

Estudio de máximas avenidas para la protección de zonas de posible inundación ubicada en el tramo La Oroya- 40 km aguas abajo Cuenca del Río Mantaro

Study of maximum flood protection for possible flood areas located in the stretch The Oroya- 40 km downstream Mantaro River Basin

Douglas Sarango¹, Teresa Velásquez², Guido Rozas¹, Jorge Gástelo¹

Recibido: Agosto 2015 - Aprobado: Diciembre 2015

RESUMEN

La zona comprendida entre La Oroya-40 Km aguas abajo, en el río Mantaro, es una zona de comunicación entre las ciudades de Lima y Huancayo, donde se ubican puentes, la carretera central, bocatomas para uso agrícola y asentamientos urbanos, como la ciudad y el complejo minero de la Oroya, que están expuestas a problemas de socavación e inundación por los caudales de máximas avenidas generadas en la cuenca media y alta del río Mantaro.

Se ha determinado las máximas avenidas en esta zona, los que se ajustan a una Distribución de Probabilidades Normal, y en base a esta distribución se han calculado los caudales de avenidas para los períodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 25, 50, 75, 100, 200, 300, 400, 500 y 1000 años, y así tener el caudal de diseño de la obras de protección, como son el reforzamiento de los pilares de los puentes, reforzamiento de barraje de la bocatomas, diques y gaviones.

Se concluye que el caudal de máxima avenidas de 805.82 m³/s para el período de retorno de 100 años para la zona La Oroya-40 Km aguas abajo, puede ser usado para el diseño de las obras hidráulicas de protección de toda la infraestructura vial e hidráulica existente en esta zona de la cuenca del río Mantaro. Estos proyectos de protección podrían ser planteados por entidades como el ANA, MINAG, MINEM, SN POWER PERU S.A.

El presente artículo ha sido elaborado en base al estudio de máximas avenidas realizado por los mismos autores el año 2014 en el Instituto de Investigación de FCF-VRI-UNMSM, (Sarango. J. D. y otros, 2014).

Palabras clave: Cuenca del río Mantaro, La Oroya, Distribuciones de probabilidad, Flujos alimentarios, Periodos de retorno.

ABSTRACT

On the riverbed of Mantaro river, precisely, on the area between La Oroya and 40 km, exist a communication between the cities of lima and Huancayo, where are located: many bridges, the central highway, several hydraulics structures for agricultural use, settlements urban town - La Oroya mining and La Oroya city. All of them exposed to flooding problems caused by maximum flood flows generated in the middle and upper basin of the Mantaro river.

1. Universidad Nacional Mayor de San Marcos. EAP de Ingeniería Mecánica de Fluidos - Facultad de Ciencias Físicas. Email: dsarangoj@unmsm.edu.pe, grozaso@unmsm.edu.pe, jgastelo@unmsm.edu.pe

2. Universidad Nacional Agraria La Molina. Departamento de Recursos Hídricos - Facultad de Ingeniería Agrícola. Email: tvelasquez@lamolina.edu.pe

In this research we have determined the maximum flood in this area in order to provide security of the entire road infrastructure and existing waterworks. This calculation is very important to prevent the undermining of the design of hydraulic works, infrastructure located at the edge of the river, strengthening of the pillars of bridges, strengthening barrage of intakes, dams and gabions of the same.

The results had In this research we have obtained the maximum flood flows for the study area and determined fit a Normal Probability Distribution, and based on this distribution have been determined flood flows for return periods of 2, 5, 10, 20, 25, 50, 75, 100, 200, 300, 400, 500 and 1000 years.

It is concluded that on the riverbed of Mantaro river, on the area between La Oroya -40 Km, the flow of high avenues is $805.82 \text{ m}^3/\text{s}$ for the return period of 100 years. This discharge can be used for the design of hydraulic works to protect the entire road infrastructure and hydraulics work existing. These protection projects could be raised by organizations like the ANA, MINAG, MEM, SN POWER PERU S.A.

This article has been prepared based on the study of maximum avenues carried out by the same authors in 2014 at the Research Institute of FCF-UNMSM, (Sarango, J. D. and others, 2014).

Keywords: Mantaro river basin, La Oroya, Probability distributions, Flood flows, Return periods.

I. INTRODUCCIÓN

Un gran porcentaje de fallas ocurridas en puentes, bocatomas, inundaciones de zonas de agricultura, zonas urbanas y rurales se debe a causa de grandes avenidas. En este sentido, el objetivo principal de la presente investigación es presentar una metodología que permita determinar los caudales de máximas avenidas para diferentes períodos de retorno para obtener el caudal de diseño de las obras de protección de estribos y pilares de puentes de la acción de socavación producida por las aguas del río Mantaro.

La primera parte comprende la recolección de la información disponible en las entidades como el IGN, SENAMHI y SN POWER PERU S.A.

En la segunda parte, se procedió a realizar la visita de reconocimiento de la zona de estudio, que corresponde al tramo de la carretera central desde La Oroya hasta la altura del Puente Matachico ubicado 40 km aguas abajo de esta ciudad.

La tercera parte corresponde al análisis hidrológico, donde se tuvo que hacer uso de las distribuciones de probabilidad Normal, Log Normal de dos Parámetros, Log Pearson Tipo III o Gamma de Tres Parámetros y Gumbel. Este análisis derivó en el al cálculo del caudal de máximas avenidas para diferentes períodos de retorno, información que posteriormente sirve para la obtención del caudal de diseño de las obras de protección de la socavación e inundación en la zona de estudio La Oroya – 40 km aguas abajo.

II. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1 Área de Aplicación

La zona de estudio está ubicada desde La Oroya hasta 40 Km aguas abajo. La Figura N° 2.1, muestra el cauce del río Mantaro aguas arriba de la zona de estudio (puente Matachico), y carretera Oroya-Huancayo, en esta zona destacan las terrazas, las cuales se encuentran en un estado relativamente estable.

En cuanto a los niveles de incidencia y que permanecen como «registros de huellas» de máximas avenidas, en el puente Matachico, se nota un tirante máximo de 5 o 6 metros por encima de la sección hidráulica en esta zona. Por ello durante el tiempo histórico de funcionamiento del actual puente Matachico (aproximadamente en 48 años), no se ha producido un nivel mayor de incidencia al indicado o en todo caso un desborde de la sección hidráulica y que ocasione un colapso de esta estructura, ver Figura N° 2.2.



Figura N° 2.1: Aguas arriba del Puente Matachico– Vista desde el Puente.



Figura N° 2.2: Puente Matachico –Vista desde aguas abajo.

2.2 Materiales

2.2.1 Información Cartográfica

La zona de estudio se ubica en la carta nacional del Instituto Geográfico Nacional (IGN) a escala 1:100,000 denominada La Oroya, PERU 1747 (24-L). Asimismo para toda la cuenca del estudio se tiene una zona de influencia delimitada con las cartas nacionales referidas principalmente a los cuadrángulos Tarma (23-L), Ondores (23-K), Cerro de Pasco (22-K), Jauja (24-M), Huancayo (25-M), Pampas (25-N).

2.2.2 Características de la Cuenca

Las características de la cuenca hasta la sección o estación hidrográfica La Mejorada, y la zona de La Oroya, se muestran en el Tabla N° 2.1 (OSINERGMIN, 2014).

2.2.3 Información Hidrométrica

La información de caudales máximos diarios, corresponden a los registrados en la estación hidrométrica La Mejorada, ubicada en el departamento de Huancavelica sobre el río Mantaro, aproximadamente a 50 kilómetros aguas abajo de la zona de estudio, cuenta con 35 años de registros, período 1976-2010, ver Tabla N° 2.2 (OSINERGMIN, 2014).

2.2.4 Información Pluviométrica

SN POWER PERU S.A., actualmente registra la precipitación en la cuenca del río Mantaro en las estaciones pluviométricas que se muestran en la Tabla N° 2.3, donde se presentan sus principales características.

En las Tablas N° 2.4 y N° 2.5 se muestra el resumen estadístico de la serie de precipitación total mensual corregida (1965-2013) de las estaciones Malpaso y Paragsha, consideradas en la presente investigación (OSINERGMIN, 2014).

Tabla N° 2.1: Características topográficas de la Cuenca Río Mantaro

Subcuenca	Área (Km ²)	Longitud (Km)	Pendiente Promedio (%)
Mantaro hasta La Mejorada	17000	253	5,0
Mantaro hasta La Oroya	8200	136	3,4

Tabla N° 2.2: Estación hidrométrica La Mejorada Caudales máximos diarios

Año	Caudal (m ³ /s)	Año	Caudal (m ³ /s)	Año	Caudal (m ³ /s)
1976	854,3	1988	923,0	2000	859,5
1977	538,5	1989	894,6	2001	765,4
1978	772,7	1990	423,5	2002	723,3
1979	769,8	1991	608,0	2003	824,5
1980	528,4	1992	237,4	2004	867,3
1981	1.192,0	1993	791,6	2005	698,4
1982	1.078,4	1994	1.192,6	2006	766,5
1983	435,1	1995	743,9	2007	713,3
1984	1.177,3	1996	577,4	2008	698,8
1985	646,4	1997	692,2	2009	821,0
1986	1.241,9	1998	649,6	2010	847,0
1987	572,7	1999	859,1		

Tabla N° 2.3: Estación pluviométricas - Cuenca río Mantaro

Estación Pluviométrica	Ubicación		Provincia	Altitud (m.s.n.m)
	Latitud Sur	Longitud Oeste		
Atocsaico	11° 17' 55''	76° 04' 40''	Junín	4200
Carhuamayo	10° 55' 25''	76° 03' 25''	Junín	4125
Casa de patos	10° 58' 50''	76° 02' 20''	Junín	4100
Corpacancha	11° 21' 55''	76° 12' 55''	Yauli	4150
Hacienda Huanca	10° 40' 45''	76° 05' 00''	Pasco	4150
Malpaso	11° 24' 35''	76° 02' 30''	Yauli	3795
Morococha	11° 36' 05''	76° 08' 05''	Yauli	4505
Paragsha	10° 40' 25''	76° 15' 25''	Pasco	4310
Huaron	11° 00' 18''	76° 25' 20''	Junín	4525
Punrun	10° 49' 15''	76° 26' 13''	Pasco	4350
San Blas	11° 06' 10''	76° 10' 55''	Junín	4300
Shelby	10° 48' 35''	76° 13' 30''	Pasco	4120
Upamayo	10° 55' 30''	76° 16' 40''	Pasco	4093

Tabla N° 2.4: Precipitación total mensual corregida y extendida (mm)- Estación Malpaso
Período 1965-2013

Estación:	MALPASO												Latitud S	11° 24' 35"	
Cuenca:	RIO MANTARO												Longitud	76° 02' 30"	
Fuente:	SN POWER PERÚ S.A.												Altitud:	3.795 msnm	
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL		
PROMEDIO	118,0	113,5	103,4	58,8	31,5	19,4	16,5	29,2	56,3	78,2	75,9	109,4	810,0		
DES. EST.	40,6	37,2	31,0	28,7	19,7	18,9	13,5	18,4	27,8	28,5	31,8	28,5	110,2		
MAXIMO	194,7	206,2	172,7	136,6	103,4	85,9	54,1	86,0	129,0	150,7	164,9	197,1	1059,2		
MINIMO	32,3	49,7	32,7	7,5	2,2	0,0	0,0	0,5	6,0	14,5	31,0	48,4	533,0		

Tabla N° 2.5: Precipitación total mensual corregida y extendida (mm) – Estación Paragsha
Período 1965-2013

Estación:	PARAGSHA												Latitud S:	10° 40' 25"	
Cuenca:	RIO MANTARO												Longitud	76° 15' 25"	
Fuente:	SN POWER PERÚ S.A.												Altitud:	4.310 msnm	
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL		
PROMEDIO	126,0	135,7	132,7	75,4	33,6	15,9	14,5	19,0	46,1	84,7	102,2	125,5	911,2		
DES. EST.	33,2	37,5	40,8	29,7	15,6	13,3	15,5	13,9	22,3	35,5	34,0	44,7	135,2		
MAXIMO	199,0	241,3	220,9	173,4	63,4	68,4	90,2	51,7	108,2	207,4	201,3	262,5	1219,1		
MINIMO	59,7	48,0	57,4	27,9	5,5	0,0	0,0	0,0	0,0	2,3	33,9	38,4	677,3		

2.3 Metodología

2.3.1 Tratamiento de la información pluviométrica

El estudio de las precipitaciones se utiliza para determinar el caudal máximo de avenidas que se presentará en la zona de estudio (La Oroya-40 Km aguas abajo).

Esta información fue sometida a un análisis de consistencia y homogeneidad, así como al

análisis de saltos y tendencias, competición y extensión respectiva (Aliaga, 1985).

2.3.2 Tratamiento de los caudales máximos diarios

La información de caudales máximos diarios, deberá ser recabada de una estación hidrométrica, la misma que deberá ser por lo menos mayor a 15 años de datos (Linsley, 1984).

2.3.2.1 Coeficientes de transposición caudales máximos diarios al sitio de estudio

Para la estimación del caudal máximo diario en el área de influencia de La Oroya-40 Km aguas abajo en el río Mantaro, se ha usado el análisis regional mediante un factor de transposición, que está representado por (Chow, 1994):

$$Q_1 = K * Q_2 \quad (2.1)$$

$$K = \frac{A_1 * P_1}{A_2 * P_2} \quad (2.2)$$

Dónde:

- K = Factor de transposición
 Q_2 = Caudal de la cuenca de la estación con datos (m^3/s)
 A_2 = Área de cuenca de la estación con datos (km^2)
 P_2 = Precipitación media de la estación con datos (mm/año)
 Q_1 = Caudal medio de cuenca de interés (m^3/s)
 A_1 = Área de cuenca de interés (km^2)
 P_1 = Precipitación de cuenca de interés (mm/año)

La ecuación anterior se puede expresar también de la siguiente forma:

$$K = \frac{A_{paragsha} * P_{mm.paragsha.año}}{A_{malpaso} * P_{mm.malpaso.año}} \quad (2.3)$$

2.3.2.2 Tiempo de retorno de los caudales máximos diarios en el sitio de estudio

Una vez determinada la serie de caudales máximos diarios del periodo considerado, para realizar el análisis de frecuencia se procederá a ordenar los valores de mayor a menor sin tomar en cuenta el año de ocurrencia. Luego se deberá asignarle a cada valor una probabilidad de excedencia. Esta probabilidad de excedencia que se asigna a cada valor de la serie es lo que se conoce como posición de trazado, su inversa será el periodo de retorno (Tr).

Para hallar estos valores se tiene que considerar lo siguiente:

"Si N es el total de valores y m es el rango de un valor ordenado de mayor a menor ($m=1$ para el valor máximo) la probabilidad de excedencia se calcula con la fórmula propuesta por Weibull", (<http://fluidos.eia.edu.co/hidrologiai/probabilidad/probabilidad.htm>):

$$P = \frac{m}{N+1} \quad (2.4)$$

Dónde:

- P : Probabilidad de excedencia
 N : Número total de valores de la muestra
 m : Número de orden de los valores ordenados de mayor a menor

2.3.3 **Análisis de frecuencia de los caudales máximos diarios**

"El análisis de frecuencia se utiliza para predecir el comportamiento futuro de los caudales en un sitio de interés a partir de la información histórica de caudales. Es un método basado en procedimientos estadísticos que permite calcular la magnitud del caudal asociado a un periodo de retorno. El grado de confianza de sus resultados obtenidos en este análisis dependerá de la longitud y calidad de la serie histórica, además de la incertidumbre propia de cada una de las distribuciones de probabilidades utilizadas.

Para determinar la magnitud de eventos extremos cuando la distribución de probabilidades no es una función fácilmente invertibles 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:

$$X_T = \mu + K_T \sigma \quad (2.5)$$

Este se puede estimar a partir de los datos:

$$X_T = \bar{x} + K_T s \quad (2.6)$$

Para una distribución dada, puede determinarse una relación entre K y el periodo de retorno Tr . Esta relación puede expresarse en términos matemáticos o por medio del uso de una tabla estadística.

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 retorno dado", (<http://fluidos.eia.edu.co/hidrologiai/probabilidad/probabilidad.htm>).

2.3.3.1 Distribución de la Probabilidad Existente

Entre las distribuciones de probabilidad más usados en hidrología para caudales máximos, son la Distribución Normal, Distribución Log – Normal de dos parámetros, Distribución Log – Pearson III o Gamma de tres parámetros, y Distribución Gumbel o extrema Tipo I, (Linsley, 1984).

Con la finalidad de ajustar la serie anual de caudal máximo diario del sitio de estudio, se analizó la serie deducida para las diferentes distribuciones de probabilidad antes mencionadas.

2.4 Pruebas de bondad de ajuste

El problema radica en verificar si un conjunto de datos observados se ajustan a una determinada distribución o función matemática. Para realizar esta verificación existen pruebas estadísticas denominadas «Pruebas de Bondad de Ajuste», siendo una de ellas la prueba de Smirnov-Kolmogorov, que se aplicará a cada una de las distribuciones mencionadas en el punto 2.3.3.1, (Linsley, 1984).

2.4.1 Prueba Smirnov-Kolmogorov

“La prueba Smirnov-Kolmogorov considera la desviación de la función de distribución de probabilidades de la muestra $F_n(x)_i$ de la función de probabilidades teórica, escogida $F(x)_i$, tal que”, (Linsley, 1984), (<http://fluidos.eia.edu.co/hidrologiai/probabilidad/probabilidad.htm>):

$$Dn = \max |F_n(x)_i - F(x)_i| \quad (2.7)$$

Dónde:

$F_n(x)_i$: Frecuencia observada acumulada
 $F(x)_i$: Frecuencia teórica acumulada

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

2.4.1.1 Procedimiento General de la Prueba Smirnov-Kolmogorov

“El procedimiento es el siguiente:

- 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, valores de 0.05 y 0.01 son los más usuales.
- El valor crítico $D\alpha$ de la prueba debe ser obtenido de tablas en función de α y N .
- Si el valor calculado Dn es mayor que el $D\alpha$, la distribución escogida se debe rechazar.

Pasos usados en hidrología estadística”, (<http://fluidos.eia.edu.co/hidrologiai/probabilidad/probabilidad.htm>).

2.4.1.2 Aplicación de la Prueba de Bondad de Ajuste

Para aplicar la prueba de Smirnov Kolmogorov es necesario determinar la frecuencia observada acumulada de la muestra. Para tal efecto en el caso de las distribuciones Log Normal y Gumbel, se ordenará la información de menor a mayor y para el caso de la distribución Log Pearson III de mayor a menor y se hallará según, (Linsley, 1984):

$$P_n = \frac{n}{N+1} \quad (2.8)$$

Dónde:

P_n : Frecuencia observada acumulada
 n : Número de orden de los datos
 N : Número total de datos

Una vez determinadas ambas frecuencias, se deberá obtener el máximo valor de las diferencias entre ambas, denominará Dn .

$$Dn = \max |P_n(x)_i - F(x)_i| \quad (2.9)$$

Asumiendo un valor de probabilidad y considerando el número de datos, se recurre a la tabla de valores críticos de $D\alpha$ para la prueba de bondad de ajuste de Smirnov-Kolmogorov. Finalmente, comparamos los valores obtenidos y si $Dn < D\alpha$ se acepta que el ajuste es adecuado para el nivel de probabilidad adecuado, de lo contrario se deberá rechazar.

2.4.2 Distribución Teórica de Probabilidades de mejor ajuste

Las pruebas de bondad de ajuste del punto 2.4.1.2, determinaran que distribución teórica de probabilidades proporcionará valores de caudal máximo diario que más se ajustan a los caudales máximos diarios analizados en el área de estudio, para luego determinar los periodos de retorno (Tr) para diferentes descargas, y elaborar un gráfico de correlación entre el período de retorno y el caudal máximo diario, (Linsley, 1984).

- $A_1 =$ 8200 Km² Subcuenca: Mantaro hasta La Oroya-40 Km aguas abajo
- $A_2 =$ 17000 Km² Subcuenca: Mantaro hasta La Mejorada
- $P_1:$ Precipitación mensual máxima de la estación pluviométrica Paragsha, período 1976-2010.
- $P_2:$ Precipitación mensual máxima de la estación pluviométrica Malpaso, período 1976-2010.

De esta forma se determina el factor de transposición para cada año del período 1976-2010, que se muestra en la Tabla N° 3.1.

III. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1 Determinación de factores de transposición de caudales máximos diarios a zona de estudio

Para el cálculo del factor de transposición de caudales máximos diarios, se ha tomado en cuenta la siguiente información:

3.2 Determinación de los caudales máximos diarios a la zona de estudio

Usando los coeficientes de transposición de la Tabla N° 3.1 y los datos de caudales máximos diarios de la estación hidrométrica La Mejorada, se obtuvieron los caudales máximos diarios en la zona de estudio, La Oroya-40 Km aguas abajo, resultados que se presentan en la Tabla N° 3.2.

Tabla N° 3.1: Coeficientes de transposición de caudales máximos diarios (K) a la zona La Oroya-40 Km aguas abajo

Año	K	Año	K	Año	K
1976	0.5074	1988	0.4010	2000	0.5449
1977	0.5888	1989	0.5554	2001	0.6311
1978	0.5053	1990	0.4094	2002	0.6292
1979	0.5611	1991	0.6144	2003	0.8329
1980	0.5449	1992	0.6922	2004	0.5933
1981	0.4759	1993	0.5911	2005	0.6889
1982	0.4918	1994	0.7027	2006	0.7228
1983	0.4205	1995	0.8049	2007	0.7084
1984	0.4976	1996	0.6082	2008	0.9287
1985	0.4494	1997	0.5218	2009	0.8892
1986	0.3492	1998	0.5438	2010	0.5563
1987	0.3613	1999	0.3932		

Tabla N° 3.2: Caudales máximos diarios en La Oroya-40 Km aguas abajo

Año	Caudal (m ³ /s)	Año	Caudal (m ³ /s)	Año	Caudal (m ³ /s)
1976	433,5	1988	370,1	2000	468,3
1977	317,1	1989	496,8	2001	483,0
1978	390,4	1990	173,4	2002	455,1
1979	431,9	1991	373,5	2003	686,7
1980	287,9	1992	164,3	2004	514,5
1981	567,2	1993	467,9	2005	481,1
1982	530,4	1994	838,0	2006	554,1
1983	183,0	1995	598,8	2007	505,3
1984	585,8	1996	351,2	2008	649,0
1985	290,5	1997	361,2	2009	730,0
1986	433,7	1998	353,2	2010	471,2
1987	206,9	1999	337,8		

3.3 Tiempo de retorno de los caudales máximos diarios en la zona de estudio

Los tiempos de retorno (TR) de los caudales máximos diarios deducidos para La Oroya-40km aguas abajo, fueron obtenidos a partir de la probabilidad de excedencia determinada con la ecuación (2.4), los resultados se muestran en la Tabla N° 3.3.

3.4 Análisis de frecuencia de los caudales máximos diarios en la zona de estudio

El análisis de frecuencia de la información de caudales máximos diarios en el sitio La Oroya, se realizó, aplicando las distribuciones de probabilidad mencionadas en el punto 2.3.3.1,

estimándose sus parámetros, el factor de frecuencia y los límites de confianza, que indicarán la incertidumbre de las extrapolaciones de los caudales máximos diarios, puesto que determinar el rango de valores donde realmente estaría estos caudales, si el rango es muy grande la incertidumbre es muy alta y si es pequeño, habrá mucha confianza en el valor estimado del caudal.

En la Tabla N° 3.4, se presentan los resultados de los cálculos realizados para la Distribución Normal, mientras que en la Figura N° 3.1, se muestra los límites de confianza determinados para esta distribución de probabilidades.

Tabla N° 3.3: Tiempo de retorno de los caudales máximos diarios en La Oroya-40 Km agua abajo

SITIO:	La Oroya - 40 Km aguas abajo		RIO: MANTARO		
Año	Caudal Máximo Anual (m ³ /s)	Caudal Máximo decreciente (m ³ /s)	m	P decreciente (m / n+1)	T (n+1) / m (Años)
1976	433,46	838,02	1	0,03	36,00
1977	317,07	730,01	2	0,06	18,00
1978	390,45	686,74	3	0,08	12,00
1979	431,95	648,99	4	0,11	9,00
1980	287,91	598,75	5	0,14	7,20
1981	567,22	585,83	6	0,17	6,00
1982	530,36	567,22	7	0,19	5,14
1983	182,98	554,05	8	0,22	4,50
1984	585,83	530,36	9	0,25	4,00
1985	290,46	514,55	10	0,28	3,60
1986	433,70	505,32	11	0,31	3,27
1987	206,93	496,82	12	0,33	3,00
1988	370,15	483,03	13	0,36	2,77
1989	496,82	481,13	14	0,39	2,57
1990	173,39	471,19	15	0,42	2,40
1991	373,53	468,32	16	0,44	2,25
1992	164,34	467,92	17	0,47	2,12
1993	467,92	455,11	18	0,50	2,00
1994	838,02	433,70	19	0,53	1,89
1995	598,75	433,46	20	0,56	1,80
1996	351,17	431,95	21	0,58	1,71
1997	361,20	390,45	22	0,61	1,64
1998	353,23	373,53	23	0,64	1,57
1999	337,77	370,15	24	0,67	1,50
2000	468,32	361,20	25	0,69	1,44
2001	483,03	353,23	26	0,72	1,38
2002	455,11	351,17	27	0,75	1,33
2003	686,74	337,77	28	0,78	1,29
2004	514,55	317,07	29	0,81	1,24
2005	481,13	290,46	30	0,83	1,20
2006	554,05	287,91	31	0,86	1,16
2007	505,32	206,93	32	0,89	1,13
2008	648,99	182,98	33	0,92	1,09
2009	730,01	173,39	34	0,94	1,06
2010	471,19	164,34	35	0,97	1,03

Tabla N° 3.4: Caudales máximos diarios en La Oroya - 40 Km aguas bajo – Distribución Normal

TR (años)	P	Q (m³/s) (observado)	w	z	Q (m³/s)	INTERVALO DE CONFIANZA	
						LCI (Q)	LCS (Q)
2	0,5000	455	1,177	0,000	444,09	400,86	487,31
5	0,2000	567	1,794	0,841	574,90	524,61	625,20
10	0,1000	649	2,146	1,282	643,35	585,01	701,68
20	0,0500	742	2,448	1,645	699,86	633,55	766,16
25	0,0400	772	2,537	1,751	716,31	647,52	785,11
50	0,0200		2,797	2,054	763,44	687,21	839,66
75	0,0133		2,939	2,217	788,72	708,35	869,09
100	0,0100		3,035	2,327	805,82	722,60	889,04
150	0,0067		3,166	2,475	828,88	741,76	916,01
200	0,0050		3,255	2,576	844,60	754,77	934,42
300	0,0033		3,378	2,713	865,93	772,41	959,45
400	0,0025		3,462	2,807	880,53	784,46	976,61
500	0,0020		3,526	2,879	891,59	793,57	989,61
1000	0,0010		3,717	3,091	924,55	820,67	1028,43

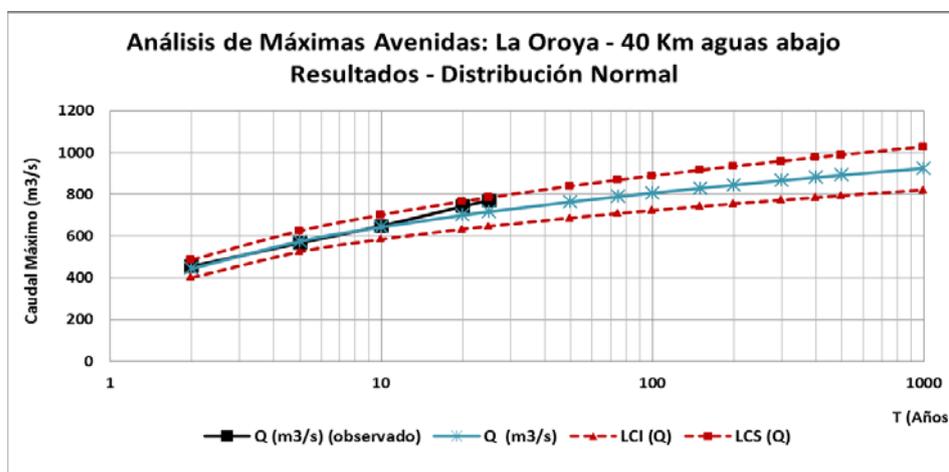


Figura N° 3.1: Límites de confianza - Caudales máximos diarios en La Oroya-40 Km Aguas abajo - Distribución Normal

3.5 Pruebas de bondad de ajuste Smirnov – Kolmogorov

Se efectuó la prueba de bondad de ajuste de Smirnov-Kolmogorov para las distribuciones mencionadas en el ítem 2.3.3.1, esto con la fina-

lidad de determinar cuál es la distribución de probabilidades a la cual se ajustan mejor los datos de caudales máximos diarios determinados para La Oroya-40 km aguas abajo. Un resumen de los resultados se muestra en la Tabla N° 3.5.

Tabla N° 3.5: Resumen de los resultados de prueba de bondad de ajuste Smirnov-Kolmogorov

PRUEBA KOLMOGOROV	NORMAL	LOG NORMAL	LOG PERSON III	GUMBEL
Min Dn	0,052	0,124	N.A.	0,104
Da crítico	0,230	0,230	0,230	0,230
Ajuste	Bueno	Bueno	-	Bueno
Observación	Menor Dn	-	-	-

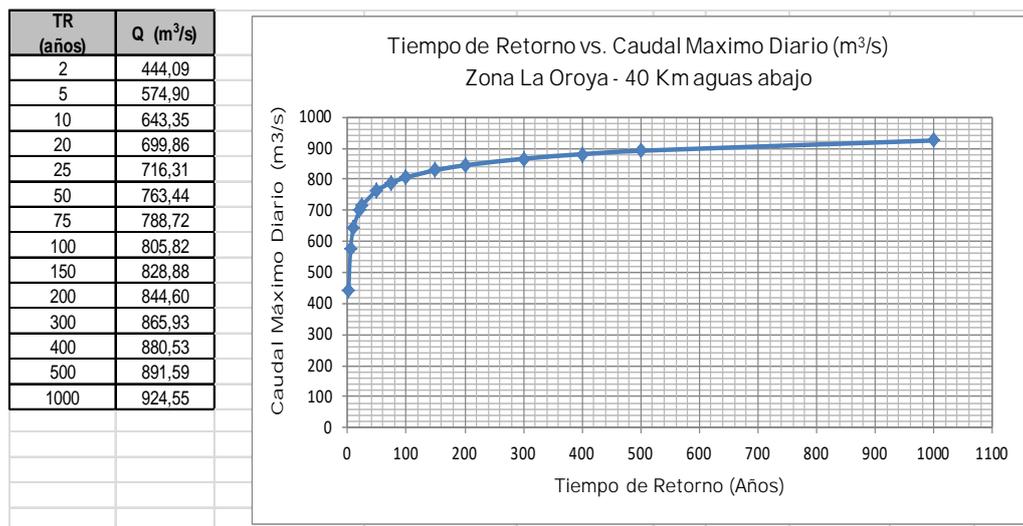


Figura N° 3.2: Caudal máximo diario vs Tiempo de retorno en La Oroya-40 Km aguas abajo.

Comparando que $D_n < D_a$ las tres distribuciones, se puede decir que con un 95% de seguridad que el ajuste es bueno, en tres de las distribuciones antes mencionadas. La distribución Normal presenta el D_n menor, por lo que se concluye que es la que mejor se ajusta de las tres.

3.6 Distribución teórica de probabilidades de mejor ajuste de los datos de Caudales máximos diarios de La Oroya-40km aguas abajo y relación entre el Tiempo de retorno y el Caudal máximo diario

La prueba de bondad de ajuste de Smirnov-Kolmogorov, determino que distribución teórica de probabilidades Normal proporcionará valores de caudal máximo diario que más se ajustan a los caudales máximos diarios analizados en el punto de estudio La Oroya-40km aguas abajo, lo cual permite obtener una correlación entre los períodos de retorno y los caudales máximos diarios, usándose para ello los resultados expuestos en la Tabla N° 3.4, ver Figura N° 3.2.

IV. CONCLUSIONES

- 1 La calidad y confiabilidad de la información pluviométrica, caudales máximos diarios, topografía y cartográfica disponible y recopilada son importantes para el análisis hidrológico.

- 2 El análisis estadístico de los caudales máximos diarios en La Oroya-40 km aguas abajo, determina el caudal para cada periodo de retorno requerido, utilizándose para ello las distribuciones teóricas de probabilidades: Normal, Log Normal, Gumbel y Log Pearson III.
- 3 La Prueba de Bondad de ajuste de Smirnov-Kolmogorov, que dio como resultado que la Distribución de Normal proporciona los valores de caudales máximos diarios que más se ajustan a los datos de caudales máximos diarios determinados para la zona La oroya-40 Km agua abajo, por tener un valor D_n mínimo del orden de 0.052.
- 4 El caudal máximo diario o caudal de avenidas para el diseño de las obras de protección de infraestructura vial, transporte e infraestructura hidráulica, en el área de estudio, que corresponde al de un periodo de 100 años es de 805.82 m³/s.
- 5 Se recomienda la aplicación de la metodología de estudio de la presente investigación para determinar el caudal de diseño de las obras de defensa riveraña, obras de reforzamiento de estructuras de puentes, obras de protección de inundaciones de zonas agrícolas en la zona de estudio y su aplicación en otras cuencas hidrográficas para el análisis de proyectos de ingeniería aplicados a la prevención de desastres por inundación en nuestro país.

V. AGRADECIMIENTOS

Para presentar este trabajo, el autor agradece al equipo y profesores que participaron y a los revisores de la Revista de Investigación de la Facultad de Ingeniería Geológica, Minera, Metalurgia y Geográfica, quienes con sus aportes y correcciones contribuyeron a mejorar su presentación.

VI. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. Aliaga, A. (1985). *Hidrología Estadística*. Lima, Perú: Publidrat.
2. Chow, V. T., Maidment, D. R. y Mays, L. W. (1994). *Hidrología Aplicada*. Santafé de Bogotá, Colombia: Mc Graw-Hill.
3. *Distribución de Probabilidades en Hidrología*. (<http://fluidos.eia.edu.co/hidrologiai/probabilidad/probabilidad.htm>).
4. Linsley, R. K. y Franzini, J. B. (1984). *Ingeniería de los Recursos Hidráulicos*. México: CECSA.
5. Organismo Supervisor de la Inversión en Energía y Minería (2014). *Estudio Técnico Económico de Determinación de Precios de Potencia y Energía para la Fijación Tarifaria de Mayo 2014 - Abril 2015*. Lima, Perú: OSINERGMIN.
6. Sarango, J. D., Velásquez, B. T., Rozas, O. G., Gastelo V. J. (2014). *Estudio de máximas avenidas para la protección de zonas de posible inundación ubicada en el tramo La Oroya- 40 km aguas abajo en la cuenca del río Mantaro*. FCF-VRI-UNMSM.