENTO: PASCO UBICACION DE LA CUENCA
 PROVINCIA: OXAPAMPA ALUMNO: FERNANDO AVALOS SANCHEZ
 DISTRITO: VILLA RICA ESCALA: 1/50000 FECHA: SET 05

CODIGO:

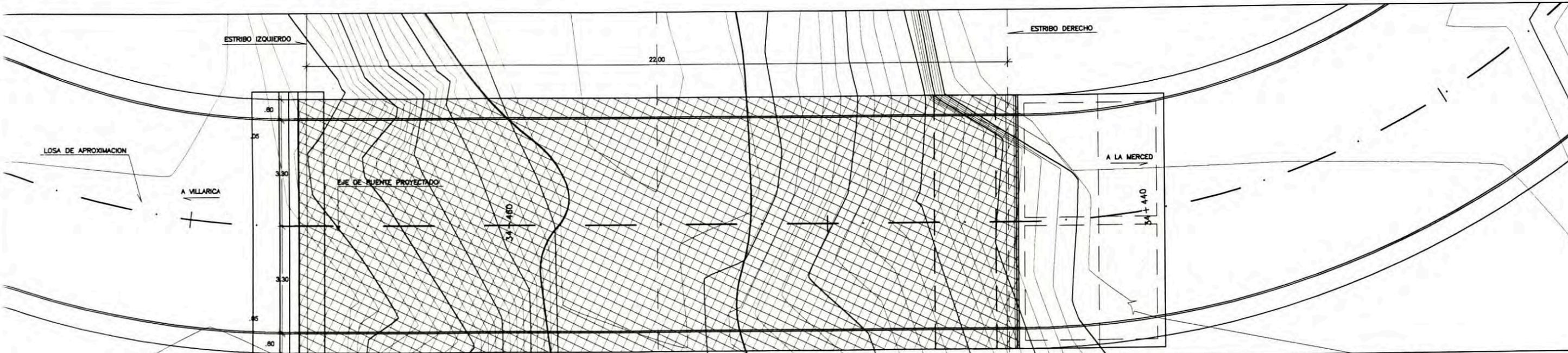
UC-01



LEYENDA

	PERFIL DEL TERRENO ACTUAL EN EJE
	PERFIL DE TERRENO AGUAS ABAJO
	PERFIL DE TERRENO AGUAS ARRIBA

SUBRASANTE	1649.03			1649.03
COTA DE TERRENO	1649.435	1641.605	1641.828	1649.249
KILOMETRAJE		34+460		34+440





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
DEPARTAMENTO DE HIDROLOGIA E HIDRAULICA
TITULACION PROFESIONAL POR ACTUALIZACION DE CONOCIMIENTOS
INFORME DE SUFICIENCIA

ESTUDIO HIDROLOGICO E HIDRAULICO DEL PUENTE ÑAGAZU		REV:	APROB:
		Msc. ING. ROBERTO CAMPAÑA TORO	
DEPARTAMENTO:	PASCO	PLANO:	PLANTA Y PERFIL
PROVINCIA:	OXAPAMPA	ALUMNO:	FERNANDO AVALOS SANCHEZ
DISTRITO:	VILLA RICA	ESCALA:	1/125
		FECHA:	SET 05

PP-01