



UNIVERSIDAD
DE PIURA

REPOSITORIO INSTITUCIONAL
PIR HUA

CAUDALES DE DISEÑO EN EL RÍO PIURA Y SU VARIACIÓN HISTÓRICA ANTE EL FENÓMENO EL NIÑO

Claudia Palacios-Santa Cruz

Piura, abril de 2010

FACULTAD DE INGENIERÍA

Departamento de Ingeniería Civil



Esta obra está bajo una licencia

[Creative Commons Atribución-NoComercial-SinDerivar 4.0 Internacional](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/)

[Repositorio institucional PIRHUA – Universidad de Piura](https://repositorio.institucional.pirhua.edu.pe/)

UNIVERSIDAD DE PIURA

FACULTAD DE INGENIERIA



“Caudales de diseño en el río Piura y su variación histórica ante el Fenómeno El Niño”

**Tesis para optar el Título de
Ingeniería Civil**

Claudia Lisseth Palacios Santa Cruz

Asesora: Mgtr. Marina Farías de Reyes

Piura, Abril 2010

Dedicatoria

A Dios por su infinita misericordia.
A mis padres Juan y Luz y hermano Juan C.
por su apoyo incondicional.
A mi amado Ewar por su inmenso amor.
A mi hijo Fabrizza por ser mi inspiración.

Prólogo

Un factor de riesgo siempre está presente, un evento más extremo que cualquier otro históricamente conocido puede ocurrir en cualquier momento. Por eso es necesario contar con una estimación precisa de la relación entre los valores extremos de los caudales y su probabilidad de ocurrencia; siendo un tema crucial para la seguridad de las distintas obras hidráulicas.

Los caudales de diseño han venido siendo estimados sobre condiciones hidrológicas pasadas, por lo que al observarse tendencias de aumento de precipitaciones y caudales muy probablemente por cambio climático se decide realizar nuevos cálculos de caudales de diseño con series de datos que tengan las condiciones hidrológicas actuales donde se observa el aumento de estos eventos extremos afectados por la ocurrencia del Fenómeno El Niño (FEN). Por lo tanto, para la construcción de nuevas obras hidráulicas y la verificación de las actuales, es necesario contar con caudales de diseño que den mayor seguridad para distintas condiciones hidrológicas presentes y futuras.

Doy un especial agradecimiento a mi asesora Mgtr. Marina Farías de Reyes por ser una maestra paciente y una guía entusiasta. Asimismo, quiero agradecer a la Universidad de Piura por la formación académica y ética invaluable, que siempre llevaré presente.

Índice

Introducción	11
Capítulo 1	13
Aspectos generales	13
1.1 Caudal y precipitación.....	13
1.1.1. Aguas superficiales	13
1.1.2. El curso de los ríos.....	14
1.1.3. Régimen hidrológico	14
1.1.4. Caudal de un río	14
1.1.5. Tipos de caudales.....	16
1.1.5.1 Caudal instantáneo.....	16
1.1.5.2 Caudal máximo instantáneo.....	16
1.1.5.3 Caudal medio diario.....	16
1.1.5.4 Caudal máximo diario.....	16
1.1.5.5 Caudal medio mensual.....	17
1.1.5.6 Caudal máximo mensual.....	17
1.1.5.7 Caudal medio anual	17
1.1.6. Relación caudal pico/caudal diario	17
1.1.7. Precipitación.....	18
1.2 El recurso hídrico en Perú	18
1.2.1 Escasez de agua en el Perú	19
1.2.2 Precipitaciones en la región Piura	19
1.2.3 Sequía	19
1.2.4 Inundación.....	21
1.3 Año hidrológico.....	22
1.4 Período de retorno	24
Capítulo 2	27
Cuenca del río Piura y el FEN	27
2.1. Cuenca del río Piura	27
2.1.1 Ubicación geográfica.....	27
2.1.2 Descripción de la cuenca	28
2.1.3 Clima	29
2.1.4 Zonificación de la cuenca del río Piura	30
2.1.4.1 Zona Medio y Bajo Piura.....	30

2.1.4.2	Zona Alto Piura.....	30
2.1.5	Relieve de la cuenca	30
2.2.	Estaciones Hidrométricas del río Piura	31
2.2.1.	Estación simple o limnimétrica	32
2.2.1.1	Estación de aforo Los Ejidos	32
2.2.1.2	Estación de aforo Tambogrande	34
2.2.2.	Estación limnigráfica	35
2.2.2.1.	Estación de aforo Ñácara	35
2.3.	Sistema de alerta temprana (SIAT)	37
2.4.	Datos hidrométricos.....	38
2.4.1.	Base de datos.....	38
2.4.2.	Traslado de Datos.....	39
2.4.3.	Estructura del banco de datos.....	40
2.5.	El FEN y su cronología	40
2.5.1.	Definición del FEN	40
2.5.2.	Cronología del FEN	41
2.5.3.	Impactos del FEN en la costa norte del Perú	51
2.5.4.	Aporte peruano al conocimiento del FEN.....	53
2.5.4.1	Crónicas	53
2.5.4.2	Estudios.....	53
2.6.	Dendrocronología.....	53
2.6.1.	Definición.....	53
2.6.2.	Aplicaciones de la dendrocronología en el Perú.....	54
2.6.2.1	Aplicación Dendroclimatológica	54
2.6.2.2	Aplicación Dendroisotópica	55
2.6.2.3	Aplicación Dendroecológica.....	55
2.6.2.4	Aplicación Dendroarqueológica	55
Capítulo 3	57
Extensión de las series hidrométricas	57
3.1.	Introducción.....	57
3.2.	Análisis estadístico de caudales máximos	58
3.3.	Relación caudal pico/caudal diario.....	58
3.4.	Serie hidrológica de la estación Los Ejidos.....	59
3.4.1.	Longitud de la serie medida	59

3.4.2.	Homogeneidad y calidad de la serie.....	60
3.4.3.	División de la base de datos.....	60
3.4.4.	Estadística descriptiva de caudales	61
3.4.5.	Pruebas de hipótesis.....	62
3.4.5.1.	Prueba Z de dos medias con varianza conocida	63
3.4.5.2.	Prueba F de dos varianzas	63
3.4.6.	Media móvil.....	64
3.4.7.	Conclusiones	66
3.5.	Serie hidrológica de la estación Ñácara.....	67
3.5.1.	Extensión de la base de datos de la estación Ñácara.....	67
3.5.2.	División de la base de datos	72
3.6.	Serie hidrológica de la estación Tambogrande.....	72
3.6.1.	Extensión de la base de datos de la estación Tambogrande.....	72
3.6.2.	División de la base de datos.....	73
Capítulo 4	77
Determinación de los caudales de diseño	77
4.1.	Introducción.....	77
4.2.	Distribuciones de probabilidad.....	78
4.2.1.	Distribución Log- Normal de 3 parámetros	78
4.2.1.1.	Estimación de parámetros.....	79
4.2.1.2.	Función densidad	79
4.2.1.3.	Función acumulativa.....	79
4.2.1.4.	Cálculo de los caudales de diseño con Excel.....	80
4.2.2.	Distribución Gamma de 3 parámetros o Pearson tipo III.....	80
4.2.2.1.	Estimación de parámetros.....	80
4.2.2.2.	Función densidad	81
4.2.2.3.	Función acumulativa.....	81
4.2.2.4.	Cálculo de los caudales de diseño.....	81
4.2.3.	Distribución Log Pearson tipo III	82
4.2.3.1.	Estimación de parámetros.....	82
4.2.3.2.	Función de densidad	82
4.2.3.3.	Función acumulativa.....	82
4.2.3.4.	Cálculo de los caudales de diseño.....	83
4.2.4.	Distribución Gamma de 2 parámetros.....	83

4.2.4.1.	Estimación de parámetros.....	83
4.2.4.2.	Función densidad.....	84
4.2.4.3.	Función acumulativa.....	84
4.2.4.4.	Cálculo de los caudales de diseño con Excel.....	84
4.2.5.	Distribución exponencial.....	84
4.2.5.1.	Estimación de parámetros.....	85
4.2.5.2.	Función densidad.....	85
4.2.5.3.	Función acumulativa.....	85
4.2.5.4.	Cálculo de los caudales de diseño con Excel.....	85
4.2.6.	Distribución Gumbel.....	86
4.2.6.1.	Estimación de parámetros.....	86
4.2.6.2.	Función densidad.....	86
4.2.6.3.	Función acumulativa.....	86
4.2.6.4.	Cálculo de los caudales de diseño con Excel.....	87
4.2.7.	Distribución Log-Gumbel.....	87
4.2.7.1.	Estimación de parámetros.....	87
4.2.7.2.	Función densidad.....	87
4.2.7.3.	Función acumulativa.....	88
4.2.7.4.	Cálculo de los caudales de diseño con Excel.....	88
4.3.	HidroEsta.....	88
4.3.1.	Distribución Log-Normal 3 parámetros.....	89
4.3.2.	Distribución Gamma de 3 parámetros.....	90
4.3.3.	Distribución Log-Pearson tipo III.....	92
4.3.4.	Distribución Gamma de 2 parámetros.....	93
4.3.5.	Distribución Gumbel.....	94
4.3.6.	Distribución Log-Gumbel.....	95
4.4.	Aplicación de modelos.....	96
4.5.	Pruebas de bondad de ajuste.....	96
4.5.1.	Ajuste gráfico.....	97
4.5.2.	Prueba Smirnov-Kolmogorov.....	97
Capítulo 5	101
Análisis y resultados	101
5.1.	Caudales de diseño.....	101
5.2.	Variación histórica de los caudales.....	104
5.2.1.	Variación histórica de caudales de diseño en la estación Los Ejidos.....	105

5.2.2.	Variación histórica de caudales de diseño en la estación Tambogrande	106
5.2.3.	Variación histórica de caudales de diseño en la estación Nácara	107
Conclusiones		109
Recomendaciones		111
Bibliografía		112
Anexos		113
<i>Anexo A. 1 Base de datos de caudales de la estación Los Ejidos</i>		115
<i>Anexo A. 2 Base de datos de caudales de la estación Nácara</i>		118
<i>Anexo A. 3 Base de datos de caudales de la estación de Tambogrande</i>		120
<i>Anexo A. 4: Valores de K para la distribución Pearson III y Log Pearson III.....</i>		121
<i>Anexo A. 5: Valores críticos de $\Delta 0$ del estadístico Smirnov-Kolmogorov Δ.....</i>		122
<i>Anexo A.6 Análisis con distribución LN3 en Excel para S5E.....</i>		123
<i>Anexo A.7 Análisis con distribución Pearson tipo III en Excel para S5E.</i>		125
<i>Anexo A.8 Análisis con distribución Log-Pearson tipo III en Excel para S5E.</i>		127
<i>Anexo A.9 Análisis con distribución Gamma 2 en Excel para S5E.</i>		129
<i>Anexo A.10 Análisis con distribución Exponencial en Excel para S5E.</i>		131
<i>Anexo A.11 Análisis con distribución Gumbel en Excel para S5E.</i>		133
<i>Anexo A.12 Análisis con distribución Log Gumbel en Excel para S5E.</i>		135
<i>Anexo A.13 Análisis con HidroEsta para S5E</i>		137
<i>Anexo A.14 Análisis con HidroEsta para S1E</i>		138
<i>Anexo A.15 Análisis con HidroEsta para S2E</i>		139
<i>Anexo A.16 Análisis con HidroEsta para S3E</i>		140
<i>Anexo A.17 Análisis con HidroEsta para S4E</i>		141
<i>Anexo A.18 Análisis con HidroEsta para S6E</i>		142
<i>Anexo A.19 Análisis con HidroEsta para SIT.....</i>		143
<i>Anexo A.20 Análisis con HidroEsta para S2T.....</i>		144
<i>Anexo A.21 Análisis con HidroEsta para S3T.....</i>		145
<i>Anexo A.22 Análisis con HidroEsta para S4T.....</i>		146
<i>Anexo A.23 Análisis con HidroEsta para S5T.....</i>		147
<i>Anexo A.24 Análisis con HidroEsta para S6T.....</i>		148
<i>Anexo A.25 Análisis con HidroEsta para S1Ñ</i>		149
<i>Anexo A.26 Análisis con HidroEsta para S2Ñ</i>		150
<i>Anexo A.27 Análisis con HidroEsta para S3Ñ</i>		151
<i>Anexo A.28 Análisis con HidroEsta para S4Ñ</i>		152
<i>Anexo A.29 Análisis con HidroEsta para S5Ñ</i>		153
<i>Anexo A.30 Análisis con HidroEsta para S6Ñ</i>		154

Introducción

Los problemas hidrológicos afectan directamente la vida y las actividades de gran cantidad de personas. Un factor de riesgo siempre está presente, un evento más extremo que cualquier otro históricamente conocido puede ocurrir en cualquier momento. Por ello esta tesis consiste en modelar los caudales de diseño para las estaciones hidrométricas Los Ejidos, Tambogrande y Ñácara, siendo éstas las estaciones más importantes del río Piura, con el fin de poder diseñar las estructuras con mayor seguridad en cuanto a los aspectos técnicos y económicos.

El río Piura permanece seco gran parte del año, aumentando su caudal durante los primeros meses. Sin embargo, esta situación no es estática y a lo largo del tiempo los registros de lluvias y caudales han variado gradualmente. La presa Los Ejidos antes del año 1983 tenía un caudal de diseño aproximado de $2500 \text{ m}^3/\text{s}$, después de 1983 un caudal de $3200 \text{ m}^3/\text{s}$; y después del año 1998 un caudal de $3900 \text{ m}^3/\text{s}$. Esto se debe a la variabilidad de precipitaciones que durante los FEN extraordinarios ocurridos están por encima de los 2000 mm. En base a la observación de este aumento de caudales, comprobada por pruebas de hipótesis y media móvil, se decide dividir la base de datos antes de la ocurrencia de cada FEN con el propósito de determinar la variación histórica del río Piura ante el FEN, y proponer los caudales de diseño para la serie de 1983-2008 para cada estación.

En el cauce del río Piura, diversas entidades estatales han venido recolectando información de aforos desde 1925 e información meteorológica desde 1932. La mayor parte de la información sobre el clima se encuentra registrada y archivada en el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología, SENAMHI. El proyecto Chira-Piura ha venido operando estaciones de medición del clima y caudales desde 1972, obteniendo información de las 3 estaciones hidrométricas que se analizan en esta tesis.

El diseño de una obra hidráulica está asociado a la ocurrencia de un evento hidrológico de cierto período de retorno. La estimación de los caudales de diseño para un tiempo de vida útil de las obras depende de la información disponible en el sitio que se está analizando. Para las estaciones Ñácara y Tambogrande se realizó una extensión del banco de datos de los caudales máximos instantáneos de 1925-2008, basada en la estación Los Ejidos mediante correlaciones con los caudales máximos diarios.

El papel de la estadística es funcionar como una herramienta en el análisis de la base de datos, en el diseño y en la extracción de conclusiones a partir de ellos. Por ello se realiza el análisis para los caudales de diseño, relacionándose así la magnitud de estos eventos extremos con su frecuencia de ocurrencia mediante el uso de distribuciones de probabilidad. Dando como resultado el mejor ajuste a la distribución Gamma de 2 parámetros, obteniéndose los caudales de diseño para las tres estaciones del río Piura.

Capítulo 1

Aspectos generales

1.1 Caudal y precipitación

1.1.1. Aguas superficiales

Las aguas que discurren por la superficie de la tierra son muy importantes para los seres vivos, a pesar de que suponen una ínfima parte del total de agua que hay en el planeta. Su importancia reside en la proporción de sales que llevan disueltas, muy pequeña en comparación con las aguas marinas. Por eso decimos que se trata de agua dulce.

En general proceden directamente de las precipitaciones que caen desde las nubes o de los depósitos que estas forman. Siguiendo la fuerza de la gravedad, los ríos discurren hasta desembocar en el mar o en zonas sin salida que llamamos lagos. En la Fig. 1.1 se muestra una fotografía del río Piura con un caudal en épocas normales.



Fig.1. 1 Río Piura

Fuente: PeruInside.com

1.1.2. El curso de los ríos

Los ríos nacen en manantiales a partir de aguas subterráneas que salen a la superficie o en lugares en los que se funden los glaciares. A partir de su nacimiento siguen la pendiente del terreno hasta llegar al mar. Un río con sus afluentes drena una zona llamada cuenca hidrográfica.

Desde su nacimiento en una zona montañosa y alta hasta su desembocadura en el mar, el río suele ir disminuyendo su pendiente. Normalmente la pendiente es fuerte en el primer tramo del río, curso alto; y muy suave cuando se acerca a la desembocadura, curso bajo. Entre las dos suele haber una pendiente moderada, curso medio.

Los ríos sufren variaciones en su caudal, que aumenta en las estaciones lluviosas o de deshielo y disminuye en las secas. Las crecidas pueden ser graduales o muy bruscas, dando lugar a inundaciones catastróficas.

1.1.3. Régimen hidrológico

Las variaciones de caudal definen el régimen hidrológico de un río. Las variaciones temporales se dan durante o después de las tormentas. En casos extremos se puede producir la crecida cuando el aporte de agua es mayor que la capacidad del río para evacuarla, desbordándose y cubriendo las zonas llanas próximas. El agua que circula bajo tierra, tarda mucho más en alimentar el caudal y puede llegar al cauce en días, semanas o meses después de la lluvia que generó la esorrentía. Esto se conoce como caudal base.

Si no llueve en absoluto o la media de las precipitaciones es inferior a lo normal durante largos períodos de tiempo, un río puede llegar a secarse cuando el aporte de agua de lluvia acumulada en el suelo y el subsuelo reduce el aporte de caudal base a cero. Esto puede tener consecuencias socioeconómicas desastrosas para la vida del río y sus riberas y para la gente que dependa de éste para su suministro de agua y otros usos.

La variación espacial se da porque el caudal del río aumenta aguas abajo, a medida que se van recogiendo las aguas de la cuenca de drenaje y los aportes de las cuencas de otros ríos que se unen como afluentes. Debido a esto, el río suele ser pequeño en las montañas, cerca de su nacimiento, y mucho mayor en las tierras bajas, próximas a su desembocadura. La excepción son los desiertos, en los que la cantidad de agua que se pierde por la filtración o evaporación en la atmósfera supera la cantidad que aportan las corrientes superficiales.

1.1.4. Caudal de un río

Caudal es el volumen de agua por unidad de tiempo que pasa por una sección de un cauce. El caudal de un río es fundamental en el dimensionamiento de presas y obras de control de avenidas. Dependiendo del tipo de obra, se emplean diferentes tipos de caudales con un determinado tiempo de recurrencia o período de retorno.

La medición práctica del caudal líquido en las diversas obras hidráulicas, tiene una importancia muy grande, ya que de estas mediciones depende muchas veces el buen funcionamiento del sistema hidráulico como un todo, y en muchos casos es fundamental para garantizar la seguridad de la estructura.

Hidrograma

Es la representación del caudal en función del tiempo, expresando las variaciones temporales de los caudales o los aportes de un río en una sección determinada (Fig.1. 2). En la Fig.1. 3 se tiene el hidrograma con sus cuatro puntos característicos. A: Inicio del escurrimiento directo. B: Momento del caudal pico o máximo. C: Cese del escurrimiento laminar. D: Cese del escurrimiento directo. En base a ello se definen los tiempos: Tiempo al pico entre A y B, tiempo base del hidrograma entre A y D, tiempo de vaciado del escurrimiento directo entre C y D.

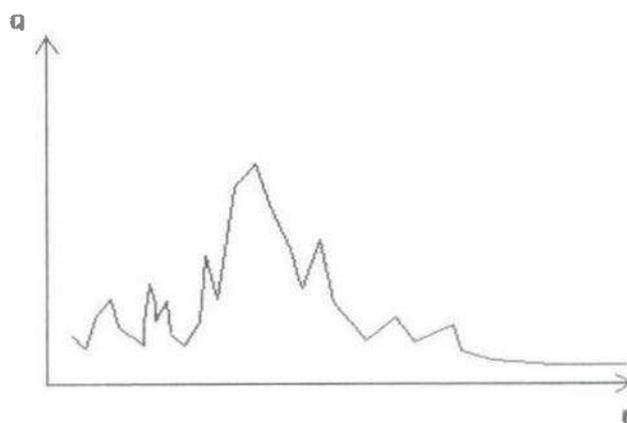


Fig.1. 2 Hidrograma Q vs t

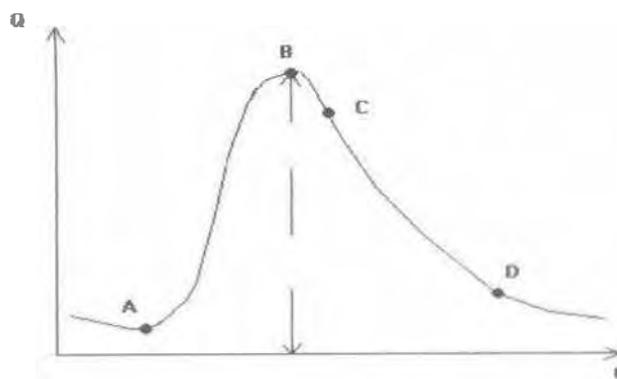


Fig.1. 3 Hidrograma con sus 4 puntos característicos.

1.1.5. Tipos de caudales

Al manejar datos hidrométricos frecuentemente se encuentran diversos términos técnicos que pueden ser confundidos por su similitud. A continuación se explican algunos de ellos:

1.1.5.1 Caudal instantáneo

Como su nombre lo dice, es el caudal que se determina en un instante determinado a lo largo del día, según el tipo de medición con que se cuenta. En la estación Nácara por ejemplo se usa el limnógrafo, con ello se ayuda a obtener caudales instantáneos de manera continua. En la estación Tambogrande y Los Ejidos se mide con limnómetro, su determinación se hace en forma indirecta, determinado el nivel del agua en el río (N_0), e interpolando el caudal en la curva calibrada de la sección determinada precedentemente. Se expresa de la siguiente manera:

$$Q_0 = F_q(N_0), \text{ en m}^3/\text{s}.$$

1.1.5.2 Caudal máximo instantáneo

Es aquel caudal de máximo valor que se obtiene de los caudales máximos instantáneos para un determinado período de retorno, puede ser caudal horario, diario, mensual o anual. En esta tesis se usan caudales anuales para la obtención de análisis y resultados.

1.1.5.3 Caudal medio diario

Es la media de los caudales instantáneos medidos a lo largo del día.

Si la sección de control es del tipo limnimétrica, normalmente se hacen dos lecturas diarias de nivel, cada 12 horas y se halla el caudal medio diario de la siguiente manera:

$$Q_{md} = \frac{F_q(N1) + F_q(N2)}{2}, \text{ en m}^3/\text{s}.$$

Si la sección es del tipo limnigráfica convencional, es decir que está equipada con un registrador sobre cinta de papel, el hidrólogo decide, en base a la velocidad de variación del nivel del agua, el número de observaciones que considerará en el día. Siendo M , el número de puntos considerado, la fórmula anterior se transformará en la siguiente:

$$Q_{md} = \sum_{j=1}^M \frac{F_q(N_j)}{M}, \text{ en m}^3/\text{s}.$$

Así mismo se puede halla el caudal medio diario integrando el área bajo la curva con ayuda de una hoja de cálculo.

1.1.5.4 Caudal máximo diario

Es aquel caudal de máximo valor que se obtiene de los caudales medios diarios registrados en un mes o en un año.

1.1.5.5 Caudal medio mensual

El caudal medio mensual es la media de los caudales medios diarios del mes en examen (M = número de días del mes, 28; 30; o, 31, según corresponda):

$$Q_{mm} = \frac{\sum_{i=1}^M Q_{md}}{M}, \text{ en m}^3/\text{s}.$$

1.1.5.6 Caudal máximo mensual

Es aquel caudal de máximo valor que se obtiene de los caudales medios mensuales de un año determinado.

1.1.5.7 Caudal medio anual

El caudal medio anual es la media de los caudales medios mensuales.

$$Q_{ma} = \frac{\sum_{i=1}^{12} Q_{mm}}{12}, \text{ en m}^3/\text{s}.$$

1.1.6. Relación caudal pico/caudal diario

Es la relación que existe entre el caudal máximo instantáneo y el caudal máximo diario. Generalmente, se admite un valor promedio de 1.6 para esta relación, sabiendo que los resultados de numerosos estudios de crecidas extremas en el mundo dan valores de dicho coeficiente variando entre 1,2 y 2,2 (con valor promedio 1,6) con una probabilidad de 90%. Sin embargo, los valores pueden alcanzar valores mucho más elevados para cuencas pequeñas. A título de ejemplo, en la costa norte del Perú, la relación entre caudal máximo diario y caudal máximo instantáneo varía en función del tamaño de la cuenca hidrográfica (Tabla 1. 1).

Tabla 1. 1 Relación caudal pico/caudal diario, en la vertiente del Pacífico, en el norte de Perú

Superficie de cuenca (Km ²)	Qpico/Qdiario
S > 3000	1.2
1000 < S > 3000 km ²	1.3
800 < S > 1000 km ²	1.4
600 < S > 800 km ²	1.6
400 < S > 600 km ²	2.0
200 < S > 400 km ²	2.5
S > 200 km ²	de 3.0 hasta 5.0 ó 6.0

Fuente: Wikipedia.org

1.1.7. Precipitación

La precipitación es un componente fundamental del ciclo hidrológico y se toma como el inicio del mismo para fines descriptivos.

La precipitación que cae sobre la cuenca, se descompone en tres componentes:

- a) Aquella parte que es interceptada por la vegetación,
- b) la que llegada al suelo se infiltra alimentando la humedad del suelo, y
- c) la que se almacena en las depresiones superficiales.

Cuando las depresiones, tales como esteros, lagunas, lagos, etc., comienzan a llenarse y la intensidad de precipitación es superior que la capacidad de infiltración, aparece la precipitación en exceso, que fluye como escurrimiento laminar y luego como escurrimiento en cauce, constituyendo el escurrimiento superficial.

La cantidad de precipitación infiltrada tiene como destino: Abastecer la humedad del suelo, y superados ciertos niveles de humedad, recargar la napa freática.

El escurrimiento subterráneo se produce por descarga de la napa en el cauce, en época de estiaje del arroyo o río.

El escurrimiento que se produce en la sección de salida o control de la cuenca, se divide en escurrimiento directo o superficial, y el escurrimiento base, compuesto por el escurrimiento subterráneo.

1.2 El recurso hídrico en Perú

El agua es la sustancia más abundante de la tierra, es el principal constituyente de los seres vivos y es una fuerza importante que constantemente está cambiando la superficie terrestre. También es un factor clave de la climatización de nuestro planeta para la existencia humana y en la influencia en el progreso de la civilización. El agua está en su papel esencial para el desarrollo de la vida, en su carácter irremplazable y único.

El agua dulce constituye únicamente el 1% de la totalidad de agua existente en el mundo. El Perú puede considerarse un país privilegiado al poseer el 5% del agua potable a nivel mundial, sin embargo este recurso es manejado de manera inadecuada, generándose escasez y falta de suministro para aquellas zonas más alejadas y pobres del país. El 92 % del agua dulce en el Perú es consumida por la agricultura y ganadería, este abismal porcentaje se debe al uso ineficiente, inadecuadas prácticas de riego, desaprovechamiento de caudales, inexistentes estructuras de drenaje como sistemas por goteo y aspersión. El caudal en los ríos de la costa viene disminuyendo significativamente en los últimos años, con el agravante que los caudales tienden a concentrarse además en crecidas violentas y destructivas, ante el deterioro ambiental y deforestación de las cuencas. (*Pavez, 2005*).

La disponibilidad de agua adecuada y suficiente es un problema que está afectando crecientemente las sociedades humanas contemporáneas. Si bien son las zonas áridas o semiáridas, como nuestra costa norte del Perú que estamos sufriendo la carencia o mala calidad del agua en forma más aguda, igualmente las zonas más húmedas pueden experimentar problemas de insuficiencia, desaprovechamiento o contaminación de sus caudales hídricos.

1.2.1 Escasez de agua en el Perú

El estudio de la disponibilidad de agua en el Perú, desarrollado por el SENAMHI a través de la Dirección General de Hidrología y Recursos Hídricos, en base al análisis de la información de precipitación, temperatura y caudal, nos permite conocer su distribución y variabilidad espacial y temporal. El análisis de cuánta agua hay en el Perú, implica cuantificar la precipitación y la evapotranspiración, que son la entrada y salida respectivamente, lo que nos lleva a realizar una diferencia entre ellas para conocer la disponibilidad de agua. (*SENAMHI, 2000*)

Se ha determinado que la disponibilidad de agua en la vertiente del Pacífico es de 16.42 mm, en el Atlántico es de 2696,56 mm y en el Titicaca es de 129,85 mm, lo que nos indica el pobre aporte de precipitaciones que registra la costa peruana y sin embargo en ella se sustenta la actividad agrícola del país. El potencial de agua dulce superficial en el país es de algo más de 2,000 billones de metros cúbicos, éste potencial, sin embargo, disminuye año a año como consecuencia del proceso de deshielo de la Cordillera de los Andes iniciado hace 150 años, y que se ha acelerado dramáticamente en las últimas tres décadas. (*SENAMHI, 2008*)

Hay que tomar en cuenta que el 95% de la población peruana se abastece del agua que fluye desde las cumbres andinas. El proceso se agrava por un mal manejo de las cuencas hidrográficas, que por acción del ser humano han perdido la vegetación natural disminuyendo su capacidad de retención de agua.

1.2.2 Precipitaciones en la región Piura

Como consecuencia del FEN, las lluvias asociadas a las regiones costeras del norte del Perú y el sur del Ecuador representan una de las anomalías climáticas más importantes que se pueda encontrar sobre la tierra. Estos eventos del FEN están relacionados con un calentamiento anómalo del Océano Pacífico y la ocurrencia de mayores lluvias convectivas a lo largo de la costa norte del Perú y la costa sur del Ecuador. Durante los años de FEN, se producen lluvias más intensas de lo normal, que provocan serios daños en la zona.

Las precipitaciones promedio, en la ciudad de Piura y alrededores son del orden de los 50 mm anuales. Durante los años considerados como FEN, éstas tienen precipitaciones superiores a los 120 mm anuales, mientras que en 1983 y 1998 éstas llegaron cerca de los 3000 mm anuales.

Para apreciar mejor lo extraordinario de estos años hay que tener presente que las lluvias experimentadas en 1983 fueron, muy probablemente, las mayores sufridas por la región en sus más de 450 años de historia escrita y de tradición hispánica (*Woodman, 1985*).

Pero las lluvias de 1998 superaron a las de 1983, siendo así que la región Piura vivió otro FEN en tan solo 15 años después.

1.2.3 Sequía

Como muestra la historia, las lluvias torrenciales y las inundaciones subsecuentes producidas por el FEN, se han intercalado con períodos de sequía de también irregular duración y escasez de agua, pero también de muy diversa área de impacto. Sin embargo, este tipo de problema ha sido muchísimo menos estudiada.

Prevalece la errónea idea de que es un asunto menos grave. Sin embargo, ya a principios del siglo XIX, el sabio y científico alemán Alexander Von Humboldt habría dado una muy seria y grave advertencia al cabo de estudiar las condiciones meteorológicas en Piura y otras partes del norte peruano. Humboldt, podríamos decir basta con seguridad, quizá tuvo en mente un plazo históricamente largo, mas no precisó ninguno. Del recuento que realizó Santiago Távora se extrae, que Piura ha sufrido sequías en los periodos 1791–1802, 05–14, 29, 38–43. Y Juan Helguero agrega que se sufrió sequías en 47–49, 51, 53, 55–56, 58–61, 63, 65, 67–70, 72–76, 79, 81–83, 85, 90, 92–98, 1900–1901 y 1903. De declaraciones al exprefecto de Piura, Leguía y Martínez, recogidas, por Jorge Moscol se desprende que la sequía se prolongó de 1904 a 1911. Esto es, corroborándose las graves y sustantivas preocupaciones de Humboldt, que fueron secos 76 de 120 años en Piura. Entre 1791 y 1911, a consecuencia de las predominantes sequías, el 63% de las campañas agrícolas fueron pobres. En 1883 la escasez de lluvias en la costa y en las partes altas del valle fue tal que las aguas del río Piura ni siquiera llegaron a discurrir por el cauce que cruza la ciudad, y menos llegaron al océano. La sequía más larga que se recuerda en el bajo Piura es la que se presentó después de las terribles lluvias del año 1891, que duró veinte años. A partir de 1932, en que empezaron a hacerse registros meteorológicos, y hasta 1992, las lluvias, medidas en la estación CORPAC de la ciudad de Piura, fueron iguales o menores a 25 mm/año en 24 campañas agrícolas, y en otras 11 iguales o menores a 50 mm/año. El 40% del tiempo fue de grave sequía, siendo la más prolongada y crítica la de 1960–64 (*Klawer A. 2001*).

No obstante, debe reconocerse que en las últimas décadas se han concretado inversiones significativas que apuntan a resolver en parte el problema de la reiterativa escasez de agua en la costa. En Piura, se tiene, la represa de Poechos (mil millones de metros cúbicos) en el río Chira, y de la derivación de parte de las aguas de éste al Piura.

La ciencia en estos últimos años, tras encontrar la causa de estos recurrentes y costosos periodos de sequía que agudizan la escasez de agua en la costa peruana y en la zona norte en particular, ha empezado a hablar del fenómeno al que se ha dado en denominar La Niña, pero también ENOS, fase fría. Según la *National Oceanographic and Atmospheric Agency* de los Estados Unidos, *NOAA*.

La Niña está caracterizada por inusuales temperaturas bajas en el Océano Pacífico Ecuatorial, por lo general se presenta inmediatamente después del FEN. Trenberth explica que el calor incrementado, durante la fase caliente, es liberado hacia la atmósfera principalmente en la forma de incremento de la evaporación, enfriándose así el océano y, retornando a sus temperaturas normales. Pero La Niña, según los expertos, no sería sólo un retorno a la normalidad. Sería un enfriamiento aún más pronunciado, con temperaturas superficiales del mar de hasta 2 °C por debajo de lo normal en las costas del Perú. Un ejemplo de sequía se puede apreciar en la Fig. 1.4.

Una combinación de sequía, o una secuencia de sequías, y actividades humanas puede conducir a la desertificación de áreas vulnerables, semiáridas y secas, donde la estructura del suelo y la fertilidad del suelo son degradadas y los recursos bio productivos pueden disminuir o desaparecer. (*Kundzewicz, 1997*).



Fig.1. 4 Sequía en nuestra región Piura.

1.2.4 Inundación

En la región Piura se producen inundaciones durante los meses de verano cuando las precipitaciones son extraordinarias, los ríos salen de su cauce e inundan zonas de producción agropecuaria y poblados.

El incremento notable de los caudales de ríos y quebradas, a los huaicos y a las inundaciones, durante épocas de lluvias tienen efectos que se sienten cada vez con mayor intensidad, a veces con características de desastre, debido a diversos factores entre los que están, la creciente erosión de cuencas, el aumento de la deforestación, la explosión demográfica, la concentración poblacional y el mal uso de la tierra.

Durante los últimos veranos, el río Piura ha experimentado inusuales crecidas, producto de las lluvias caídas en la cuenca media y alta, las cuales transforman al río en flagelo de la naturaleza. Estas inundaciones fluviales son procesos naturales que se han producido periódicamente y que han sido la causa de la formación de las llanuras en los valles de los ríos, tierras fértiles donde tradicionalmente se ha desarrollado la agricultura.

Las zonas más propensas a las inundaciones están situadas especialmente en el tramo situado aguas abajo del río Piura hacia la laguna Ramón. De toda la costa peruana, que alberga a más de la mitad de toda la población, un problema grande constituye la presencia de inundaciones recurrentes y específicamente es la zona norte la que presenta los mayores problemas, siendo los departamentos que principalmente se ven afectados los de Piura y Tumbes. Se debe resaltar que la población del departamento de Piura es una de las ciudades de mayor poblado del territorio nacional, por este motivo existe una marcada intervención humana en todos los aspectos. En la Fig.1. 5 se puede observar cuánto daño causan las inundaciones en la ciudad.

Las inundaciones ocasionan daños en las zonas urbanas y áreas agrícolas de las zonas rurales, además erosionan y destruyen puentes y obras de infraestructura de riego, estas tienen su origen en las fuertes precipitaciones que suelen producirse en los meses de enero a abril. El centro de las lluvias se produce en el área del tramo central del río Piura, situado en la región entre Tambogrande y Morropón.

La principal causa de las inundaciones fluviales suelen ser las lluvias intensas que, dependiendo de la región, se producirán en función de diversos factores meteorológicos. Las inundaciones no son ajenas a la ocupación del suelo. El caudal de los ríos es normalmente muy variable a lo largo de los años. En efecto, la hidrología establece para los ríos una gama de caudales máximos asociados al tiempo de retorno.

Debe precisarse que, contrariamente a lo que a veces se afirma, no es lo mismo avenida que inundación. La avenida es producto de determinadas condiciones hidrometeorológicas y no podemos hacer nada para evitarla. En cambio, la inundación de origen fluvial es la incapacidad hidráulica del cauce para contener un determinado caudal y puede controlarse por medio de la acción de la ingeniería. Una inundación puede producirse también en una zona, urbana o no, en la que se produzca una lluvia que exceda su capacidad de drenaje, natural o artificial. La ingeniería pueda mejorar la situación existente e impedir la inundación. También puede producirse una inundación por la falla estructural de una presa, sin que esté asociada a ningún evento hidrometeorológico.



Fig.1. 5 Inundación en la ciudad de Piura-Perú por el FEN de 1997-1998

1.3 Año hidrológico

El año hidrológico de la cuenca hidrográfica del río Piura, es un período continuo de doce meses que se inicia en el comienzo del mes en que se verifica el menor caudal medio, es decir cuando el almacenamiento superficial y subterráneo se reduce al mínimo.

Para este trabajo se cuenta con un banco de datos de 84 años en la estación hidrométrica de los Ejidos con los caudales máximos diarios y máximos instantáneos dando como mayoría el mes de noviembre como el mes donde se verifica que el caudal se reduce al mínimo.

Para mayor resumen, en Graf.1. 1 y Graf.1. 2, se grafica los años más representativos del FEN como son los que ocurrieron el año 1982-1983 y 1997-1998 debido a que fueron hasta ahora los más catastróficos, concluyendo también que el mes en el cual el caudal se reduce al mínimo es el mes de noviembre.



Graf.1. 1 Caudales máximos extremos de los años 1982-1983, donde se puede apreciar el mes de noviembre como el mes en que se verifica el menor caudal medio.



Graf.1. 2 Caudales máximos extremos de los años 1997-1998, donde se puede apreciar el mes de noviembre como el mes en que se verifica el menor caudal medio, es decir cuando el almacenamiento superficial y subterráneo se reduce al mínimo.

El año hidrológico, por lo tanto varía de región a región, incluso en un mismo país, cada año puede presentar características particulares por los cambios en los patrones de comportamiento de las variables que caracterizan el ciclo hidrológico, así como a los impactos de la variabilidad climática, eventos que han marcado significativamente el comportamiento de los ríos en el Perú. No coincide necesariamente con el año natural, es decir, el período de tiempo que convencionalmente transcurre entre el 1 de enero y el 31 de diciembre de un mismo año.

El año hidrológico se establece para intentar reflejar adecuadamente el comportamiento de las precipitaciones sobre la cuenca hidrográfica. En un año natural existen tres períodos, en los que pueden producirse precipitaciones extremas y son primavera (23 setiembre a 22 de enero), verano (23 enero a 22 de marzo) y otoño (23 marzo a 22 de junio); si éstas precipitaciones han ocurrido en más de un período, la consideración de la máxima anual puede estar eliminando un dato interesante de otro mes igualmente intenso pero menor, es por eso la importancia de trabajar con año hidrológico ya que disminuye en cierta medida este tipo de error.

1.4 Período de retorno

El período de retorno, T_r , generalmente expresado en años, puede ser entendido como el número de años en que se espera que mediamente se repita un cierto caudal, o un caudal mayor. Así podemos decir, por ejemplo, que el T_r de un caudal de $100 \text{ m}^3/\text{s}$, para una sección específica de un río determinado, es de 20 años, si, caudales iguales o mayores de $100 \text{ m}^3/\text{s}$ se producen, en media a cada 20 años.

La selección del caudal de referencia para el que debe proyectarse un elemento de drenaje, está relacionada con la frecuencia de aparición de dicho caudal. Este parámetro puede definirse por medio del T_r , aumentando con éste el valor del caudal. Por lo tanto dicho valor corresponde a aquel que, como media, es superado en una ocasión cada T años. Sin embargo, el riesgo de que ese caudal sea excedido alguna vez durante un cierto intervalo de tiempo, depende también de la duración del intervalo.

La determinación del T_r de diseño de una obra es un tema relativamente complejo, puesto que depende del grado de seguridad que requiera la ciudadanía, del comportamiento de las precipitaciones como son las intensidades y recurrencia anual, caudales involucrados, consecuencias de que los caudales excedan la capacidad de las obras y el costo de inversión asociado a las mismas. En tanto se debe dimensionar una obra en función a su importancia, interés económico, socio-económico, estratégico, turístico, de la existencia de otras vías alternativas capaces de remplazarla y de los daños que implicaría su ruptura como pérdida de vidas humanas, costo y duración de la reconstrucción, costo del no funcionamiento de la obra, etc.

Como referencia internacional se observa en la tabla 1.2 lo que recomienda la Norma española 5.2-IC de drenaje superficial, para períodos de retorno, especificando que no se debe tomar T_r inferiores a los que se indica (MOPU, 1990). Y en la tabla 1.3 se muestran los períodos de retorno recomendados para el cálculo de caudales de diseño de estructuras menores.

Tabla 1. 2 Períodos de retorno según Norma 5.2 -IC

Tipo de elemento de drenaje	Período mínimo de retorno (años)		
	Alta	Media	Baja
Pasos inferiores con dificultades para desaguar por gravedad	50	25	(*)
Elementos de drenaje superficial de la plataforma y márgenes	25	10	(*)
Obras de drenaje transversal	100	100	100

(*): A criterio del Proyectista

Fuente: MOPL, 1990

Tabla 1. 3 Período de retorno de diseño recomendado, para estructuras menores

TIPO DE ESTRUCTURA	Periodo de retorno (años)
Puente sobre carretera importante	50-100
Puente sobre carretera menos importante o alcantarillas sobre carretera importante.	25
Alcantarilla sobre camino secundario.	5-10
Drenaje lateral de los pavimentos, donde puede tolerarse encharcamiento con lluvia de corta duración.	1-2
Drenaje de aeropuertos	5
Drenaje urbano	2-10
Drenaje agrícola	5-10
Muros de encauzamiento	2-50*
Alcantarillas para carreteras	1.1-5

*puede aumentar si estas obras protegen poblados de importancia.

Fuente: Villón, 2005

En consecuencia si la vida útil de una estructura y el Tr de diseño son iguales, la probabilidad de que la capacidad de la estructura sea excedida durante la vida útil es muy

alta. Por lo tanto, el Tr debe ser mucho mayor que la vida útil de la estructura para estar razonablemente seguros de que ningún valor exceda su capacidad. Sin embargo para cualquier Tr de diseño que se seleccione, siempre hay una probabilidad de que el valor sea excedido; por supuesto, si se selecciona un Tr de diseño muy alto en comparación con la vida útil de la estructura, la probabilidad de que su capacidad sea excedida podrá ser muy baja, pero siempre existe.

No obstante, se podrán adoptar otros valores debidamente justificados, especialmente si una ligera alteración de las dimensiones deducidas de un determinado valor del Tr repercutiese notablemente en el coste o en los daños.

Por lo tanto el Tr es uno de los parámetros más significativos a ser tomado en cuenta en el momento de dimensionar una obra hidráulica destinada a soportar avenidas, como por ejemplo: el vertedero de una presa, los diques para control de inundaciones; o una obra que requiera cruzar un río o arroyo con seguridad, como un puente.

Por otro lado, si un evento tiene un período de retorno real de Tr años, la probabilidad P de que dicho evento se presente o sea superado en un año determinado es:

$$P = \frac{1}{Tr}$$

En muchos lugares, se podría por ejemplo proponer la construcción de badenes en vez de un puente, derivando los esfuerzos financieros hacia otras zonas, donde se estima necesaria mayor seguridad. Al contrario, se tiene a veces la posibilidad de sobredimensionar un puente sin mayor costo adicional, como en el caso de un valle estrecho, se puede, sin mayor costo sobre elevar el puente, permitiendo así prevenir huaycos y aluviones, cuya descarga pico es imprevisible. La idea es de evitar el súper-dimensionamiento de toda la obra, concentrando los esfuerzos en algunas partes definidas como vitales o esenciales, y adoptar disposiciones constructivas permitiendo minimizar los daños en caso de eventos excepcionales.

En este trabajo se ha realizado todo el análisis de caudales de diseño para diferentes períodos de retorno como son: 5, 10, 15, 25, 50, 75, y 100 años, con el fin de tener una gama más amplia de caudales de diseño.

Capítulo 2

Cuenca del río Piura y el FEN

2.1. Cuenca del río Piura

2.1.1 Ubicación geográfica

La cuenca del río Piura, ubicada en el extremo norte del Perú, abarca parte de las provincias de Piura, Sechura, Morropón, Huancabamba y Ayabaca, como lo muestra la Fig. 2. 1, con una superficie aproximada de 12,220.7 Km², y un cauce de 280 km de longitud. Tiene una dirección de sur a norte, con curvatura desde la quebrada San Francisco hasta la caída de Curumuy, luego en dirección sur-oeste hasta llegar a su desembocadura al océano Pacífico a través del Estuario de Virrilá. Está situada geográficamente entre los paralelos 4°42' y 5°45' de latitud sur y los meridianos 79°29' y 81° de longitud oeste.

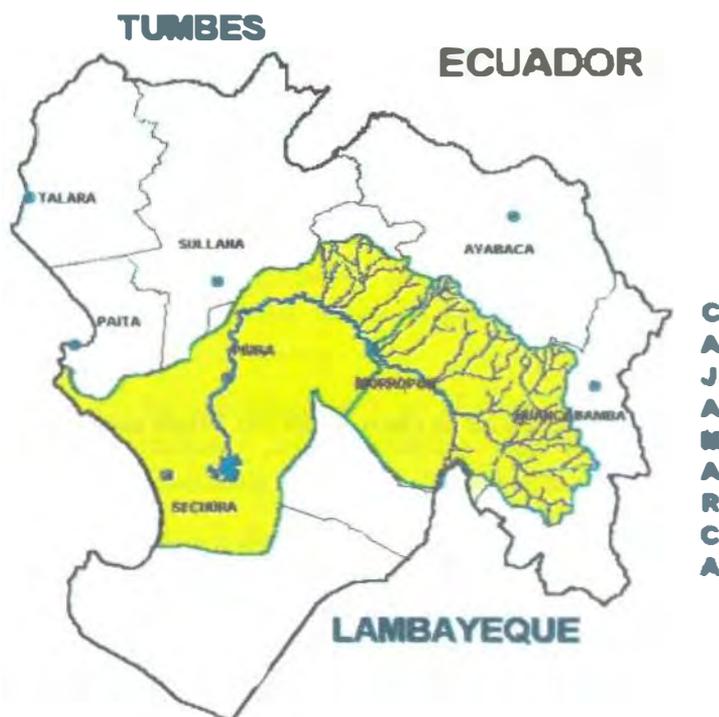


Fig. 2. 1 Mapa de ubicación de la cuenca del río Piura

el río no es permanente y puede estar seco entre los meses de agosto y diciembre, sin embargo, en las estaciones de Tambogrande y los Ejidos de la cuenca del Bajo Piura, el río se vuelve nuevamente perenne debido a afluencias de los canales del proyecto de irrigación San Lorenzo y del proyecto Chira-Piura. Aguas abajo de la ciudad de Piura, el río se vuelve nuevamente efímero a medida que atraviesa la árida planicie costera. Como consecuencia del FEN de 1997-1998, las lagunas de Paita, Ramón y Salinas se juntaron formando un gigantesco lago que luego se secó.

La pendiente promedio del río Piura de sus afluentes a partir de la cota 300 m.s.n.m., es 10%, llegando en las partes altas hasta 15%, entre Malacasí y el punto de confluencia del río Piura y San Martín 0.35%, entre Tambogrande y Malacasí 0.13%, entre Piura y Tambogrande 0.08%, y entre la laguna Ramón y la ciudad de Piura es de 0.03%.

El curso del río Piura desde su nacimiento hasta su desembocadura, es bastante sinuoso, en un primer tramo, desde su nacimiento hasta la altura de la localidad de Oco Bajo, corre de sureste a noroeste, para después adoptar una dirección final de noroeste a suroeste hasta su desembocadura.

2.1.3 Clima

El clima de la cuenca del río Piura, corresponde al de una zona sub-tropical según la clasificación de Köppen y al tipo de clima semi-tropical costero de Pettersen, caracterizada por pluviosidad moderada y altas temperaturas, con pequeñas oscilaciones estacionales. Específicamente en la parte baja y media de la cuenca, el clima es cálido y seco, típico de la costa norte del Perú.

La zona recibe influencia de las variaciones de la faja ecuatorial y los cambios de dirección en sentido este-oeste de las corrientes marinas de aguas frías que es la corriente de Humboldt y caliente que es la corriente ecuatorial. Estas características ocasionan altas temperaturas ambientales con escasez de precipitaciones, salvo durante períodos cortos y esporádicos de ingresos al hemisferio Sur de la corriente marina de aguas calientes como los FEN, ocurridos en 1982 - 1983 y 1997 - 1998 de características extraordinarias.

En la parte alta de la cuenca, el clima es templado y muy húmedo, característica particular de la sierra norte de la vertiente del Pacífico, motivada por la vecindad con la línea ecuatorial y la Cordillera Occidental Andina. En esta zona se producen precipitaciones pluviales generalmente en los cuatro primeros meses del año. Sin embargo, cada cierto número de años se presenta períodos con lluvias de gran intensidad, ocasionadas por nubes provenientes del Atlántico que al vencer la barrera de los Andes se enfrían y precipitan.

La mayor parte de las precipitaciones en el área costera del Perú ocurre durante eventos de lluvia extraordinarios y poco frecuentes. Consecuentemente, la precipitación media anual es mayor que la mediana anual en todas las estaciones.

La precipitación asociada a dicho fenómeno en la región costera del norte de Perú y sur del Ecuador representa una de las anomalías climáticas más dramáticas registrada en todo el mundo. Estos FEN están relacionados con el fenómeno conocido como los ciclos de Oscilación Sur de El Niño, ENSO por sus siglas en inglés, que corresponden a un calentamiento anómalo de la capa superior del océano a lo largo de la costa norte del Perú y la costa sur del Ecuador, durante el cual temperaturas más altas de lo normal producen lluvias abundantes y convectivas (*Douglas, et al. 1998*).

2.1.4 Zonificación de la cuenca del río Piura

De acuerdo al estudio geodinámico de la cuenca del río Piura, realizado por el INGEMMET en 1994, la cuenca está determinada por dos grandes áreas fisiográficas. La primera, de mayor extensión, denominada Medio y Bajo Piura, que corresponde a una zona de pendiente muy suave, con pequeños cauces erráticos de quebradas secas que sólo se activan en las épocas del FEN y por un curso amplio del río principal que con el tiempo ha cambiado su lugar de desembocadura. La segunda, denominada Alto Piura, está constituida por el macizo de la Cordillera Occidental, con valles interandinos de topografía abrupta, donde sí se puede definir fácilmente el divortium aquarum con las cuencas de los ríos Huancabamba, Quiroz y Chipillico.

2.1.4.1 Zona Medio y Bajo Piura

a) Sub zona A

Bajo Piura, ubicada con una altitud que va entre los 0 - 50 m.s.n.m., de topografía plana, pendiente suave y uniforme, zona desértica de clima cálido. Lugar de desembocadura de la cuenca con precipitaciones pluviales de 50 mm y temperaturas promedio de 32 °C en años normales. El clima es seco árido, con abundante insolación y esporádicas lluvias en verano. A veces por anomalías climáticas se cuenta con la presencia del FEN.

b) Sub Zona B

Medio Piura, ubicada entre los 50 – 350 m.s.n.m., zona ondulada y semi-desértica, clima seco con precipitaciones pluviales de 500 mm y temperaturas promedio de 28 °C en años normales. El clima es semi-árido, con poca insolación y con estación acuosa estacional creciente conforme se asciende entre los meses de enero a abril. Hay zonas donde alternan períodos de insolación con épocas de neblina y heladas. Este clima lo tenemos en la parte media alta de la cuenca y varía desde el fondo del valle hacia las laderas de cálido y seco a frío seco.

2.1.4.2 Zona Alto Piura

Localizada entre los 350 – 3,600 m.s.n.m., zona de montaña con pendientes altas, clima templado y frío. Es una zona de nacientes de agua, andes verdes con precipitaciones pluviales mayores a 800 mm; y temperaturas que van entre los 15 - 17 °C en años normales. El clima es semi-árido, muy frío, caracterizado como nival o glacial; en estas zonas las oscilaciones térmicas varían de 10 °C hasta 20 °C, se dan días de neblina, especialmente en las mañanas y las noches desde enero a abril. A veces se producen pequeños períodos acuosos estacionales, generalmente se da en las nacientes de las quebradas y en los altos de Frías, Chalaco y Yamango.

2.1.5 Relieve de la cuenca

El relieve es heterogéneo o irregular, varía desde típicas llanuras hasta laderas abruptas en la parte alta de la cuenca con pendientes superiores a 70% que terminan en algunos casos en cimas agudas como es el caso de los cerros Cachiris y Huamingas en Frías; Hualcas en Santo Domingo, Canchamanchay y cerro el Buitre en Canchaque o

partes planas llamados mesetas la que geológicamente se conocen como superficies de Puna que son los límites de la cuenca en el sector de los Altos de Parihuana en Frías. La parte media es una sucesión de quebradas o valles secos que alternan con divisiones locales que en conjunto forman las estribaciones montañosas con laderas de pendiente media. La parte baja de la cuenca es una llanura de poco declive conformada por áreas verdes producto de las bondades del río Piura y también por áreas desérticas propias del desierto de Sechura.

2.2. Estaciones Hidrométricas del río Piura

La cuenca del río Piura posee un amplio sistema de estaciones meteorológicas e hidrológicas. La principal fuente de información hidrometeorológica de la cuenca del río Piura es el Proyecto Especial Chira-Piura, PECHP, el cual posee 14 estaciones meteorológicas y 40 estaciones pluviométricas con información que data desde 1972. También existen estaciones controladas por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología, SENAMHI, y otras instituciones, con información que se remonta a 1925.

Una estación hidrométrica es un lugar fijo en una sección del río Piura donde se realizan un conjunto de operaciones que permitan determinar el caudal circulante en momento y tiempo determinado. Estas estaciones deben ser ubicadas en zonas de fácil acceso donde el lecho del río sea estable es decir que no se erosione, sedimente, o inunde fácilmente y donde el tramo sea lo más recto posible, 50 m. aguas arriba y aguas debajo de la estación, y así evitar distorsión en la información obtenida. Las estaciones que se han tomado para el análisis de base de datos de caudales, están ubicadas como se muestra en la Fig. 2. 3, Los Ejidos, Tambogrande y Ñácara, que cumplen con la mayoría de estas condiciones.



Fig. 2. 3 Ubicación de las estaciones Los Ejidos, Tambogrande y Ñácara en la cuenca del río Piura.

La clasificación de una estación hidrométrica está basada en función al instrumental e implementación con que se cuenta cada una de las estaciones hidrométricas. Si la estación cuenta con un limnómetro, se denomina estación limnimétrica, si la estación cuenta además del limnómetro, con un limnógrafo, se le denomina estación limnigráfica. Así tenemos, en nuestra región Piura y dentro de las estaciones analizadas en esta tesis, las siguientes:

2.2.1. Estación simple o limnimétrica

Esta estación hidrométrica, es aquella que solo cuenta con un instrumental de medición denominada limnómetro, escala o mira, que registra el nivel del río respecto a una referencia fija. Consisten esencialmente en una o varias reglas graduadas, escala o limnómetro, colocadas verticalmente y perfectamente niveladas entre sí y con referencia a un plano dado en una sección del río Piura. Son reglas graduadas en metros, decímetros y centímetros, que se colocan en un lugar visible para el observador, en un solo tramo si el río lo permite, o en tramos escalonados hacia fuera del centro del cauce, de modo de medir con precisión los valores mínimos y máximos. Las lecturas de las escalas hidrométricas deben realizarse con una frecuencia acorde a la manifestación de las variaciones de alturas del río, con frecuencia de horas o días. Mediante el auxilio de un operador o escalero, que reside o trabaja en las proximidades de la estación se registra en planillas los niveles observados a horas preestablecidas y todo otro evento relevante para el funcionamiento de la estación. Estas planillas se remiten mensualmente a las oficinas del PECHP y SENAMHI para su procesamiento. Dentro de esta clasificación de estación limnimétrica se tienen las estaciones Los Ejidos y Tambogrande.

2.2.1.1 Estación de aforo Los Ejidos

Esta estación se encontraba ubicada anteriormente debajo del puente Sánchez Cerro, como lo muestra la Fig. 2. 4. A 23.3 msnm, 5°11'55" latitud sur, 80°37'20" longitud oeste, ubicada en la ciudad de Piura. Llevaba el nombre de este mismo puente, pero debido a las grandes avenidas durante los FEN aquella estación limnigráfica quedó totalmente destruida quedando solo la limnimétrica que hasta la actualidad sigue perenne debajo del puente y en desuso. Por ello se reemplazó aquella estación con la que se encuentra ubicada en la represa los Ejidos, como se observa en la Fig. 2. 5, tomando así, la nueva estación, el nombre de estación Los Ejidos, controlando una cuenca de 7,790 km² aproximadamente.

Esta estación realiza mediciones con limnómetro y adicionalmente utiliza un método diferente referenciado a canales mediante cálculos hidráulicos relacionando la abertura de las compuertas con las avenidas.

Para el planeamiento de las obras civiles, es importante conocer el comportamiento de los niveles del río en la estación hidrológica Los Ejidos, ya que al producirse las descargas máximas instantáneas, se conocerá el nivel con el que se podría dotar de seguridad a las obras que se proyecte construir o instalar, para evitar daños catastróficos derivados de su destrucción. Tal seguridad estaría orientada a determinar el mayor nivel que alcanzaría el río para un período de retomo dado y la vida útil de cada obra propuesta.

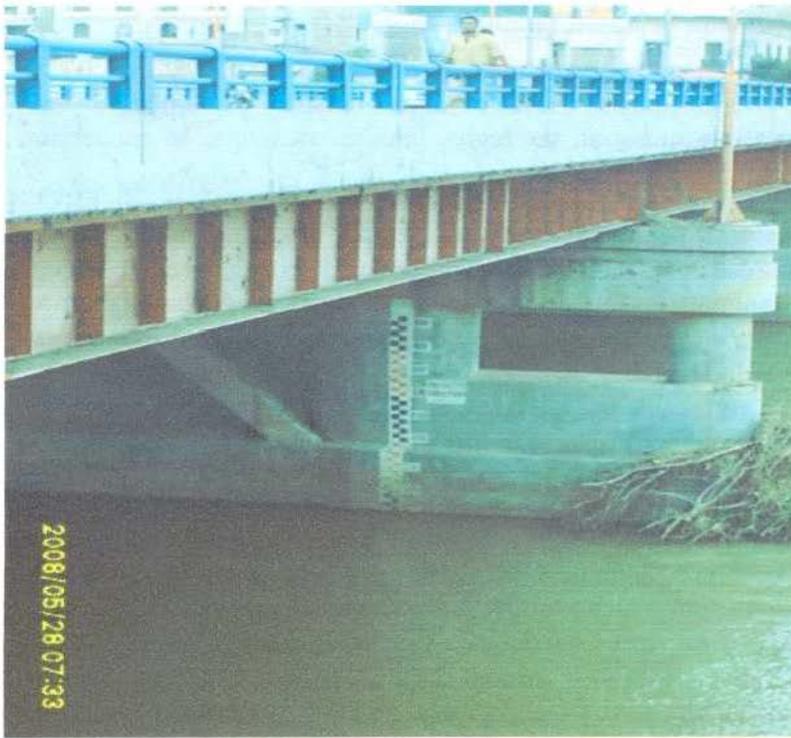


Fig. 2. 4 Limnómetro de la estación Sánchez Cerro en desuso.

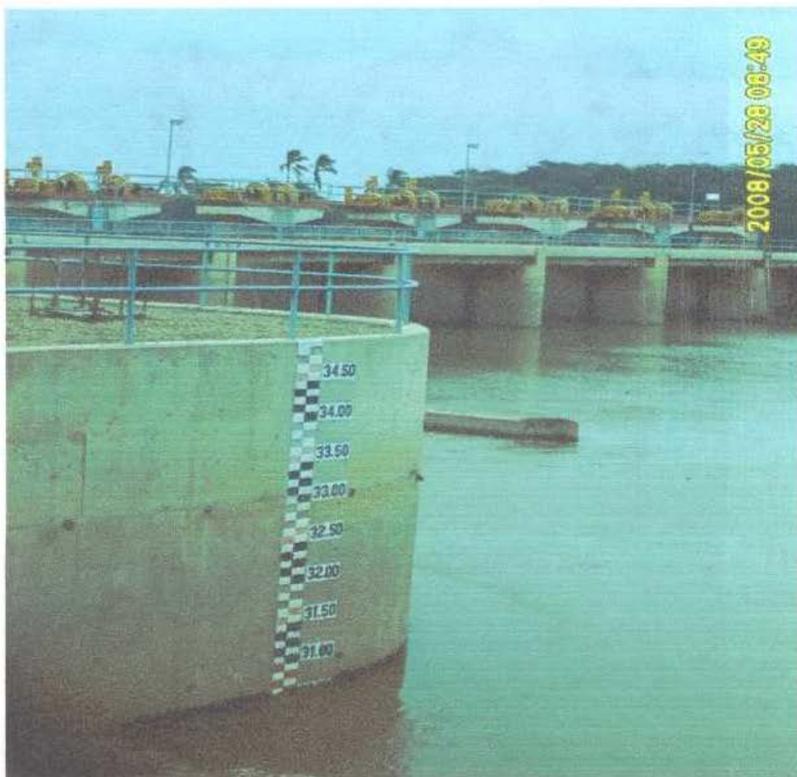


Fig. 2. 5 Limnómetro de la estación de Los Ejidos

2.2.1.2 Estación de aforo Tambogrande

Esta estación queda ubicada a 66 msnm, con latitud 04°57'17" sur y longitud 80°19'40" oeste, a orillas del río Piura en el distrito de Tambogrande. (Fig. 2. 6 y Fig. 2. 7) se observa que muestran las reglas limnimétricas que se encuentran dentro y fuera del cauce del río.

Anteriormente se encontraba aguas abajo de donde se encuentra actualmente ubicada la estación, pero fue también destruida por las avenidas durante los FEN. En estas reglas limnimétricas queda registrada la altura de la lámina de agua, que siempre es variable, por lo que se procede a la realización de aforos directos o medición puntual de altura y velocidad del agua en la sección de la estación de control. Según los datos obtenidos, referenciados ya como nivel-caudal en una curva de gasto, se obtienen los valores de caudal correspondientes a la sección en la que se hace el denominado aforo directo.

Los aforos directos se repiten tanto, como cambios significativos se hayan producido en la sección de control, bien por avenidas no frecuentes, bien por erosión, bien por manipulación o bien por un proceso de sedimentación, lo que da lugar en el transcurso del tiempo a la ejecución de más aforos directos y como consecuencia al cálculo de diversas curvas de gasto renovadas. De aquí podemos admitir que la historia hidrológica de cada estación de aforos, puede quedar bien representada por la historia de sus aforos directos y consecuentemente de sus curvas de gasto asociadas.

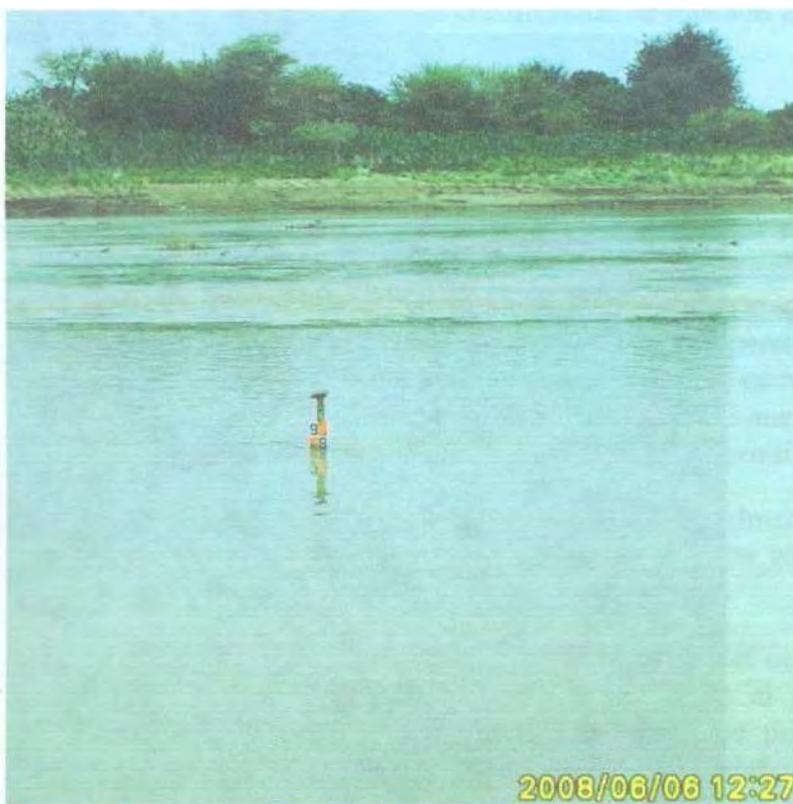


Fig. 2. 6 Regla limnimétrica dentro del cauce del río Piura en Tambogrande.



Fig. 2. 7 Regla limnimétrica en la margen del río Piura en Tambogrande, en forma escalonada.

2.2.2. Estación limnigráfica

Es una estación fija que además de contar con un limnómetro o regla, tiene además un limnógrafo, que consiste en instrumentos automáticos de registro continuo, el cual registra las variaciones del nivel de agua en la sección de control en forma continua, y debe mantener coincidencia con el nivel del limnómetro. Esta automatización de las estaciones permite tener una mayor continuidad de datos y reducir factores de falla por factor humano, pero en cambio aumenta drásticamente el volumen de información a almacenar y requiere mayor especialización en la instalación, operación y mantenimiento de los instrumentos. Este tipo de estación es la que se encuentra en el río Ñácara, con un limnógrafo antiguo.

2.2.2.1. Estación de aforo Ñácara

Esta estación se encuentra ubicada debajo del puente Ñácara, a 119 msnm, con latitud $05^{\circ}06'34''$ sur y longitud $80^{\circ}10'14''$ oeste, en el distrito de Chulucanas, como lo observamos en la Fig. 2. 8 que cuenta con un limnómetro correspondiente para medir la altura de la lámina de agua, también se dispone de un registrador gráfico convencional llamado limnógrafo. El equipo registrador tiene un tambor o cilindro donde se enrolla una banda limnigráfica, y una aguja con tinta, que va marcando dichas oscilaciones, con un mecanismo de relojería que mueve el tambor como se observa en la Fig. 2. 9. Periódicamente, cada 7 días, se saca la banda marcada y se coloca una nueva, registrando en un papel las oscilaciones de altura de agua, con lo que se consigue mayor seguridad, ya que hay algunas secciones hidrométricas que no se puede acceder fácilmente para su lectura o no se puede estar todo el tiempo de manifestación de una crecida. Este limnógrafo contiene una boya que actúa como flotador en el agua, un cable que llega hasta el equipo

registrador y un contrapeso para equilibrar el movimiento de la boya, como se muestra en la Fig. 2. 10

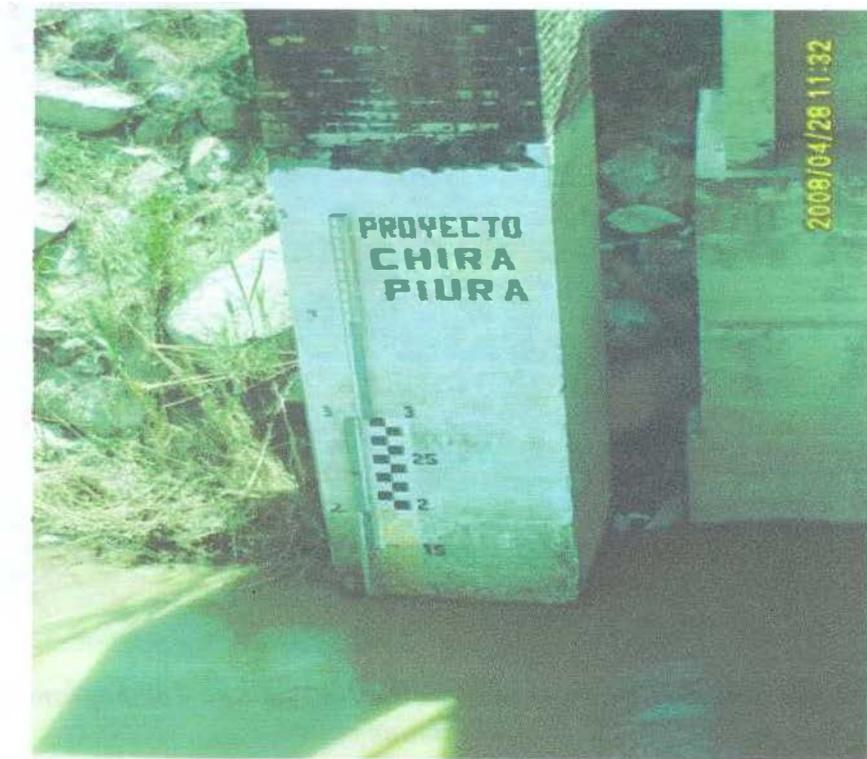


Fig. 2. 8 Limnómetro de la estación hidrométrica en el puente Nácara

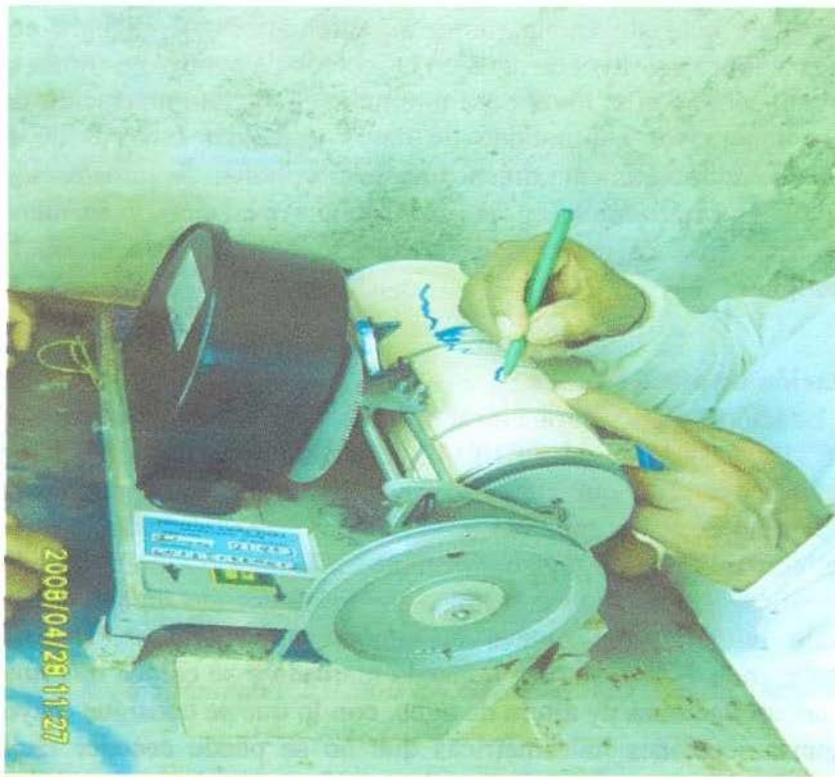


Fig. 2. 9 Limnógrafo antiguo funcionando hasta la actualidad en la estación Nácara

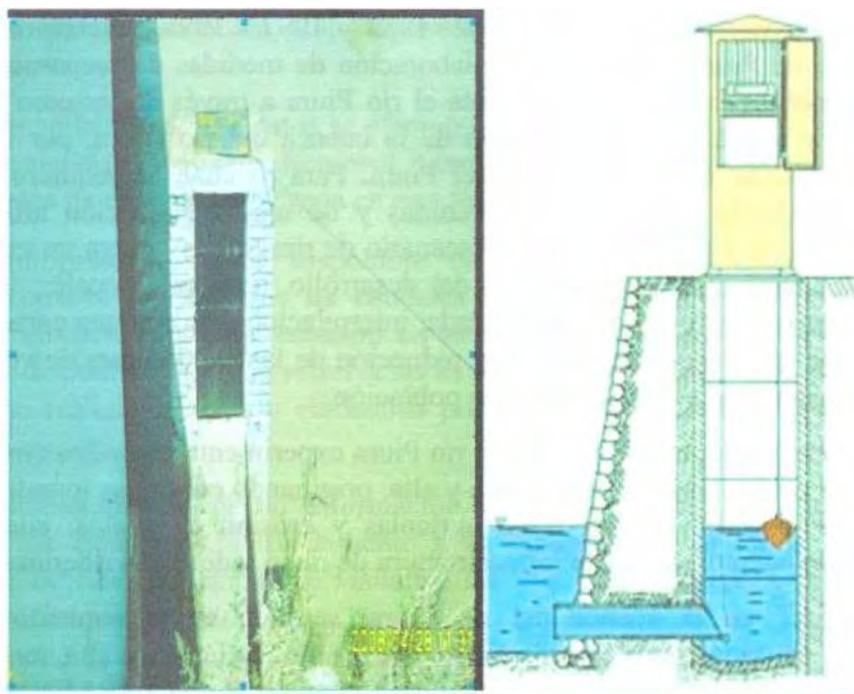


Fig. 2. 10 Estructura del limnógrafo ubicado en el Nácara

Debido a los flujos de caudales extremos, que se dan en ciertos períodos. se requiere un programa que permita la calibración continua para apreciar los cambios en la sección transversal del lecho de río. Tales operaciones absorben considerables recursos pero éstas son esenciales para mantener la precisión de las lecturas.

La gran mayoría de los instrumentos hidrométricos y pluviométricos instalados en nuestra región son operados manualmente por observadores que toman lecturas cada cierto intervalo de tiempo fijo en vez de utilizar instrumentos de registro automático más caros y complejos. Se deposita entonces, mucha confianza en la precisión e integridad de los observadores, y se limita grandemente la toma de valores de corta duración que son horarios, los cuales son necesarios para investigaciones hidrológicas más detalladas, tales como son el estudio de los hidrogramas de avenidas.

La determinación de los niveles que puede alcanzar el agua o las alturas de agua de un río, se deben hacer en una sección determinada, esa sección debe ser fija, inalterable en el tiempo, para que las mediciones de alturas de agua se puedan relacionar en el tiempo. Los niveles de agua de un río se miden en las estaciones hidrométricas, y todos los datos expresados en metros y centímetros, deben referirse a un cero (0), que debe ser el nivel mínimo que tiene el agua en una sección, o aquel nivel debajo del cual no existe escurrimiento en ese río.

2.3. Sistema de alerta temprana (SIAT)

Como consecuencia de los cambios climáticos que han ocurrido en el ámbito mundial, en nuestra Región, la presencia de eventos naturales como el FEN originaron emergencias y desastres en infraestructura instalada, pérdidas de vidas humanas y deterioro de la calidad de vida de las poblaciones asentadas en las zonas de riesgo.

Desde los eventos del FEN 1982- 1983 y 1997 - 1998, diversas instituciones del departamento de Piura trabajan en la elaboración de medidas de preparación y respuesta inmediata, ante las crecidas que presenta el río Piura a través del estudio y control de la cuenca del río Piura, y de la inclusión de la cuenca del río Chira, por lo menos en lo referente al vertido hacia la cuenca del Piura. Para lo cual, se requiere contar con un pronóstico confiable de control de avenidas y de una organización articulada para la preparación, alerta y respuesta ante el escenario de riesgo que genera un evento, en donde estén involucrados el Estado, sectores del desarrollo, gobiernos locales, instituciones no gubernamentales y la población organizada, interrelacionados con una característica activa y dinámica de eficiencia que permita la reducción de las condiciones de vulnerabilidad de los sistemas económicos y sociales de la población.

Durante las épocas de verano, el río Piura experimenta inusuales crecidas, producto de las lluvias caídas en la cuenca media y alta, originando continuas inundaciones y daños en las zonas urbanas, rurales, áreas agrícolas y erosión de suelos; además genera la destrucción de puentes, obras de infraestructura de riego y defensas ribereñas.

El SIAT en la cuenca del río Piura, se creó en el contexto de frecuentes inundaciones causadas por desbordamiento del mismo, en las zona alta, media y baja; esto motivó que representantes de las instituciones, como el Proyecto PAEN, CTAR PIURA, Universidad de Piura, SENAMHI; Proyecto Chira Piura, Consejo Consultivo Científico Tecnológico, GTZ y Dirección Regional de Salud, establecieran una propuesta colegiada en el ámbito de sus instituciones para implementar y poner en funcionamiento una red, instalada en puntos estratégicos y compuesta por 30 estaciones pluviométricas e hidrométricas. El SIAT, consta de una red de equipos hidrometeorológicos automáticos y convencionales instalados en la cuenca del río Piura, las que están enlazadas hacia el Centro de Operaciones CO que funciona en el PECHP; en este centro se registra los datos de lluvia y niveles de agua en el software DEMAS. La información es procesada y analizada con el software NAXOS - PRAEDICT, permitiendo estimar caudales, que son comunicados al Centro de Operaciones de Emergencia Regional COER, quien a su vez, da la alerta a la presidencia y las comisiones de trabajo del COER, medios de comunicación e INDECI, para la implementación de medidas de preparación y respuesta inmediata en salvaguarda de la salud y vida de las poblaciones en riesgo. Antes no se tenía un sistema de predicción de avenidas, sólo se contaba con un sistema convencional a partir de red de estaciones hidrometeorológicas vía radio y con pronósticos de tiempo muy corto, estimando los caudales del río Piura con fórmulas matemáticas. En el año 2000, el PECHP licitó los Estudios de Rehabilitación y Reconstrucción de las Defensas contra inundaciones en el Bajo Piura, los cuales estuvieron a cargo del Consorcio Class-Salzgitter, así como la elaboración del Modelo Hidrológico NAXOS-PRAEDICT (*Manual SIAT, 2001*).

En la práctica, el sistema de comunicaciones funciona como red no jerarquizada, lo que potencia en buena medida la efectividad de la misma, siendo el flujo de información y comunicación rápida con la misión de alertar en tiempo real ante las avenidas del río Piura.

2.4. Datos hidrométricos

2.4.1. Base de datos

La mayor parte de la información hidrológica de la cuenca del río Piura la tiene SENAMHI y PECHP, Dirección de Operación y Mantenimiento- División de hidrometeorología. Estas instituciones a su vez proporcionan la información al Gobierno Regional Piura (Recursos Naturales y Gestión del Medio Ambiente) y así mismo también

la UdeP (Instituto de Hidráulica, Hidrología e Ingeniería Sanitaria) obtiene su información a través de ellas.

La recopilación de los datos se efectuó como primer paso con la información dada por la UdeP, siendo el Gobierno Regional Piura y el PECHP quienes ayudaron a completar la base de datos de caudales analizada en esta tesis.

La información básica disponible concerniente a las estaciones de control analizadas consiste de registros de caudales máximos horarios, diarios y mensuales, sabiendo la ubicación de cada estación en la cuenca. Sin embargo, se encontró que la información disponible en éstas referencias es incompleta y en algunos casos errónea; de este modo se realizó un trabajo cuidadoso presentado en el capítulo 3 para verificar la información registrada.

El establecimiento de tal información básica es esencial para todos los futuros análisis de las estaciones. Paralelamente a la recopilación de datos de las distintas instituciones de nuestra región, se visitaron las tres estaciones para conseguir algunos detalles de su funcionamiento.

Debido a la falta de un almacenamiento centralizado de datos en una sola organización, el proceso de extracción de datos resultó ser una actividad que requería numerosas visitas a las diferentes oficinas de las instituciones y generalmente retrasos en la recepción de información. Estos datos fueron incorporados al banco de datos tan pronto como se disponía de ellos.

Las actividades implicadas en la recopilación y transferencia de datos, y el establecimiento del banco de datos hidrológico se ha realizado con un gran esfuerzo de asegurar la calidad de la información almacenada.

Se espera que mediante la disponibilidad futura de mejor y más detallada información, cualquier inconsistencia pueda ser rectificadas para el consiguiente mejoramiento del banco de datos establecido.

2.4.2. Traslado de Datos

Debido a la naturaleza del estudio y al nivel de factibilidad de detalle para el análisis hidrológico, el traslado inicial de datos fue como año hidrológico (noviembre a octubre) de caudales máximos diarios y máximos instantáneos desde el año 1925 hasta el año 1999 de la estación Los Ejidos que anteriormente era Sánchez Cerro, y desde el año 1972 a 1999 de las estaciones Ñácara y Tambogrande. Para completar el banco de datos hasta el año 2008 se trabajó con las instituciones que se han mencionado anteriormente, logrando así un banco de datos en la estación Los Ejidos de 84 años, desde 1925 hasta 2008 (Anexo A.1); en la estación de Ñácara, un banco de datos más pequeño de 30 años, desde 1972 a 2008 con datos faltantes de 1992 a 1997, debido a que la estación quedó inoperativa (Anexo A.2); y en Tambogrande un banco de datos de 23 años no consecutivos, debido a las interrupciones por destrucción durante los FEN que dejaron varios años sin base de datos (Anexo A.3).

2.4.3. Estructura del banco de datos

El banco de datos hidrológico incide en todos los análisis hidrológicos llevados a cabo en el presente estudio, por esta razón se tomó en cuenta una buena estructura de banco de datos, que consistió principalmente en lograr obtener un completo y representativo registro de caudales máximos instantáneos anuales en base al año hidrológico (noviembre a octubre).

Las consecuencias económicas de no tener datos básicos adecuados para la definición de proyectos se evidencian en los costosos resultados del sobre o sub dimensionamiento. Puede también anotarse que aún dados los recientes avances en las técnicas de modelación matemática para la reconstitución y generación de registros, los resultados obtenidos representan un sustituto pobre para valores apropiadamente medidos. La instalación y operación de equipo automático de medición en localidades relativamente inaccesibles es extremadamente cara y las estaciones deben ser normalmente localizadas donde residentes locales puedan actuar de observadores.

2.5. El FEN y su cronología

2.5.1. Definición del FEN

Como antes se ha mencionado, las grandes avenidas en el río Piura se deben principalmente a un fenómeno que denominamos El Niño, FEN, por lo tanto se ampliará su temática aquí.

El FEN es una aparición recurrente, casi-periódica de agua caliente superficial, en el Océano Pacífico Ecuatorial Central, generado por interacciones océano-atmósfera que inicialmente ocurren en el Pacífico tropical y su atmósfera adyacente y luego se propagan a otras regiones del mundo a través de procesos de tele-conexión. Esta anomalía a veces puede revertirse y conducir a la aparición de aguas frías en la región previamente mencionada, produciendo el fenómeno de la Niña, a veces también referido como el Viejo o anti-Niño. Es por esta razón que muchas veces se utiliza el término El Niño-Oscilación Sur, ENOS, para referirse a este vaivén oceánico-atmosférico (*Douglas, et al. 1998*).

El comportamiento hidrológico de las cuencas del Pacífico durante los FEN ha sido muy variable, dependiendo de su intensidad. Los FEN extraordinarios del 1982-1983 y 1997-1998 tuvieron un impacto generalizado en toda la vertiente, creando condiciones de excesos hídricos que provocaron desastres, más acentuados en la zona norte. Durante los FEN no extraordinarios las condiciones de escurrimiento fueron muy variables, alcanzando condiciones cuasi normales o de humedad moderada.

Estos efectos en el continente se manifiestan alterando el régimen de caudales de los ríos, incrementando significativamente unos y generando fuertes déficits en otros. El FEN en la región Piura es un evento cíclico, generalmente se le asocia con lluvias de gran intensidad y destrucción de bienes privados e infraestructura. El FEN, en consecuencia, entendido como la presencia atípica de lluvias forma parte del comportamiento climático de esta región y es necesario adaptar las formas de vida de la población a su presencia para evitar, o disminuir los impactos negativos.

Si bien es cierto que las causas del FEN aún no se conocen con exactitud, los estudios realizados hasta ahora permiten definirlo en base a su comportamiento y los efectos que han producido en los años en que se ha presentado. Así pues, se puede definir en forma sintética, como la presencia de aguas anormalmente más cálidas por un período

mayor de 4 meses, hundimiento de la termoclina, que es el nivel del mar que separa las aguas superficiales de mayor temperatura y menor densidad de las aguas profundas y más densas; tiene su origen en el Pacífico Central Ecuatorial, debido al debilitamiento de los vientos del este o a su reemplazo por los vientos del oeste, dando lugar a un fenómeno muy intenso, esto último caracterizó los fenómenos de 1982-1983 y 1997-1998, habiéndose observado además un calentamiento muy rápido y adelantado por varios meses antes al normal inicio en eventos similares.

2.5.2. Cronología del FEN

Para identificar los FEN anteriores a los reconstruidos a partir de las fuentes escritas se recurre a los registros naturales que han dejado los fuertes cambios climáticos debido a estos eventos en diversas fuentes como geológicas, oceanográficas, hidrológicas, geoquímicas, biológicos y arqueológicos (Tabla 2.1). De esta forma se ha identificado la ocurrencia de los FEN en épocas pasadas.

Al conjunto de fuentes que nos permiten estudiar las condiciones climáticas del pasado, se les conoce como registros paleo-climáticos. La clasificación de los mismos se presenta en la tabla 2.2 y 2.3.

Tabla 2. 1 Clasificación de los registros paleo- climáticos.

Registros naturales	
Registros Biológicos	Anillos de los árboles
	Corales
	Fósiles de polen
Registros Geográficos	Sedimentos terrestres y marinos
	Capas de hielo (Andes, Antártica y Groenlandia)
	Límites naturales forestales
Registros escritos	
Registros Prehistóricos	Grabados en piedra
Registros Históricos	Crónicas de periódicos
	Diarios de viajeros, etc.
	Bitácoras

Tabla 2. 2 Extensión en el tiempo de los registros paleo-climáticos.

Tipo de archivo	Unidad	Extensión
Glaciales de latitudes medias	Año	10,000
Anillo de árboles	Año	14,000
Depósitos de coral	Año	100,000
Capas de hielo polar	Año	100,000
Sedimentos en lagos	Año	1'000,000
Rocas sedimentarias	Año	10'000,000
Fósiles de polen	10 años	10'000,000
Sedimentos oceánicos	100 años	10'000,000

Fuente: Córdova. 2003.

La costa norte del Perú tiene una alta sensibilidad al FEN y, por tanto, éstos han dejado su registro en algunas fuentes naturales de la región tales como en ruinas arqueológicas, cordones litorales en desembocaduras de ríos y quebradas, y en el anillado de algunos árboles de la región, estudiados por la Dendrocronología.

Esta disciplina llamada Dendrocronología aporta mucho al conocimiento y caracterización del FEN en nuestra región, es la ciencia que data los anillos anuales de crecimiento de los árboles, los anillos del crecimiento reflejan lo que el árbol ha padecido durante su vida. La función de la dendrocronología es identificar los acontecimientos más importantes como registros de la ocurrencia del FEN en el pasado.

Un análisis preliminar de la correspondencia entre la intensidad de las precipitaciones en las zonas más lluviosas y el espesor del anillado permite ver una alta correlación entre ambas, mostrando a la vez el potencial de cada especie para establecer una cronología de la intensidad de las lluvias en el pasado, y por ende de la ocurrencia del FEN. Los primeros esfuerzos por aplicar los métodos dendrocronológicos en la costa norte del Perú se hicieron a finales de la década de 1980 y estuvieron a cargo de un grupo de profesores y alumnos de la Facultad de Ingeniería de UdeP que trabajaron en colaboración con el Dr. Ronald Woodman del Instituto Geofísico del Perú y el Dr. Ben Balsley de la Universidad de Colorado en Boulder, USA. En enero de 2001 se estableció en la UdeP el primer Laboratorio Dendrocronológico del Perú, donde se trata de hacer reconstrucciones dendrocronológicas relacionadas al FEN usando especies arbóreas típicas como Algarrobo, Sapote, Palo Santo, Hualtaco, etc.

En la parte desarrollada por Ortlieb y Hocqueghem, mostrada en la tabla 2.3, se hace un análisis de los FEN desde 1525 hasta 1900, registrando en total 42 eventos de importancia que afectaron a la cuenca del río Piura, se refiere además que en 1891 se produjo un evento de gran magnitud que afectó a toda la costa Norte del Perú y que a partir de esta fecha se le denominó FEN.

Tabla 2. 3 Datos históricos de ocurrencia del FEN en Piura entre 1525 – 1900

Años	Ocurrencia e intensidad de eventos (EN)	Principales fuentes documentales utilizadas	Ubicación de las anomalías climáticas u oceanográficas usadas	Comentarios y apreciaciones sobre las interpretaciones y reconstrucciones propuestas anteriormente
1525-1526	F	Xerez 1534	Pacífico Oriental	Datos insuficientes para asesorar condiciones EN
1531-1532	F	Precott 1892	Piura, N Perú	Datos insuficientes y fuentes no fidedignas
1574	F	García Rosell 1903	Piura	Fuente única
1578	MF	García Rosell 1904	Piura, N Perú	El primer EN de muy fuerte intensidad, que este bien documentado a través de abundantes fuentes.
1596	M	Ocaña & Alvarez 1969	Paita	Condiciones de EN fuerte
1708	F	Schlupmann 1994	Piura	No cond. En en N Perú
1715	F	Schlupmann 1995	Piura	No cond. En en N Perú
1718	M	Schlupmann 1996	Piura	Vientos sures cálidos posibles cond. EN
1720	F	Shelvocke 1726	Paita	Manifestaciones de un evento EN fuerte en norte del Perú.
1728	MF	Eguiguren 1894	Piura	Condiciones de EN muy fuerte en el norte del Perú
		García Rosell 1903	Paita & Piura	Datos de segunda mano (recopilaciones)
1756	M	García Rosell 1903	Paita & Piura	No evidencias claras
1761	F	Cicala 1994	Piura	No cond. En en N Perú
1791	MI	García Rosell 1903	Piura	Crecida del río Piura pero sin lluvia en la ciudad de Piura

Tabla 2.3 (cont.) Datos históricos de ocurrencia del FEN en Piura entre 1525 – 1900

Años	Ocurrencia e intensidad de eventos (EN)	Principales fuentes documentales utilizadas	Ubicación de las anomalías climáticas u oceanográficas usadas	Comentarios y apreciaciones sobre las interpretaciones y reconstrucciones propuestas anteriormente
1803-1804	F	Eguiguren 1894	Piura	Cond. EN en Perú central y norte en verano 1803-1804
1807	F	Eguiguren 1894	Piura	No cond. En en N Perú
1812	M	Eguiguren 1894	Piura	Sequía en el N de Perú
1814	F	Spruce 1864	Piura	Cond. EN moderado
		Eguiguren 1894	Piura	Aguaceros aislados
1817	M	Eguiguren 1894	Piura	Cond. EN en Perú y S Ecuador
		Labarthe 1914	N Perú	
1819	M	Eguiguren 1894	Piura	Cond. EN en Perú y S Ecuador
1821	M	Eguiguren 1894	Piura	Cond. EN moderado
1824	M	Spruce 1864	Piura	Cond. EN moderado
1828	MF	Eguiguren 1894	Piura	Condiciones EN fuerte en el norte y centro del Perú
		Labarthe 1914	Piura & Trujillo	
1832	M	Eguiguren 1894	Piura	Cond. EN moderado
1837	M	Eguiguren 1894	Piura	Cond. EN moderado
		Labarthe 1914	Piura & Lima	
1844-1845	MF	Eguiguren 1894	Piura	Cond. EN moderado o fuerte
		Adams 1905	Piura	Solo cita a Eguiguren
1850	M	Eguiguren 1894	Piura	Cond. EN menos que moderado
1852	M	Eguiguren 1894	Piura	Cond. EN débil
1854	D/M	Eguiguren 1894	Piura	Cond. EN débil
1858	M	Eguiguren 1894	Piura	Cond. EN sólo en 1858

Tabla 2. 3(cont.) Datos históricos de ocurrencia del FEN en Piura entre 1525 – 1900

Años	Ocurrencia e intensidad de eventos (EN)	Principales fuentes documentales utilizadas	Ubicación de las anomalías climáticas u oceanográficas usadas	Comentarios y apreciaciones sobre las interpretaciones y reconstrucciones propuestas anteriormente
1860	M	Eguiguren 1894	Piura	No cond. EN
1861	M	Ramirez Zenón 1888	Piura & Paita	Fuente fidedigna
1862	M	Eguiguren 1894	Piura	Cond. EN débil
1864	F	Spruce 1864	Piura & Ecuador	Cond. EN fuerte
1866	M	Eguiguren 1894	Piura	Cond. De EN débil o moderado
1867-1868	M	Eguiguren 1894	Piura	No EN en 1867 & 1868
1871	F	Eguiguren 1894	Piura	Cond. EN fuertes
1877-1878	MF	Eguiguren 1894	Piura	Cond. EN muy fuerte
		Murphy 1926	Piura & N Perú	Posiblemente EN muy fuerte
1880	M	Eguiguren 1894	Piura	Cond. EN débil
1884	F	Siervers 1914	Piura	Manifestaciones de un evento EN fuerte en norte del Perú.
1891	MF	Carranza 1891	Costa Norte del Perú	Evento EN muy fuerte que se llamará "El Niño"
		Eguiguren 1894	Piura & Paita	
1896-1897	M	Jones 1933	Piura	No cond. En en 1896
1899-1900	F	Jones 1933	Piura	Datos contradictorios

Fuente: (Ortlieb, 2000).

E N: El Niño

F: Fuerte, MF: Muy fuerte, M: Moderado, D: Débil.

En la tabla 2.4 se muestra FEN con años más actuales clasificándose también por intensidades fuertes y bastante fuertes, con eventos desde 1525 hasta 1998.

Tabla 2. 4 Eventos de El Niño de intensidades fuertes y bastante fuertes

Evento de El Niño	Fuerza del evento	Grado de confianza
1525-1526	F	3
1531-1532	F	4
1539-1541	MF	3
1552	F	4
1567-1568	F	5
1574	F	4
1578	MF	5
1591-1592	F	2
1607	F	5
1614	F	5
1618-1619	F	4
1624	F	4
1634	F	4
1652	F	4
1660	F	3
1671	F	3
1681	F	3
1687-1688	F	4
1696	F	3
1701	F	4
1707-1708	F	3
1714-1715	F	4
1720	F	4
1728	MF	5
1747	F	5
1761	F	5
1775	F	4
1785-1786	F	4
1791	MF	5
1803-1804	F	5
1814	F	4
1828	MF	5
1844-1845	F	5

Tabla 2. 4 (cont.) Eventos de El Niño de intensidades fuertes y bastante fuertes

Evento de El Niño	Fuerza del evento	Grado de confianza
1864	F	5
1871	F	5
1877-1878	MF	5
1884	F	5
1891	MF	5
1899-1900	F	5
1911-1912	F	4
1917	F	5
1925-1926	MF	5
1932	F	5
1940-1941	F	5
1956-1957	F	5
1971-1972	F	5
1982-1983	MF	5
1997-1998	MF	5

Fuente: (Ortlieb, 1993)

F: Fuerte

MF: Muy fuerte

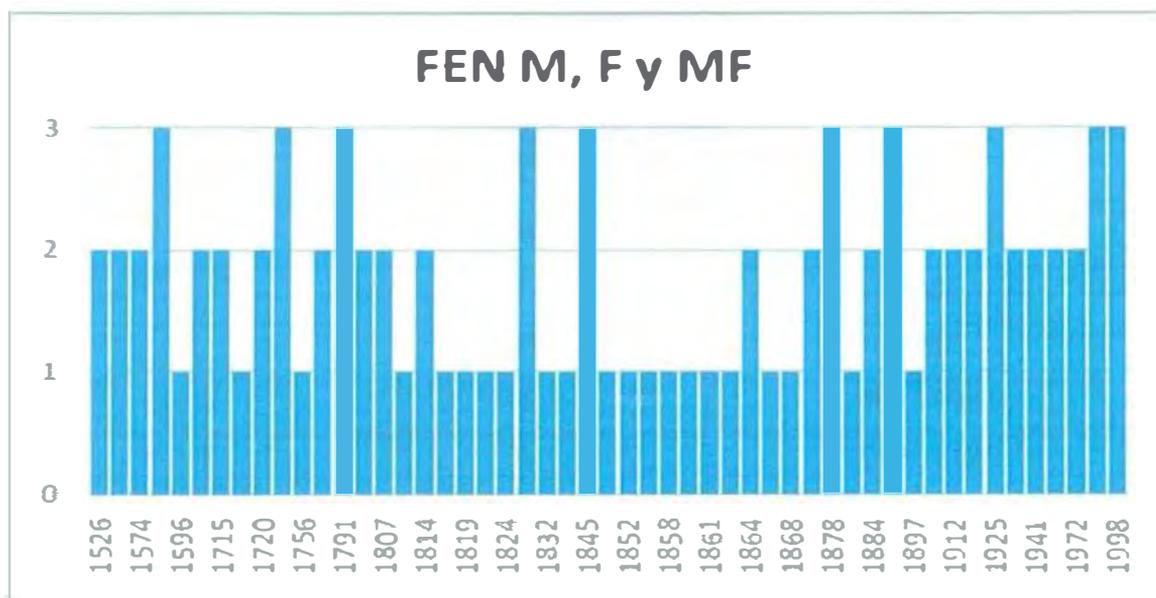
2: Eventos basados en prueba circunstancial limitada.

3: Referencias adicionales necesarias para afirmar la época en que se produjo o la intensidad.

4. La información sobre la época en que ocurrió y la intensidad es satisfactoria, pero nos gustaría tener referencias adicionales sobre la extensión del área.

5: Se considera satisfactoria la información existente sobre intensidad y ocurrencia

Como se puede observar en las tablas 2.3 y 2.4, los últimos FEN del siglo pasado considerados como eventos fuertes se produjeron en 1925, 1957, 1972, 1983 y 1998 y los de menor intensidad se produjeron en los años 1930, 1951, 1965 y 1975. Esto se ve reflejado en el gráfico 2.1, donde 1=M, 2=F y 3=MF.



Graf. 2.1 Ocurrencias de FEN moderado (1:M), fuerte (2:F) y muy fuerte (3:MF)

Evidentemente que las anomalías meteorológicas y oceanográficas, conocidas como Fenómeno El Niño, se han venido presentando frente a las costas del Perú desde tiempos muy remotos. Según la tabla 2.4 se puede concluir que estos fenómenos según clasificaciones fuertes y muy fuertes se presentan en un promedio de intervalos de 12 y 50 años respectivamente, como lo muestra las tablas 2.5. y 2.6.

Tabla 2.5: Intervalos de FEN fuerte

Año	Niño fuerte	Intervalos ocurrencia
1526	F	
1532	F	6
1552	F	20
1568	F	16
1574	F	6
1592	F	18
1607	F	15
1614	F	7
1619	F	5
1624	F	5
1634	F	10
1652	F	18
1660	F	8
1671	F	11
1681	F	10

Tabla 2. 5(cont): Intervalos de FEN fuertes

Año	Niño fuerte	Lapsos de ocurrencia
1688	F	7
1696	F	8
1701	F	5
1708	F	7
1715	F	7
1720	F	5
1747	F	27
1761	F	14
1775	F	14
1786	F	11
1804	F	18
1814	F	10
1845	F	31
1864	F	19
1871	F	7
1884	F	13
1900	F	16
1912	F	12
1917	F	5
1932	F	15
1941	F	9
1957	F	16
1972	F	15
Promedio de ocurrencia del FEN fuertes		12.1

Tabla 2. 6: Intervalos de FEN muy fuertes

Año	Niño muy fuerte	Lapsos de ocurrencia
1541	MF	
1578	MF	37
1728	MF	150
1791	MF	63
1828	MF	37
1878	MF	50
1891	MF	13
1925	MF	34
1983	MF	58
1998	MF	15
Promedio de ocurrencia del FEN muy fuertes		50.8

La información que se dispone actualmente, acerca de la ocurrencia del FEN, que se puede encontrar en los artículos científicos que se dedican a este fenómeno, datan después de 1925, aunque hacen mención del evento de ese año y del de 1891 y de años anteriores, debido a que las características son similares a la de los años del FEN.

Como se ha señalado, es recientemente donde se ha estudiado con mayor profundidad las características del fenómeno en los distintos años en que se ha presentado. Se puede mostrar en la tabla 2.7, una cronología del Fenómeno a partir de 1925, siendo esta fecha el inicio de la base de datos de caudales con que se cuenta en las estaciones del río Piura:

Tabla 2. 7 Años de presencia del FEN

Años	Características
1925	Muy intenso
1932	Débil
1940/1941	Intenso
1942/1943	Intenso
1948/1949	Débil
1952/1953	Moderado
1956/1957	Intenso
1965	Débil
1970/1971	Débil
1971/1972	Intenso
1982/1983	Muy intenso (catastrófico)
1997/1998	Muy intenso (catastrófico)

Fuente: (Ortlieb, 2000)

El FEN de 1925 fue de gran intensidad, siendo la principal característica su duración y sobre todo la intensidad de las precipitaciones pluviales que se produjeron ese año, causando una serie de inundaciones y en general una secuela de desastres. Este evento llamó la atención de especialistas de aquella época que lo consideraban como un fenómeno natural sin precedentes hasta la fecha. En Europa las informaciones periodísticas sobre este fenómeno eran muy alarmantes y algunos opinaban que su origen se debía a erupciones submarinas, teorías que al poco tiempo dejaron de mencionarse.

Durante el mes de febrero prosiguieron las precipitaciones las que continuaron hasta principios de abril, en que lentamente fueron volviendo a la normalidad. Al referirse a este fenómeno el capitán de navío Germán Stiglich hace una explicación del llamado Fenómeno Marítimo del Aguaje, que asume todas las características del ahora conocido Fenómeno El Niño, señalando que este fenómeno en el norte del Perú se llamaba Sargazo y en todo el resto Aguaje, por los marinos ingleses *Peruvian Barber* o *Peruvian Painter*. Cabe agregar que en 1925 por poco se arruina Trujillo donde la lluvia alcanzó 395 mm, en marzo, comparando con el promedio de 8 años anteriores que fue de 35 mm (Murphy 1926).

El Niño de 1965 se presentó en las costas del Perú entre los meses de marzo y abril, caracterizando por temperaturas de 24°C - 25°C.

En 1971, en febrero-marzo, según Wyrski hubo una transgresión de aguas de la región ecuatorial hacia el sureste, sin llegar a la costa peruana, replegándose luego en abril-mayo y fue considerado un aborto de "El Niño". En el Ecuador las aguas superficiales tuvieron temperatura mayor de 27 ° C.

En 1972 frente a las costas del Perú, en enero, febrero se observó un calentamiento de la temperatura de la superficie del mar al norte de los 15°S llegando a los 27°C.

El Niño 1982/1983, frente al Perú, en el mes de septiembre se observó un calentamiento a lo largo de la costa con anomalías mayores de 2°C que el promedio, el calentamiento continuó en los meses siguientes. En enero de 1983 se observó la presencia de aguas con temperaturas de 26°C - 29°C que se extendieron hasta la latitud de 14°S aproximadamente. Este Fenómeno es considerado uno de los más intensos del siglo.

El Niño 1997-1998, superó la destrucción de sus precedentes. El calentamiento de las aguas del mar, mostró anomalías desde julio de 1997. La lluvias superaron los 2000 milímetros cúbicos por segundo, afectando la infraestructura pública y privada e incluso con la pérdida de vidas humanas. En Piura, dos puentes cayeron como efecto de la fuerza de las aguas del río y dos se afectaron en su estructura. Este Fenómeno, es considerado como el más destructor del siglo fenecido.

2.5.3. Impactos del FEN en la costa norte del Perú

En Piura existe una gran experiencia acumulada en el tema de impactos causados directa o indirectamente por el FEN. Los cambios significativos de los patrones climatológicos, especialmente de la temperatura del aire y precipitación, causados por ENOS son responsables de impactos sociales y económicos que pueden ser de gran magnitud, dependiendo de la intensidad, y tiempo de ocurrencia de tales desviaciones y como listado de daños tenemos innumerables. Los cambios en patrones de precipitación, que varían notablemente como se muestra en la Fig. 2. 11, son responsables de una influencia directa en el caudal del río Piura produciendo daños en nuestra región, como lo muestra la Fig. 2. 12 y Fig. 2. 13.

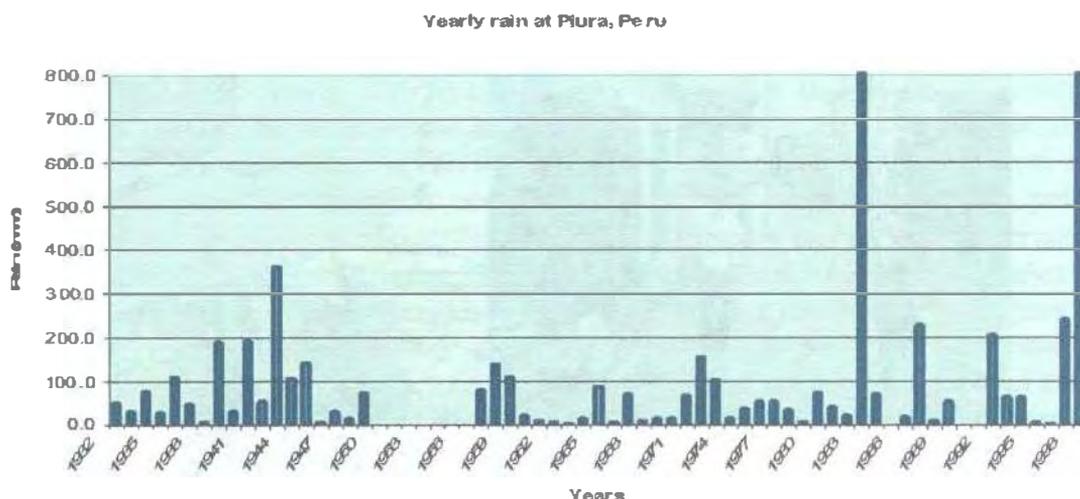
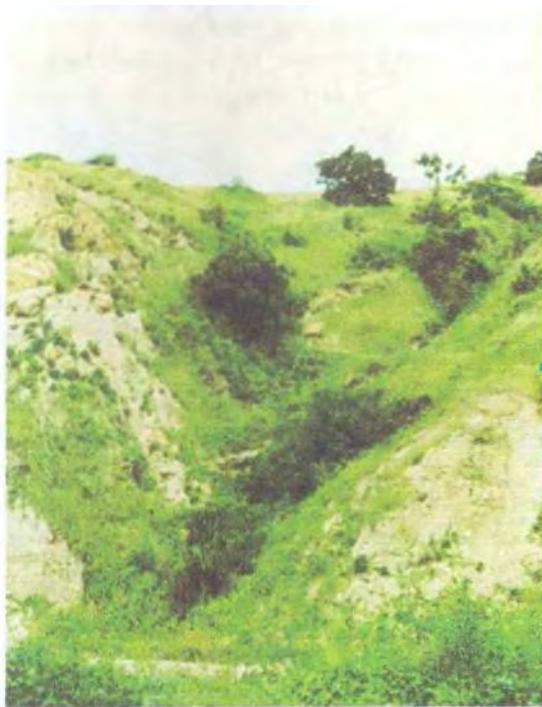


Fig. 2. 11 Variación de lluvias anuales en Piura.



Punta Sal (Tumbes), 26 de Abril de 1992

Punta Sal (Tumbes), 18 de Octubre de 1992

Fig. 2. 12 Ejemplo del efecto del FEN en el Ecosistema Terrestre (Flora de la costa norte del Perú)



Fig. 2. 13 Ejemplos de impactos del FEN en las infraestructuras

2.5.4. Aporte peruano al conocimiento del FEN

2.5.4.1 Crónicas

La costa norte del Perú fue el escenario de las primeras crónicas acerca de este fenómeno, no con dicho nombre, reflejado en las fuertes precipitaciones. El nombre El Niño le fue dado por los pescadores paiteños, por ocurrencia en fecha cercano a la navidad (Córdova, 2003).

2.5.4.2 Estudios

Es de mencionar, que en los últimos años se han implementado programas para el estudio del fenómeno. En el país, las entidades que estudian el Fenómeno el Niño son: Instituto del Mar del Perú (IM RPE), Dirección de Hidrografía y Navegación de la Marina (DHNM); Instituto Geofísico del Perú IGP), Servicio Nacional de Meteorología e Hidrografía (SENAMHI), entidades que integran el Comité Científico de ERFEN: Estudio Regional del Fenómeno El Niño Pacífico Sur Este.

Los últimos fenómenos han sido estudiados considerando dos factores: El Oceanográfico y el Meteorológico. Respecto a los estudios meteorológicos se toma en cuenta la temperatura del aire, presión atmosférica, vientos y precipitación; en el asunto de las mediciones oceanográficas se analiza la salinidad, temperatura del mar y corrientes marinas. Otro factor importante en el estudio es la ubicación de la zona de convergencia intertropical.

En el laboratorio de Dendrocronología de la Universidad de Piura, ha reconstruido eventos pasados de El Niño analizando el anillado de los árboles del bosque seco.

2.6. Dendrocronología

2.6.1. Definición

Desde siempre hemos oído que contando los anillos de un tronco podemos determinar su edad. La mayoría de nuestros arbustos y árboles suman cada año un anillo más a su tronco, pero esto no ocurre con todas las plantas madereras del mundo; en el caso de unas, porque crecen continuamente como por ejemplo, en las selvas tropicales, porque producen más de un anillo al año, sobre todo en los lugares en los que el verano es particularmente seco. En estas latitudes, sin embargo, los arbustos hacen todos los años una pausa en su crecimiento, condicionados por el invierno. La madera de principios del período de crecimiento y la de finales suele ser distinta, y eso posibilita diferenciar los anillos. Hay además otra serie de factores que obstaculizan el crecimiento como el clima, la contaminación, etc., y en la medida en que su influencia varía de un año a otro, la anchura del anillo generado es distinta. Como consecuencia, el tronco se forma por una secuencia de anillos estrechos y anchos.

La palabra dendrocronología proviene del griego: *dendros* que significa árbol, *cronos* tiempo y *logos* ciencia o conocimiento. Etimológicamente, es la ciencia de datar o fechar, determinar la edad de los árboles. Es una definición estricta, podemos decir que es la ciencia de la datación de maderas utilizando sus anillos anuales. Definición amplia, es la ciencia que fecha los anillos anuales de crecimiento de los árboles, analizando su estructura

e investigando la información registrada en ella para aplicaciones a cuestiones ambientales e históricas. La dendrocronología aprovecha parámetros mensurables de la estructura del anillado de los árboles, fechando el año exacto de su formación, para deducir condiciones medioambientales del pasado, tales como el clima, grandes avenidas (caudales), plagas, incendios forestales, actividad volcánica, contaminación, etc (Kaennel y Schweingruber, 1995).

Si consideramos a cada árbol como un instrumento capaz de registrar todos los fenómenos que ocurren en el medio que lo rodea, la Dendrocronología no es otra cosa que la ciencia que interpreta, o lee ese registro ambiental. El ambiente de alguna manera ha modificado el crecimiento. Los anillos del crecimiento reflejan todo lo que el árbol ha padecido durante su vida, y la función de la dendrocronología es la de identificar los acontecimientos más importantes. Según cuál sea el trabajo de investigación, se suelen mitigar ciertos factores para recalcar lo que interesa, lo cual se consigue con un buen diseño de muestras y unas técnicas para su examen. Por ejemplo, al estudiar el clima, con unas muestras de árboles crecidos fuera del bosque muchas veces se descubre la influencia de la competencia por los nutrientes y por la luz.

Para obtener la secuencia completa de un árbol vivo, no hay por qué cortarlo, mediante un perforador especial se extrae un pequeño cilindro del radio del tronco como lo muestra la Fig. 2.14, con el cual se consiguen todas las anchuras de los anillos. Sin embargo, en los ya muertos se emplea la sección mayor posible, ya que en estos cilindros se puede perder información.



Fig. 2. 14 Pequeño cilindro del radio del tronco de un árbol.

2.6.2. Aplicaciones de la dendrocronología en el Perú

2.6.2.1 Aplicación Dendroclimatológica

Se trata de la reconstrucción de los eventos de El Niño a partir de árboles del bosque seco de Nor-oeste del Perú (1948-2001). Se han obtenido series dendrocronológicas, índices del anillado, a partir de la medición del ancho del anillado de muestras de madera de Palo Santo y de Algarrobo, estas series se han correlacionado con las series climáticas de lluvias de los lugares muestreados.

Las series obtenidas muestran una clara respuesta de estas especies a las precipitaciones, se refleja en el ancho del anillo generado especialmente cuando ocurre un evento de El Niño. Hay un alto índice de correlación entre los datos dendrocronológicos y los registros instrumentales de lluvias, con un índice de correlación de 0.85 (Córdova, 2003).

2.6.2.3 Aplicación Dendroecológica

Se trata de estudios de los anillos de crecimiento en árboles para analizar la relación entre el establecimiento natural de árboles adultos y los años lluviosos asociados a Niños pasados. Dentro de esta aplicación se puede mencionar el Proyecto European Union INCO: Regeneración comunidades vegetales semiáridas; el Rol del FEN y el control de la Herviboria (2001-2004).

2.6.2.4 Aplicación Dendroarqueológica

En la siguiente tabla 2.8 se resume el trabajo realizado en Dendroarqueología en el Perú.

Tabla 2. 8 Trabajo realizado en Dendroarqueología en el Perú.

Fecha	Lugar	Especie
Julio 2002	Chankillo, Casma, Ancash	Algarrobo
Setiembre 2003	La Matanza, Chulucanas, Piura	Satuyo
Octubre 2005	Valle del río Moquegua, Moquegua	Molle, Quenua y Olivo
Febrero 2006	Piura La Vieja, Chulucanas, Piura	Hualtaco

Capítulo 3

Extensión de las series hidrométricas

3.1. Introducción

Este capítulo está orientado a analizar la información disponible de cada una de las estaciones hidrométricas del río Piura mencionadas en esta tesis, con el fin de completar o extender las series de caudales máximos instantáneos de Ñácara y Tambogrande en el período 1925-2008. La extensión se realiza mediante correlaciones en base a la serie completa que se tiene de la estación los Ejidos, aplicando algunas herramientas estadísticas.

Los datos recopilados de las series de las tres estaciones sólo representan información en bruto, pero si estos se organizan y analizan en forma compacta y fácil de utilizar, proporcionan una herramienta de gran utilidad.

Para el análisis de la información, la hidrología utiliza los conceptos de probabilidades y estadística, siendo este campo, una de las primeras áreas de la ciencia e ingeniería, en usar los conceptos estadísticos, en un esfuerzo para analizar los fenómenos naturales.

Para la simplificación del análisis de la abundante información, se ha requerido del uso de la computadora, es por eso que se ha analizado mediante los programas Excel e HidroEsta, que tienen la finalidad de procesar fácilmente esta información.

Antes de utilizar la serie histórica de caudales de la estación Los Ejidos para la extensión de las series de Ñácara y Tambogrande, es necesario analizar su homogeneidad y consistencia para poder corroborar que sea útil para la extensión de las otras series.

3.2. Análisis estadístico de caudales máximos

Para asegurar la independencia de los datos de las series tomamos un solo valor, el máximo por cada año de registro. Contamos para cada estación con datos de caudales máximos diarios y caudales máximos instantáneos, donde sólo en la estación Los Ejidos se cuenta con la base de datos completa desde 1925 a 2008, siendo así 84 años de serie histórica.

El análisis estadístico de las series de caudales máximos históricos permite establecer la confiabilidad de la serie en cuanto tiene que ver con la longitud del registro y la consistencia de la información. Este análisis, por su parte, exige una serie de datos lo suficientemente larga, suponiendo la homogeneidad y la calidad de la información.

La estimación de la frecuencia de los eventos es compleja, dado que los registros de las series de observaciones o no existen, o son demasiado cortos, como es el caso de la estación Tambogrande y Ñácara, por lo que se realiza la extensión de series para estas estaciones en base a la estación Los Ejidos.

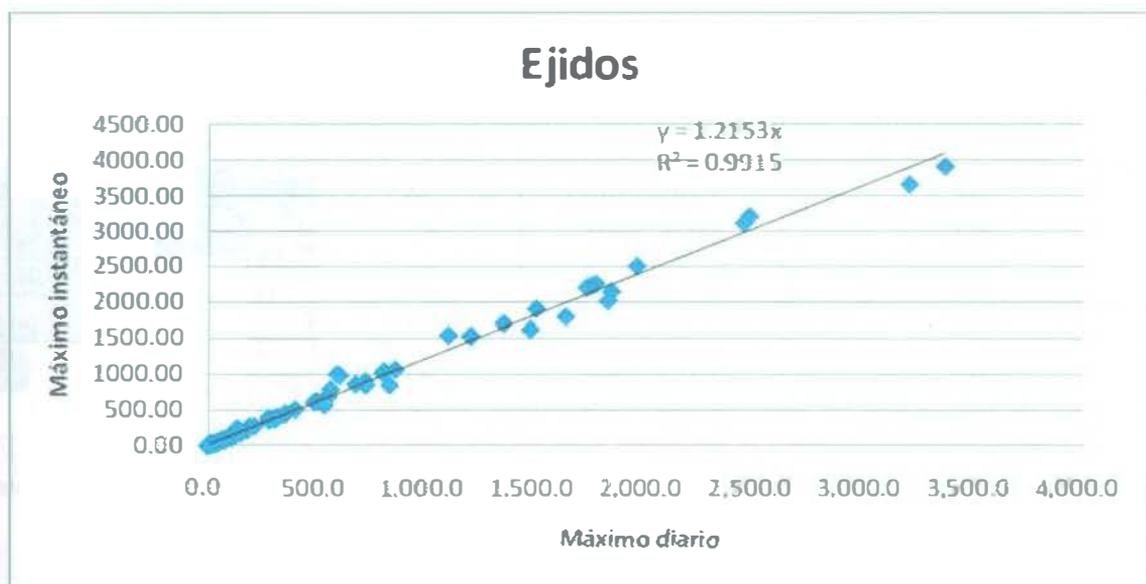
La inconsistencia de la serie de datos en el tiempo, está dada por la producción de errores sistemáticos, como déficit en la toma de datos por cambio de estación de registro como sucedió con la estación Sánchez Cerro que a partir de noviembre de 1985 los caudales fueron regulados en la presa Los Ejidos. Debido a que el análisis de la consistencia de la información es el proceso que consiste en la identificación o detección, descripción y remoción de la no homogeneidad e inconsistencia; para el caudal del año 1997-1998 tuvo que ser removido el valor de $4424\text{m}^3/\text{s}$ por $3900\text{m}^3/\text{s}$.

Por lo tanto, es muy necesario analizar la serie de tiempo hidrológica de Los Ejidos para poder tener fundamentos de que sí es una serie en la cual se puede basar para extender las series de las dos estaciones restantes a analizar en esta tesis, porque de lo contrario afectaría las características estadísticas de dichas series, tales como la media, desviación estándar, correlación serial y caudales de diseño.

Luego de establecer la confiabilidad de la serie de los Ejidos se procede a calcular los estadísticos que van a representar el régimen histórico de las crecientes; estos estadísticos los hallamos mediante la estadística descriptiva. El procedimiento de preparación y análisis de la calidad de la información, antes de acceder a los análisis estadísticos, debe realizarse estricta y completamente, ya que, de lo contrario, puede llevar a conclusiones muy equivocadas.

3.3. Relación caudal pico/caudal diario

Con la finalidad de extender las series de datos disponibles se han correlacionado los caudales máximos instantáneos en cada estación, obteniéndose altos coeficientes de correlación (R^2). A manera de ejemplo se presenta la correlación de la estación Los Ejidos, la misma que no fue necesario emplear dado el registro completo disponible (Gráf. 3.1).



Graf.3. 1: Correlación de Q máximo diario con Q máximo instantáneo de la estación Los Ejidos

Para la estación Nácara y Tambogrande se muestran en Graf. 3.5 y Graf. 3.7 respectivamente.

Al tomar estos valores y compararlos con los de la tabla 1.1, los factores resultantes se toman como propicios ya que se conoce que la estación Los Ejidos controla una cuenca de aproximadamente $7,689.38 \text{ km}^2$, la estación Tambogrande 6073.91 km^2 y la estación Nácara 4631.12 km^2 . Con estos factores se realiza la extensión de los caudales máximos instantáneos de las estaciones Nácara y Tambogrande.

3.4. Serie hidrológica de la estación Los Ejidos

3.4.1. Longitud de la serie medida

Para esta estación se tiene una longitud de registro de 84 años, mostrada en la Anexo A.1, teniendo así fiabilidad y calidad debido a que con estudios anteriores se ha podido demostrar la representatividad, homogeneidad de la información y la posibilidad de análisis regional de caudales máximos dentro de la zona homogénea.

En términos generales, el mayor número de hidrólogos concordará que la extrapolación de observaciones es permitida por dos a tres veces; esto es por ejemplo, que en base de la observación de unos 20 años, es posible establecer la función fiablemente hasta el período de retorno de 60 años, como máximo. Es así que para la estación Los Ejidos que cuenta con un banco de datos de 84 años se puede extrapolar hasta 250 años.

En consecuencia, sucede frecuentemente el encontrar variaciones significativas con la recopilación y análisis de datos nuevos, aún después de la ejecución de las obras hidráulicas. Por ello para los caudales de diseño se analizará su variación histórica con series antes de los FEN ocurridos en 1983, 1992, 1998 y 2002 y con la serie completa (Tabla 3.1), encontrando variaciones significativas.

Tabla 3.1 División de las series para las tres estaciones hidrométricas

Series E, T y Ñ	Período	n (años)	Cobertura					
S1	1925-1982	58	■	■	■	■	■	■
S2	1925-1991	67	■	■	■	■	■	■
S3	1925-1997	73	■	■	■	■	■	■
S4	1925-2001	77	■	■	■	■	■	■
S5	1925-2008	84	■	■	■	■	■	■
S6	1983-2008	26	■	■	■	■	■	■

3.4.2. Homogeneidad y calidad de la serie

En Los Ejidos, tomando en cuenta que a partir de noviembre de 1985 se trasladó la estación Sánchez Cerro a la presa Los Ejidos con diferentes técnicas de medición, al correlacionar o comparar la información de dichos caudales con las precipitaciones para las mismas fechas se comprueba la calidad de los datos. El único dato inconsistente fue el caudal registrado del año 1997-1998 que fue 4424 m³/s, cambiándolo por el valor de 3900m³/s, que es el dato oficial del Proyecto Especial Chira-Piura, ya que de sobrepasar dicho valor la presa Los Ejidos habría colapsado.

La causa típica de esta no homogeneidad de la serie pueden ser los cambios en la cuenca, aguas arriba del punto de medición como la construcción de presa con embalse, urbanización, variación en la forma de aprovechamiento de las tierras agrícolas, destrucción de cubierta vegetal, tala de bosques, etc.

La función de probabilidad de ocurrencia de caudales establecida para la serie de datos suficientemente larga y fiable es, indudablemente, la técnica más segura, aunque representa la característica referida a la localidad de medición.

3.4.3. División de la base de datos

Obtenida la base de datos, se organizaron los caudales máximos diarios y máximos instantáneos pasando de año normal a año hidrológico (noviembre a octubre.), y se dividió esta base de datos en dos series para analizar si ambas series pertenecen o no a un mismo universo y decidir en base a ello qué serie se propondría para caudales de diseño.

Esta división se realiza, debido a que en los últimos años, los FEN y sus respectivos caudales sólo han incrementado, dejando prever que posiblemente la serie ha cambiado y por lo tanto las dos series de antes y después de éste FEN pueden o no pertenecer al mismo universo.

Al dividir la base de datos de caudales en series de “antes” y “después” y analizar dichas series de datos con duración menor, tenemos como obvio que estas series tienen parámetros estadísticos diferentes en comparación con toda la serie hidrológica observada.

Sin embargo, y de acuerdo con las conclusiones de varios otros estudios a nivel mundial, se considera que estas diferencias no pueden ser directamente consideradas como la confirmación de cambios en las tendencias y parámetros principales de una cuenca; pero

para analizar si existe diferencia en las medias y desviaciones estándar de las divisiones de la misma serie de Los Ejidos se realiza unas pruebas de hipótesis.

Para el análisis de caudales de diseño, con el fin de tener visión sobre su variación histórica intervenidas por los FEN, se realiza divisiones obteniéndose 4 series que se basan en los últimos FEN como son 1983, 1992, 1998, y 2002.

Adicionando a estas 4 series se toma la serie completa 1925-2008 y la serie 1983-2008 que se propondrá para los caudales de diseño, debido a la tendencia de aumento que se encuentra notoriamente a partir del FEN 1982-1983 como se demostrará más adelante en este capítulo.

Se tiene en cuenta que estas divisiones servirán para el análisis de su variación histórica de los caudales de diseño, llegando a tener así 6 series a analizar, como las que mencionamos a continuación:

- S1E: Serie de Los Ejidos de 1925 a 1982; a esta serie, previa al FEN 1983 se le realizará también análisis de estadística descriptiva y prueba de hipótesis como se muestra más adelante de este capítulo.
- S2E: Serie de Los Ejidos de 1925 a 1991; esta serie ya comprende el FEN de 1983 pero no el de 1992.
- S3E: Serie de Los Ejidos de 1925 a 1997; esta serie comprende 2 FEN que son 1983 y 1992.
- S4E: Serie de Los Ejidos de 1925 a 2001; esta serie comprende 3 FEN y entre ellos el máximo caudal de la historia, que son 1983, 1992 y 1998.
- S5E: Serie de Los Ejidos de 1925 a 2008; esta serie comprende todos los años que se tienen como base de datos.
- S6E: Serie de Los Ejidos de 1983 a 2008; a esta serie se le realizará también análisis de estadística descriptiva y prueba de hipótesis. Es analizada porque es la serie que se propondrá para obtener los caudales de diseño para diferentes periodos de retorno.

3.4.4. Estadística descriptiva de caudales

Para verificar y comprobar la calidad y confiabilidad de la serie de la estación de Los Ejidos primero se desarrolla la estadística descriptiva que es un conjunto de técnicas muy básico para recoger, organizar, resumir y analizar datos, mediante un estudio calculando una serie de medidas de tendencia central y de dispersión, para darnos a conocer en qué medida los datos se agrupan o dispersan en torno a ese valor central.

Así también la estadística descriptiva sirve para sacar conclusiones válidas y tomar decisiones razonables basadas en tal análisis. Se realiza estos cálculos haciendo uso de la computadora con el programa Excel para mayor simplificación, obteniendo como resultado lo que muestra en las tablas 3.2 y 3.3.

Tabla 3.2: Estadística descriptiva de la serie 1925-1982.

<i>Descriptiva antes del FEN 1983</i>	
<i>S1E</i>	
Media	558.74
Error típico	88.58
Mediana	272.75
Moda	0
Desviación estándar	674.60
Varianza de la muestra	455078.86
Curtosis	1.25
Coefficiente de asimetría	1.49
Rango	2500.00
Mínimo	0.00
Máximo	2500.00
Suma	32407.15
Cuenta	58.00
Nivel de confianza (95.0%)	177.38

Tabla 3.3: Estadística descriptiva de la serie 1983-2008.

<i>Descriptiva después del FEN 1983</i>	
<i>S6E</i>	
Media	1052.08
Error típico	243.86
Mediana	580.00
Moda	#N/A
Desviación estándar	1243.42
Varianza de la muestra	1546098.02
Curtosis	0.11
Coefficiente de asimetría	1.13
Rango	3893.50
Mínimo	6.50
Máximo	3900.0
Suma	27354.10
Cuenta	26.00
Nivel de confianza (95.0%)	502.23

Se observa como resultado en estas tablas de estadística descriptiva que los parámetros para cada serie son totalmente diferentes. La serie S6E: 1983-2008, casi duplica y triplica sus valores en diferentes parámetros de la serie S1E: 1925-1982, decidiendo así realizar a continuación las pruebas de hipótesis necesarias para comprobar si realmente difieren dichos parámetros de cada una de las dos series.

3.4.5. Pruebas de hipótesis

La prueba de hipótesis se realizó a partir de los parámetros de la media y desviación estándar de los caudales. Tomando como base el año 1982-1983, se dividió la base de datos de caudales en dos series, como ya se mencionó anteriormente, con un antes y un después de este año, trabajando siempre con año hidrológico, teniendo los resultados de la

después de este año, trabajando siempre con año hidrológico, teniendo los resultados de la estadística descriptiva para cada serie y por ende por medio de las hipótesis se hizo un juicio sobre si realmente difieren las medias y sus desviaciones estándar.

Como se conoce la desviación estándar de la población, deberá aplicarse la prueba Z independientemente del tamaño de la base de datos de caudales.

3.4.5.1. Prueba Z de dos medias con varianza conocida

Esta prueba de hipótesis se realizó con el fin de decidir si existe una diferencia significativa entre las medias de ambas series, antes y después del FEN de 1982-1983. Se trata de una prueba de hipótesis de medias, cuando se conocen las varianzas de los universos. Como el propósito es investigar si el caudal de la serie S6 es mayor que el caudal de la serie S1 se plantea:

$$H_0: \mu_{S6} - \mu_{S1} = 0$$

$$H_1: \mu_{S6} - \mu_{S1} < 0$$

La región de rechazo de la hipótesis nula está a la derecha del valor Z crítico, por tanto el estadígrafo, 1.90, cae en la región de rechazo. Dando como resultado que se rechaza la prueba de hipótesis nula como se muestra en la tabla 3.4, por lo tanto esto indica que sí existe dicha diferencia de medias entre las series S6E y S1E.

Tabla 3.4: Prueba z para medias de dos muestras con varianza conocida

	S6E 1983-2008	S1E 1925-1982
Media	1052.08	558.74
Varianza (conocida)	1546098.02	455078.86
Observaciones	26.00	58.00
Diferencia hipotética de las medias	0.00	
Z	1.90	
P(Z≤z) una cola	0.03	
Valor crítico de z (una cola)	1.64	

3.4.5.2. Prueba F de dos varianzas

A esta distribución F también se le conoce como la distribución de la razón de varianzas y es útil para determinar si una población tiene una mayor variación que la otra.

La hipótesis nula es que las dos poblaciones tienen la misma varianza, y la hipótesis alternativa es que una tiene mayor varianza que la otra.

Si en los cálculos se indica que una de las varianzas es mayor que la otra, no es suficiente esta evidencia para rechazar la hipótesis nula que nos indica que las poblaciones tienen la misma varianza. Se necesita el valor crítico de F para poder afirmar dicha hipótesis, por lo tanto realizamos la prueba F utilizando Excel para mayor facilidad y si el cociente F calculado a partir de los datos de la muestra es mayor que el F crítico, la hipótesis nula es rechazada, como lo muestra la tabla 3.5. Por lo tanto si aceptamos un riesgo del 5% de un error de tipo I, las poblaciones no tienen la misma varianza.

Tabla 3.5: Prueba F para varianzas de dos muestras

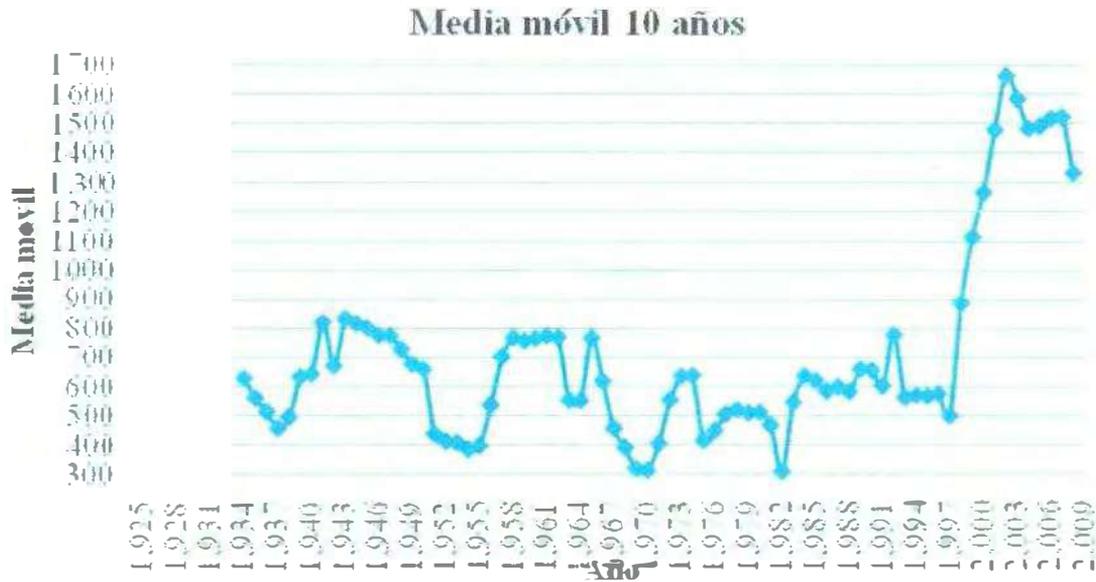
	S6E 1983-2008	S1E 1925-1982
Media	1052.08	558.74
Varianza	1546098.02	455078.86
Observaciones	26.00	58.00
Grados de libertad	25.00	57.00
F	3.40	
P($F \leq f$) una cola	6.78149E-05	
Valor crítico para F (una cola)	1.70	

3.4.6. Media móvil

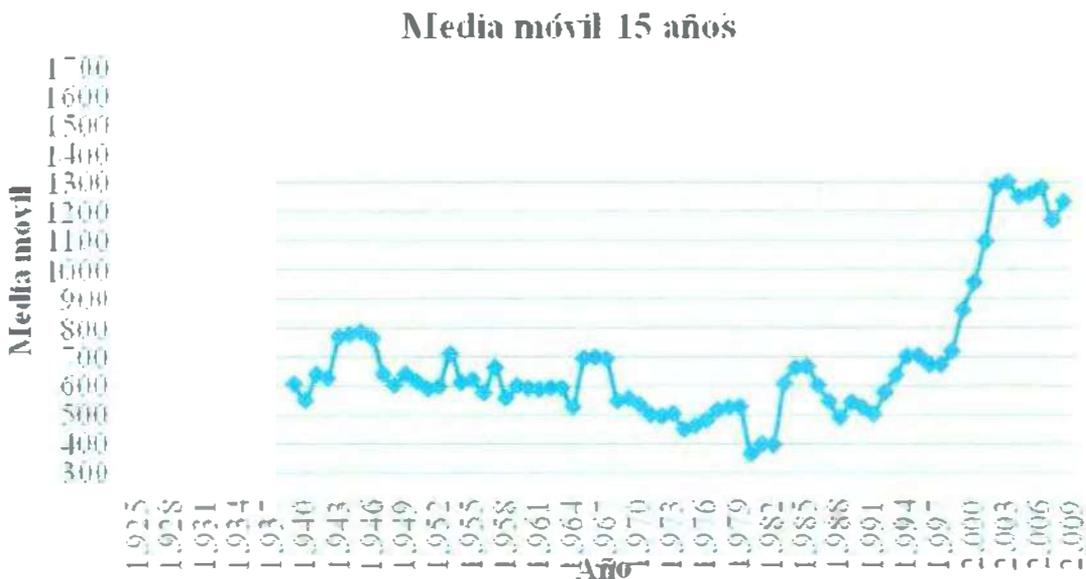
La media móvil proporciona información sobre tendencias, que con una media simple de todos los datos del historial de caudales quedaría oculta. La media móvil es esencialmente un indicador eminentemente objetivo seguidor de tendencias. Su propósito es señalar que una nueva tendencia ha comenzado o que una vieja tendencia ha terminado, aunque siempre un tiempo después de que un hecho importante ha ocurrido, en este caso este hecho viene a ser el año del FEN 1982-1983 como ya se indicó anteriormente.

Las medias móviles no anticipan cambio de tendencia, simplemente la detectan una vez que se ha producido. Es un valor medio de los últimos K puntos de datos, digamos, las

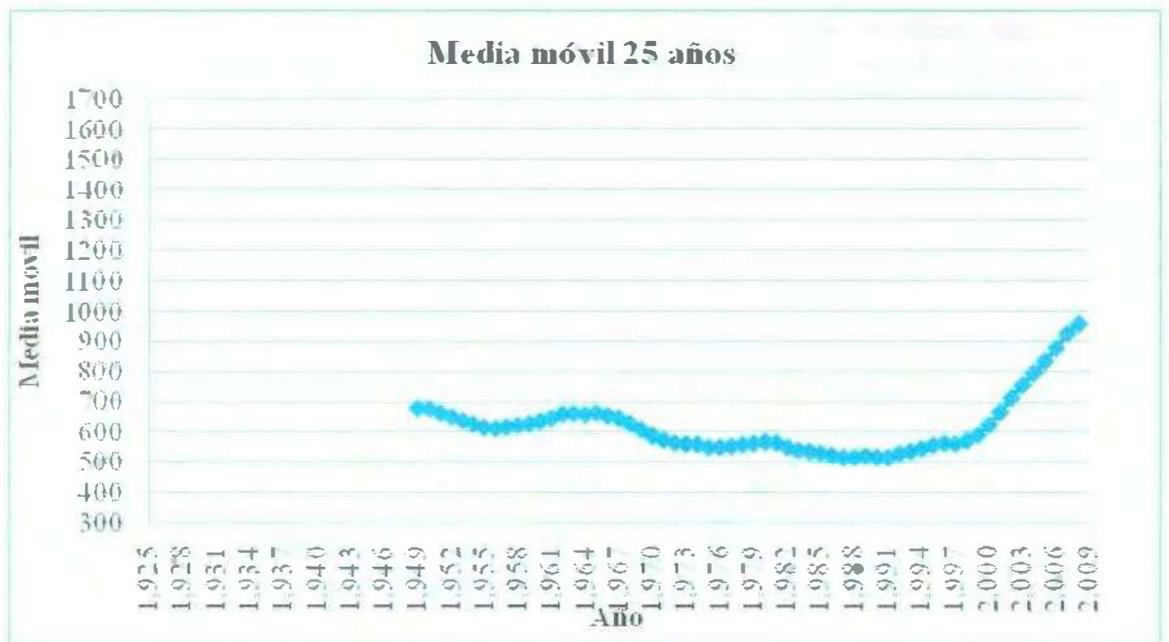
Esta media móvil se calcula con Excel graficando así como se muestra en los gráficos 3.2 a 3.4, donde se muestran medias móviles de 10, 15 y 25 años.



Graf. 3. 2: Media móvil cada 10 años de los caudales máximos instantáneos de los Ejidos desde 1925 a 2008.



Graf. 3. 3: Media móvil cada 15 años de los caudales máximos instantáneos de los Ejidos desde 1925 a 2008.



Graf. 3. 4: Media móvil cada 25 años de los caudales máximos instantáneos de los Ejidos desde 1925 a 2008

Con estos gráficos se observa claramente que después del FEN 1997-1998 que fue el máximo de la historia, existe una tendencia muy notoria a aumentar dichos caudales.

3.4.7. Conclusiones

Del análisis de consistencia y homogeneidad se concluye que la serie de los caudales máximos diarios e instantáneos de la estación Los Ejidos sí están aptos para realizar la extensión de las series de caudales máximos instantáneos de Nácara y Tambogrande.

Del análisis de prueba de hipótesis se concluye que sí existen estas diferencias de parámetros y por lo tanto sería una de las confirmaciones que indican que han ocurrido cambios reales en los parámetros hidrológicos principales de esta serie por lo que sería base para proponer los caudales de diseño con la serie S6E, que sería la serie 1983-2008.

Sin embargo según las recomendaciones, el mejor método es siempre usar la serie más larga de datos disponibles, dado que solo de esta manera se está garantizando que se están analizando todos los fenómenos y las desviaciones que normalmente ocurren durante el período de análisis.

Vale la pena destacar que se está proponiendo dicha separación de la serie por las diferencias comprobadas y que la estación Los Ejidos cumple con este requerimiento y representa una de las pocas estaciones hidrológicas en el norte del Perú, con una serie tan larga y confiable de datos de mediciones y observaciones.

Del análisis de la media móvil se tiene otra confirmación de que han ocurrido cambios reales en los parámetros hidrológicos, por lo que se tiene otra base para proponer diseñar los caudales con la serie 1983-2008, dado que con ayuda de los gráficos 3.2 a 3.4 se observa la tendencia de aumento de dichos caudales, durante los últimos años.

Es importante recordar que para el análisis estadístico de caudales del río Piura, es de suma importancia tener una serie confiable y larga de los datos medidos. En el caso de la estación Los Ejidos y con las extensiones correspondientes de las otras dos estaciones contamos con una serie de más de 84 años con mediciones confiables.

De acuerdo con la literatura hidrológica mundial, es muy importante tener una serie de observaciones durante un período largo, lo más largo posible, determinando que la serie observada pueda ser extrapolada, con la confiabilidad adecuada, hasta la relación 2 o como máximo 3. De tal manera que lo considerado en la serie de datos de la estación Los Ejidos es adecuada para el análisis de las avenidas con período de retorno de hasta 100 años, que los datos observados, según varios estudios anteriormente mencionados, son confiables.

3.5. Serie hidrológica de la estación Ñácara

La extensión de información es el proceso de transferencia de datos con correlaciones desde una estación con un largo registro histórico a otra con un corto registro y eso es lo que se ha realizado con las estaciones de Ñácara y Tambogrande.

La completación de datos, es el proceso por el cual, se llenan los vacíos que existen en un registro de datos. La completación para estas series se realizó a partir del año 2000 al 2008.

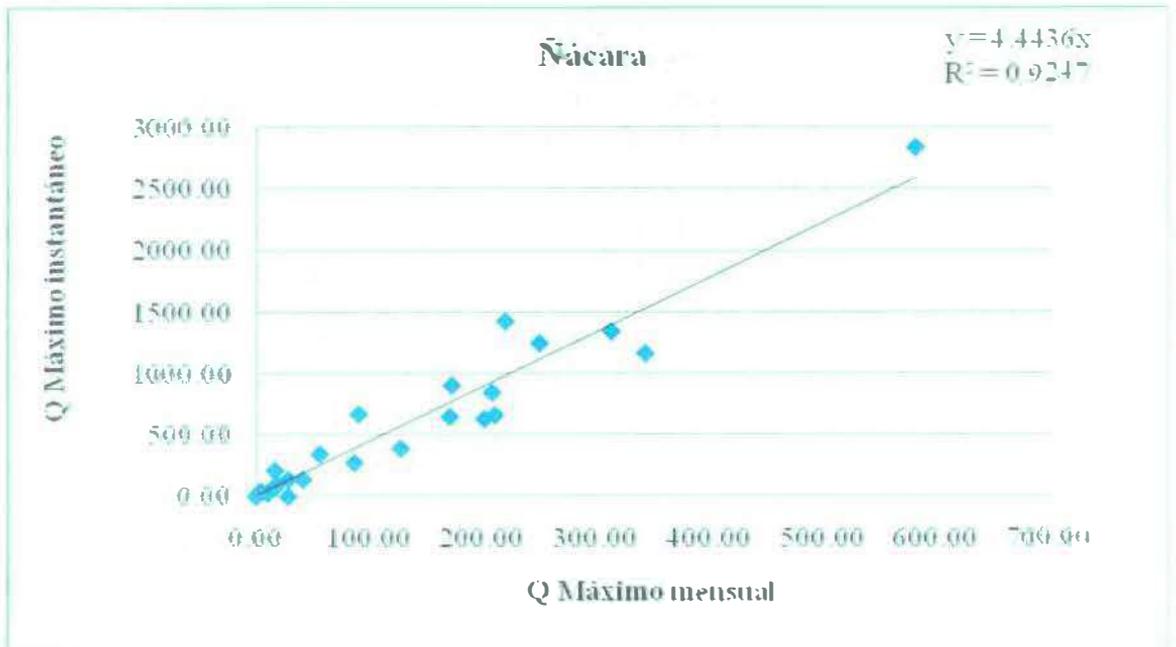
La complementación y extensión de la información hidrometeorológica faltante, se efectúa para tener en lo posible series completas, más confiables y de un período uniforme.

3.5.1. Extensión de la base de datos de la estación Ñácara

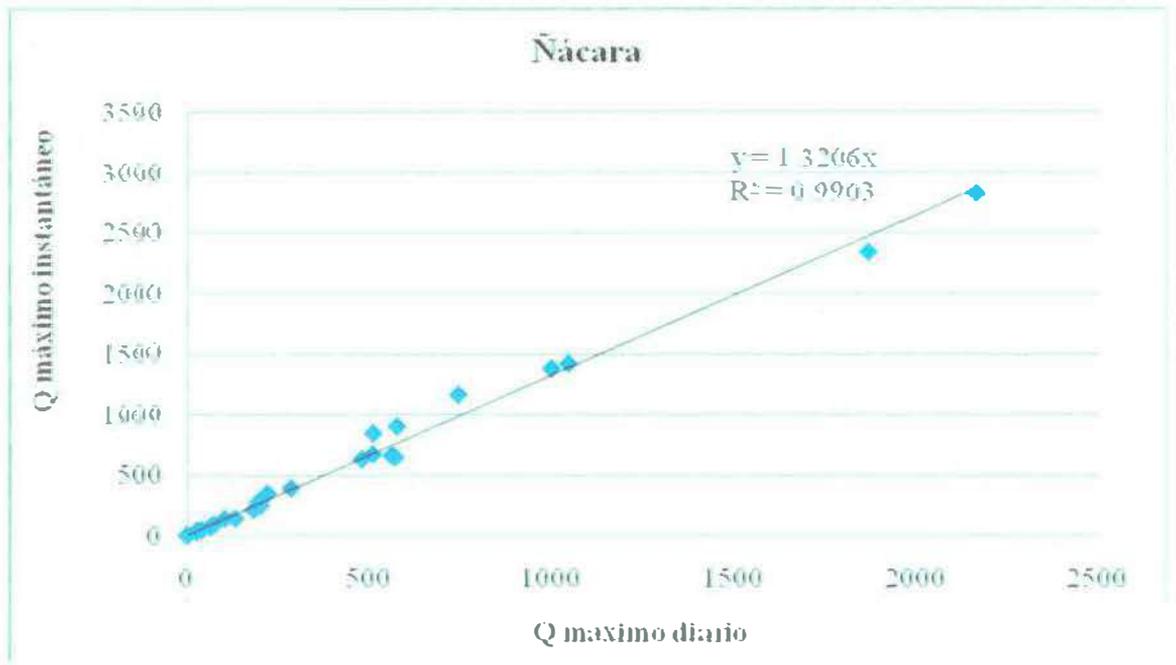
En la estación Ñácara se cuenta con caudales máximos mensuales, máximos diarios y máximos instantáneos (Anexo A.2). Tales series se muestran incompletas y dado que en esta tesis se analizará los caudales máximos instantáneos de cada estación, el objetivo en este capítulo será extender las series de las estaciones Ñácara y Tambogrande desde 1925 a 2008 tomando como base la estación Los Ejidos.

Como primer paso se realizó la correlación entre los caudales máximos mensuales y los máximos instantáneos de esta misma estación, de la cual resultó, no considerando 2 años atípicos, un $R^2=0.9247$ con un factor $F=4.4436$ (Gráf. 3.5).

A continuación se realizó la correlación entre caudales máximos diarios y máximos instantáneos, no considerando 3 años atípicos, resultando un $R^2 = 0.9903$ con un factor de 1.3206, (Graf. 3.6). Debido a los resultados se optó por correlacionar con los caudales máximos diarios.

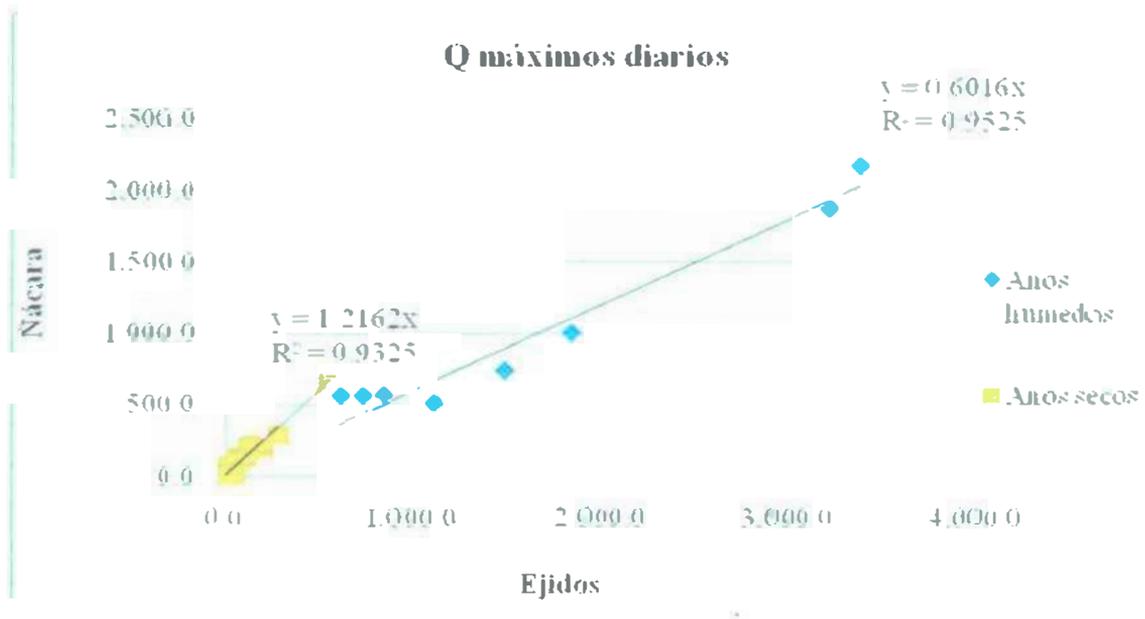


Graf. 3. 5: Correlación de Q máximo mensual vs Q máximo instantáneo de la estación Ñacara.



Graf. 3. 6: Correlación de Q máximo diario con Q máximo instantáneo de la estación Ñacara.

Los caudales máximos diarios disponibles en la estación Ñácara son desde 1972 hasta 2008, con faltantes en el período de 1992 a 1997, debido a que la estación quedó inoperativa (Anexo A2). Para completar esta serie de caudales máximos diarios desde 1925, se realizó como segundo paso la correlación de máximos diarios de Los Ejidos con máximos diarios de Ñácara, ya que en dicha estación se tienen todas las series completas. Al realizar la correlación usando éstas dos estaciones fue necesaria separar la serie en años húmedos, llamados así cuando hay regular y fuerte lluvia en toda la cuenca Piura, y años secos, cuando sólo llueve en la parte alta de la cuenca. Se observó que, durante los años secos, los caudales en la estación Ñácara son mayores que en la estación Los Ejidos, mientras que para los años húmedos la relación es inversa, es por eso que se correlaciona con dos factores diferentes, uno para años húmedos y otro para años secos (Gráf. 3.7).



Graf. 3. 7: Correlación de Q máximos diarios de la estación los Ejidos con Q máximos diarios de la estación Ñácara.

Obtenida la serie de los caudales máximos diarios de Ñácara de 1925 a 2008 (tabla 3.6), se procede a extender la serie correspondiente a los caudales máximos instantáneos (tabla 3.7).

Tabla 3.6: Extensión de los caudales máximos diarios de la estación Nácara.

Año Hidro.	Máximo diario Nácara		Año Hidro.	Máximo diario Nácara	
1924	1925	518.58	1966	1967	90.43
1925	1926	406.08	1967	1968	25.69
1926	1927	591.07	1968	1969	182.47
1927	1928	129.93	1969	1970	34.83
1928	1929	140.71	1970	1971	354.94
1929	1930	101.97	1971	1972	737.80
1930	1931	432.55	1972	1973	576.10
1931	1932	902.40	1973	1974	26.10
1932	1933	606.48	1974	1975	194.80
1933	1934	421.71	1975	1976	286.10
1934	1935	365.80	1976	1977	651.20
1935	1936	377.36	1977	1978	183.20
1936	1937	45.03	1978	1979	103.60
1937	1938	486.48	1979	1980	27.70
1938	1939	721.92	1980	1981	510.00
1939	1940	185.63	1981	1982	0.00
1940	1941	1,052.80	1982	1983	1,046.70
1941	1942	391.77	1983	1984	561.70
1942	1943	1,064.83	1984	1985	132.00
1943	1944	259.05	1985	1986	64.10
1944	1945	217.94	1986	1987	480.00
1945	1946	138.39	1987	1988	38.90
1946	1947	48.03	1988	1989	571.30
1947	1948	49.61	1989	1990	0.00
1948	1949	481.28	1990	1991	30.20
1949	1950	0.00	1991	1992	983.01
1950	1951	0.00	1992	1993	484.29
1951	1952	155.51	1993	1994	514.97
1952	1953	1,040.77	1994	1995	80.63
1953	1954	50.98	1995	1996	104.59
1954	1955	340.54	1996	1997	15.93
1955	1956	721.92	1997	1998	2,165.00
1956	1957	812.16	1998	1999	714.00
1957	1958	668.91	1999	2000	511.00
1958	1959	433.15	2000	2001	744.70
1959	1960	88.52	2001	2002	1,868.40
1960	1961	96.65	2002	2003	220.60
1961	1962	123.30	2003	2004	73.80
1962	1963	44.15	2004	2005	201.30
1963	1964	38.54	2005	2006	554.25
1964	1965	1,178.43	2006	2007	141.50
1965	1966	56.67	2007	2008	1,000.00

Tabla 3.7: Extensión de los caudales máximos instantáneos de la estación Nácara

Año Hidro.	Máximo instantáneo Nácara	Año Hidro.	Máximo instantáneo Nácara		
1924	1925	684.84	1966	1967	100.77
1925	1926	536.27	1967	1968	33.92
1926	1927	780.57	1968	1969	240.97
1927	1928	171.59	1969	1970	46.00
1928	1929	185.83	1970	1971	468.74
1929	1930	134.66	1971	1972	1,245.00
1930	1931	571.22	1972	1973	900.00
1931	1932	1,191.71	1973	1974	27.60
1932	1933	800.92	1974	1975	273.00
1933	1934	556.92	1975	1976	389.00
1934	1935	483.07	1976	1977	1,130.00
1935	1936	498.34	1977	1978	211.00
1936	1937	59.47	1978	1979	139.00
1937	1938	642.45	1979	1980	39.30
1938	1939	953.37	1980	1981	668.00
1939	1940	245.14	1981	1982	0.00
1940	1941	1,390.33	1982	1983	1,420.00
1941	1942	517.37	1983	1984	660.00
1942	1943	1,406.22	1984	1985	139.00
1943	1944	342.10	1985	1986	70.40
1944	1945	287.82	1986	1987	629.00
1945	1946	182.76	1987	1988	43.00
1946	1947	63.43	1988	1989	645.00
1947	1948	65.52	1989	1990	0.00
1948	1949	635.58	1990	1991	39.88
1949	1950	0.00	1991	1992	1,298.17
1950	1951	0.00	1992	1993	639.55
1951	1952	205.37	1993	1994	680.07
1952	1953	1,374.44	1994	1995	106.49
1953	1954	67.32	1995	1996	138.13
1954	1955	449.71	1996	1997	21.04
1955	1956	953.37	1997	1998	2,831.10
1956	1957	1,072.54	1998	1999	1,342.00
1957	1958	883.36	1999	2000	844.00
1958	1959	572.02	2000	2001	1,162.40
1959	1960	116.89	2001	2002	2,345.80
1960	1961	127.63	2002	2003	344.00
1961	1962	162.83	2003	2004	87.40
1962	1963	58.30	2004	2005	244.30
1963	1964	50.89	2005	2006	731.94
1964	1965	1,423.58	2006	2007	186.86
1965	1966	74.84	2007	2008	1,381.20

3.5.2. División de la base de datos

Para el análisis de diseño de caudales de la estación Ñácara, se usa la siguiente nomenclatura, dividiendo así en 6 series la base de datos:

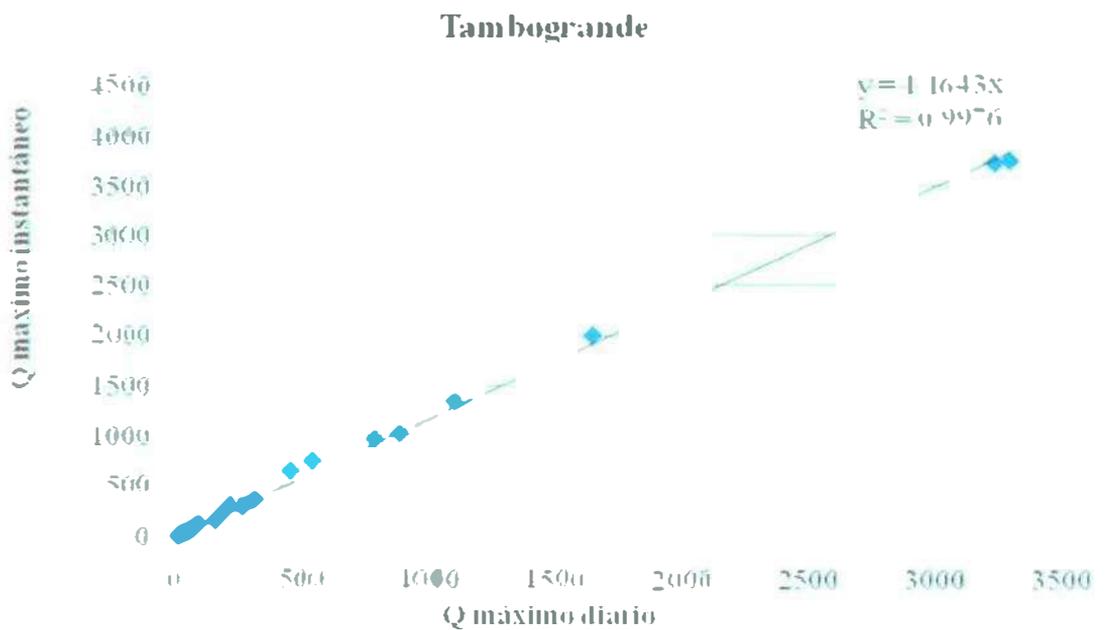
- S1Ñ: Serie de Ñácara con caudales de 1925-1982.
- S2Ñ: Serie de Ñácara con caudales de 1925-1991.
- S3Ñ: Serie de Ñácara con caudales de 1925-1997.
- S4Ñ: Serie de Ñácara con caudales de 1925-2001.
- S5Ñ: Serie de Ñácara con caudales de 1925-2008.
- S6Ñ: Serie de Ñácara con caudales de 1983-2008.

3.6. Serie hidrológica de la estación Tambogrande

3.6.1. Extensión de la base de datos de la estación Tambogrande

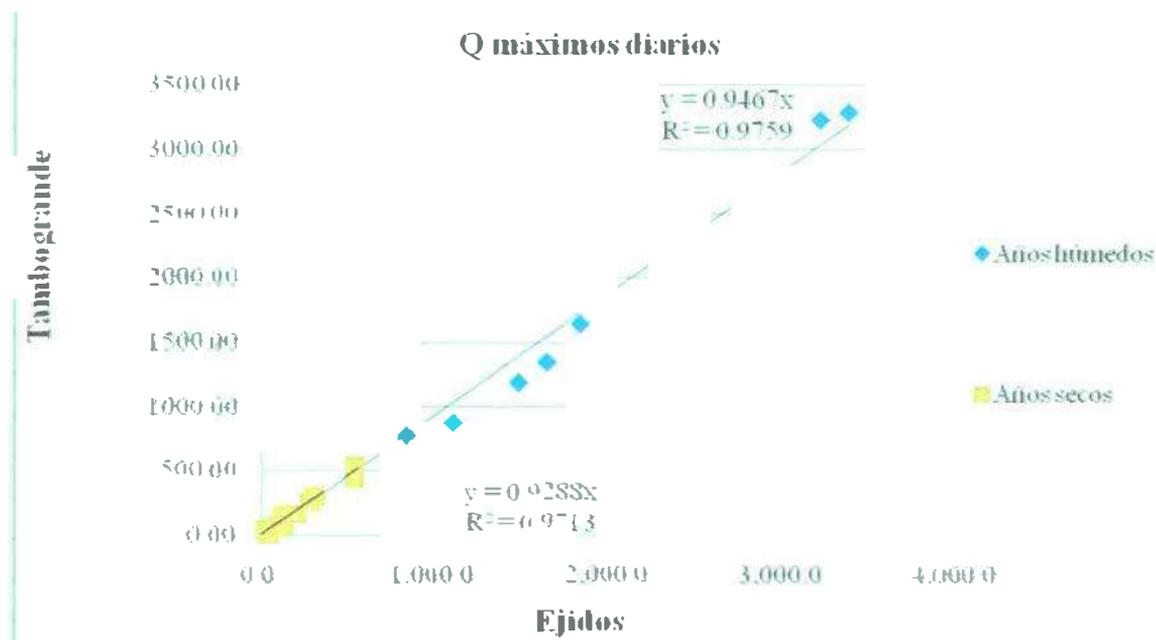
La estación de Tambogrande cuenta con series de caudales máximos diarios (1972-1982, 1986, 1992, 1998-2006, 2008) y máximos instantáneos (1972-1982, 1998, 2000-2006, 2008) como se muestra en el Anexo A.3.

Se realizó la correlación de caudales máximos diarios con máximos instantáneos de Tambogrande y sacando un año atípico se halla un $R^2=0.9976$, bastante alto, con un $F=1.1643$ como se muestra en el Gráf. 3.8.



Graf. 3. 8: Correlación de Q máximo diario con Q máximo instantáneo de la estación Tambogrande.

Para completar la serie 1925-2008 de caudales máximos diarios de esta estación, también se procede a correlacionar con los máximos diarios de Los Ejidos, hallando un factor para años húmedos y otro factor para años secos (Gráf. 3.9), que permitieron la extensión de los caudales máximos diarios de la estación Tambogrande (tabla 3.8).



Graf. 3. 9: Correlación de los Q máximos diarios de la estación Los Ejidos con los Q máximos diarios de la estación Tambogrande.

3.6.2. División de la base de datos

Para el análisis de diseño de caudales, se usa la siguiente nomenclatura para la estación Nácara, dividiendo así en 6 series la base de datos:

- S1T: Serie de Tambogrande con caudales de 1925-1982.
- S2T: Serie de Tambogrande con caudales de 1925-1991.
- S3T: Serie de Tambogrande con caudales de 1925-1997.
- S4T: Serie de Tambogrande con caudales de 1925-2001.
- S5T: Serie de Tambogrande con caudales de 1925-2008.
- S6T: Serie de Tambogrande con caudales de 1983-2008.

Tabla 3.8: Extensión de los caudales máximos diarios de la estación Tambogrande

Año Hidro.		Máximos diarios Tambogrande	Año Hidro.		Máximos diarios Tambogrande
1924	1925	816.06	1966	1967	69.06
1925	1926	639.02	1967	1968	19.62
1926	1927	451.40	1968	1969	139.35
1927	1928	99.23	1969	1970	26.60
1928	1929	107.46	1970	1971	558.55
1929	1930	77.87	1971	1972	1,191.30
1930	1931	330.33	1972	1973	778.30
1931	1932	1,420.05	1973	1974	46.40
1932	1933	463.16	1974	1975	168.50
1933	1934	322.06	1975	1976	255.70
1934	1935	279.35	1976	1977	445.90
1935	1936	288.18	1977	1978	84.00
1936	1937	34.39	1978	1979	73.60
1937	1938	371.52	1979	1980	19.00
1938	1939	1,136.04	1980	1981	537.40
1939	1940	141.76	1981	1982	4.90
1940	1941	1,656.73	1982	1983	2,341.09
1941	1942	299.19	1983	1984	571.05
1942	1943	1,675.66	1984	1985	99.94
1943	1944	197.83	1985	1986	45.40
1944	1945	166.44	1986	1987	520.13
1945	1946	105.69	1987	1988	5.57
1946	1947	36.68	1988	1989	682.48
1947	1948	37.89	1989	1990	5.57
1948	1949	757.36	1990	1991	12.35
1949	1950	0.00	1991	1992	1,345.90
1950	1951	0.00	1992	1993	762.09
1951	1952	118.76	1993	1994	810.38
1952	1953	1,637.79	1994	1995	61.58
1953	1954	38.93	1995	1996	79.88
1954	1955	260.06	1996	1997	12.17
1955	1956	1,136.04	1997	1998	3,287.00
1956	1957	1,278.05	1998	1999	1,593.00
1957	1958	510.84	1999	2000	882.30
1958	1959	681.62	2000	2001	1,100.00
1959	1960	67.60	2001	2002	3,228.90
1960	1961	73.81	2002	2003	205.70
1961	1962	94.16	2003	2004	51.20
1962	1963	33.71	2004	2005	151.60
1963	1964	29.43	2005	2006	305.67
1964	1965	1,854.41	2006	2007	57.59
1965	1966	43.28	2007	2008	1,642.80

Tabla 3.9: Extensión de los caudales máximos instantáneos de la estación Tambogrande

Año Hidro.	Máx. instantáneo Tambogrande	Año Hidro.	Máx. instantáneo Tambogrande		
1924	1925	950.13	1966	1967	80.40
1925	1926	744.01	1967	1968	22.84
1926	1927	525.56	1968	1969	162.25
1927	1928	115.53	1969	1970	30.97
1928	1929	125.12	1970	1971	650.32
1929	1930	90.67	1971	1972	1,950.00
1930	1931	384.60	1972	1973	960.00
1931	1932	1,653.36	1973	1974	49.00
1932	1933	539.26	1974	1975	205.00
1933	1934	374.97	1975	1976	300.00
1934	1935	325.25	1976	1977	644.00
1935	1936	335.53	1977	1978	131.00
1936	1937	40.04	1978	1979	98.80
1937	1938	432.56	1979	1980	30.00
1938	1939	1,322.69	1980	1981	744.00
1939	1940	165.06	1981	1982	5.50
1940	1941	1,928.92	1982	1983	2,725.74
1941	1942	348.35	1983	1984	664.87
1942	1943	1,950.97	1984	1985	116.36
1943	1944	230.34	1985	1986	52.86
1944	1945	193.79	1986	1987	605.59
1945	1946	123.05	1987	1988	6.49
1946	1947	42.70	1988	1989	794.61
1947	1948	44.11	1989	1990	6.49
1948	1949	881.79	1990	1991	14.38
1949	1950	0.00	1991	1992	1,567.03
1950	1951	0.00	1992	1993	887.31
1951	1952	138.28	1993	1994	943.52
1952	1953	1,906.88	1994	1995	71.70
1953	1954	45.33	1995	1996	93.00
1954	1955	302.79	1996	1997	14.17
1955	1956	1,322.69	1997	1998	3,748.60
1956	1957	1,488.03	1998	1999	1,854.73
1957	1958	594.77	1999	2000	1,016.40
1958	1959	793.61	2000	2001	1,332.60
1959	1960	78.71	2001	2002	3,725.00
1960	1961	85.94	2002	2003	306.60
1961	1962	109.63	2003	2004	68.70
1962	1963	39.25	2004	2005	162.20
1963	1964	34.26	2005	2006	360.00
1964	1965	2,159.10	2006	2007	67.05
1965	1966	50.39	2007	2008	1,998.40

Capítulo 4

Determinación de los caudales de diseño

4.1. Introducción

La finalidad de este capítulo es presentar los modelos probabilísticos que se han ajustado para la determinación de caudales de diseño, a las series con período 1925-2008 de las estaciones Los Ejidos, Ñácara y Tambogrande. Estos caudales han permitido estimar los eventos máximos asociados a períodos de retorno de hasta 100 años.

Se da una explicación general de cada una de las distribuciones de probabilidad a usar y se presentan las expresiones para estimar los parámetros que las definen, mediante momentos ordinarios utilizando Excel y por momentos lineales utilizando HidroEsta, con el fin de estimar el evento esperado.

También así se presenta la bondad de ajuste de cada una de ellas para analizar cuál es la más adecuada para los caudales de diseño del río Piura.

Estudios anteriores han venido realizándose sólo con hojas de cálculo dando buenos resultados, en cambio, desde hace algún tiempo, estas metodologías de cálculo han ido mejorando y actualizándose, de acuerdo con las herramientas disponibles, tanto de software como de hardware, que han permitido la realización de numerosos estudios y pruebas, por ende las metodologías han sido mejoradas con algunos ajustes y se trabajará también el análisis con el software HidroEsta.

Los resultados obtenidos con los modelos probabilísticos, usando la metodología tradicional calculada con Excel y con HidroEsta, servirán para comparar resultados entre ellos y escoger el método más apropiado a emplear para los caudales de diseño del río Piura.

4.2. Distribuciones de probabilidad

El principio básico es realizar un análisis de frecuencias con los datos de los caudales máximos instantáneos de las tres estaciones y observar en las gráficas la tendencia de los mismos. Posteriormente, ajustar la serie de datos de caudales máximos instantáneos, de acuerdo a cada modelo probabilístico predeterminado y pronosticar de acuerdo a diferentes períodos de retorno sus respectivos caudales de diseño, además de realizar unas pruebas de bondad de ajuste con el objetivo de definir la distribución teórica óptima. Todo este procedimiento se realiza con la ayuda de Excel para mayor simplificación y facilidad del análisis de la base de datos, utilizando momentos ordinarios.

Al tener disponible el registro de caudales, se escogieron los modelos probabilísticos a usar, que representarán en forma satisfactoria el comportamiento del caudal. Por lo tanto, para estimar los caudales de diseño para diferentes períodos de retorno, se aplicaron siete diferentes distribuciones teóricas como son:

- Distribución Log-Normal de 3 parámetros
- Distribución Gamma de 3 parámetros o Pearson tipo III
- Distribución Log-Pearson tipo III
- Distribución Gamma de 2 parámetros
- Distribución Exponencial
- Distribución Gumbel
- Distribución Log Gumbel.

Al utilizar estos modelos probabilísticos, se calcularon sus parámetros con momentos ordinarios y se realizó la prueba de bondad de ajuste para determinar qué modelos probabilísticos son los que mejor rigen a los caudales de las series de cada una de las estaciones. Si el ajuste es bueno, se puede predecir con determinada probabilidad, la magnitud del caudal para ciertos períodos de retorno.

4.2.1. Distribución Log- Normal de 3 parámetros

Las distribuciones logarítmicas más conocidas en hidrología son la Log Normal, Log Pearson III y Log Gumbel. Hay una distribución Log Normal 2 parámetros y otra de 3 parámetros. En la de 3 parámetros, el tercer parámetro es el límite inferior x_0 , denominado parámetro de posición (*Villón, 2005*).

Las distribuciones de dos parámetros fijan el valor del coeficiente de asimetría, lo que en algunos casos puede no ser recomendable. La distribución Log - Normal de 2 parámetros sólo es recomendable si el coeficiente de asimetría es cercano a cero. La distribución Log-Normal de 3 parámetros viene a ser una distribución más general, una continuación de la Log-Normal de 2 parámetros debido a que cuenta con un parámetro más, que ayuda a posicionar mejor los valores, por lo tanto se decidió emplear la distribución Log-Normal 3 parámetros.

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

Con esta distribución el intervalo de confianza es mayor cuando el período de retorno es más bajo. Esto claramente indica que al alejarse de la concentración de datos, que generalmente se encuentra en los períodos de retorno bajos, disminuye la incertidumbre en la estimación de los valores.

4.2.1.1. Estimación de parámetros

Los parámetros de una distribución teórica, son variables que para cada conjunto de datos tienen un valor definido. Para que la distribución teórica quede definida los parámetros deben quedar definidos.

Los parámetros de esta distribución son los siguientes:

- x_0 : parámetro de posición, es aquel que se halla al tanteo de tal manera que el coeficiente de asimetría se aproxime al valor cero, con Excel se halla gracias a la herramienta solver.
- μ_y : parámetro de escala, es la media de la variable auxiliar $y = \text{LN}(x - x_0)$, una medida del valor central en torno al cual tienden a ubicarse los valores de caudales.
- σ_y^2 : parámetro de forma, es la varianza de $y = \text{LN}(x - x_0)$, una medida de dispersión, que expresa la variabilidad de los caudales.

4.2.1.2. Función densidad

La función densidad para esta distribución es:

$$f(x) = \frac{1}{(x - x_0)\sigma_y\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left[\frac{\ln(x - x_0) - \mu_y}{\sigma_y}\right]^2\right]$$

Para

$$x_0 \leq x < \infty$$

4.2.1.3. Función acumulativa

La función acumulativa $F(y)$ y la función de probabilidad $f(y)$ para esta distribución mediante hojas de cálculo en Excel se hallan directamente con la función NORMDIST. De ser acumulativo se consigna “verdadero” y de ser “falso” es la función de probabilidad..

Excel emplea la siguiente función haciendo cambio de variables.

$$F(x) = f(x, \mu_y, \sigma_y) = \frac{1}{\sigma_y\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{(x - \mu_y)^2}{2\sigma_y^2}\right] \quad x > 0$$

Donde

$$y = \text{LN}(x - x_0)$$

$x = Q$ máximo instantáneo para cada año
 $x_0 =$ parámetro de posición
 $\mu_y =$ media de y
 $\sigma_y^2 =$ varianza de y

4.2.1.4. Cálculo de los caudales de diseño con Excel

Al efectuarse el cambio de variable, los caudales de diseño se hallan de la siguiente manera:

$$Q = \exp(Y) + x_0$$

Donde

$$Y = Z\sigma_y + \mu_y$$

$$Z = \text{NORMSINV}(P_n)$$

$$P_n = 1 - \frac{1}{Tr}$$

4.2.2. Distribución Gamma de 3 parámetros o Pearson tipo III

Otra distribución que juega un papel importante en hidrología es la distribución Gamma. Su aplicación es tan común, como el uso de la distribución Log-Normal, (Villón, 2005).

La distribución Gamma de 3 parámetros es también conocida como Pearson tipo III. La mayoría de las variables hidrológicas son sesgadas, la función Gamma se utiliza para ajustar este tipo de variables, por ello se usa para los caudales máximos instantáneos.

4.2.2.1. Estimación de parámetros

Los parámetros de esta distribución teórica son:

x_0 : Parámetro de posición

α : Parámetro de escala.

β : Parámetro de forma.

Donde

$$\beta = \left(\frac{2}{Cs} \right)^2; \quad \alpha = \sigma \frac{Cs}{2}; \quad x_0 = \mu - \alpha\beta$$

Cs , μ y σ son el coeficiente de asimetría la media y la desviación estándar respectivamente de los datos.

Nota: Para los cálculos mediante Excel, los parámetros son Cs , μ y σ , ya que se realizan los cálculos con la tabla del anexo A4, mediante la constante K .

4.2.2.2. Función densidad

La función densidad para esta distribución es:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \left(\frac{x - x_0}{\alpha} \right)^{\beta-1} \exp\left(-\frac{x - x_0}{\alpha}\right)$$

Para

$$x_0 \leq x < \infty$$

$$-\infty < x_0 < \infty$$

$$0 \leq \beta < \infty$$

$$0 \leq \alpha < \infty$$

Donde

$\Gamma(\beta)$: Función Gamma completa

4.2.2.3. Función acumulativa

La función acumulativa $F(x)$ para esta distribución en hoja de cálculo Excel se halla de la siguiente manera:

$$F(x) = 1 - \frac{1}{Tr(k)}$$

Donde

$$T_r(K) = \exp\left(\frac{k(x) + b}{a}\right)$$

$$k(x) = \frac{x - \mu}{\sigma}$$

$x = Q$ máximo instantáneo para cada año.

$a, b =$ Constantes de la ecuación de tendencia logarítmica $K_r = a \ln(T_r) - b$, que resulta de graficar valores de la tabla k_r vs T_r , que se muestra en (Anexo A.4). Los K_r están en función del coeficiente de asimetría.

$\mu =$ media de x

$\sigma =$ desviación estándar de x

4.2.2.4. Cálculo de los caudales de diseño

Los caudales de diseño se hallan de la siguiente manera:

$$Q = \mu + K_r \sigma$$

Donde

$$K_r = a \ln(T_r) - b$$

4.2.3. Distribución Log Pearson tipo III

Esta distribución se trabaja igual que para la distribución Pearson Tipo III pero con μ_y y σ_y como la media y desviación estándar de los logaritmos de los caudales máximos instantáneos x .

Si $\text{Log}(x)$ sigue una distribución Pearson tipo III, entonces se dice que x sigue una distribución log-Pearson tipo III. Esta es la distribución estándar para análisis de frecuencias crecientes máximas anuales en los Estados Unidos.

4.2.3.1. Estimación de parámetros

Los parámetros de esta distribución teórica son:

x_0 : parámetro de posición

α : Parámetro de escala.

β : Parámetro de forma.

Donde

$$\beta = \left(\frac{2}{C_s} \right)^2; \quad \alpha = \sigma_y \frac{C_s}{2}; \quad x_0 = \mu_y - \alpha \beta$$

C_s , μ_y y σ_y son el coeficiente de asimetría, la media y la desviación estándar respectivamente de los logaritmos de los datos.

4.2.3.2. Función de densidad

$$f(x) = \frac{1}{x|\alpha|\Gamma(\beta)} \left(\frac{y-x_0}{\alpha} \right)^{\beta-1} \exp\left(-\frac{y-x_0}{\alpha} \right)$$

Para

$$x_0 \leq y < \infty$$

$$-\infty < x_0 < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

$$0 < \alpha < \infty$$

Donde

$$y = \text{LN}(x)$$

4.2.3.3. Función acumulativa

La función acumulativa $F(x)$ para esta distribución trabajada en una hoja de Excel es igual que para la distribución Pearson tipo III se usan las tablas K_r vs T_r de el Anexo A.4.

$$F(y) = 1 - \frac{1}{Tr(k)}$$

Donde

$$T_r(K) = \exp\left(\frac{k(y)+b}{a}\right)$$

$$k(y) = \frac{y - \mu_y}{\sigma_y}$$

$$y = \text{LN}(x)$$

a, b = Constantes de la ecuación de tendencia logarítmica $K_r = a \ln(T_r) - b$

μ_y = media de y .

σ_y = desviación estándar de y .

4.2.3.4. Cálculo de los caudales de diseño

Los caudales de diseño se hallan de la siguiente manera:

$$Q = \exp(\mu_y + K_r \sigma_y)$$

Donde

$$K_r = a \ln(T_r) - b$$

4.2.4. Distribución Gamma de 2 parámetros

Es una distribución que resulta de la simplificación de Gamma 3 parámetros, con $x_r = 0$

4.2.4.1. Estimación de parámetros

Los parámetros de esta distribución teórica son:

α : Parámetro de escala.

β : Parámetro de forma.

Donde

$$\beta = \frac{\mu}{\alpha} > 0; \quad \alpha = \frac{\sigma^2}{\mu} > 0$$

μ y σ son la media y la desviación estándar respectivamente de los caudales máximos instantáneos 1925-2008.

4.2.4.2. Función densidad

La función densidad para esta distribución es:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \left(\frac{x}{\alpha}\right)^{\beta-1} \exp\left(-\frac{x}{\alpha}\right)$$

Para

$$0 \leq x < \infty$$

$$0 \leq \beta < \infty$$

$$0 \leq \alpha < \infty$$

Donde

$\Gamma(\beta)$: Función Gamma completa

4.2.4.3. Función acumulativa

La función acumulativa $F(x)$ y la función de probabilidad $f(x)$ para esta distribución mediante hojas de cálculo en Excel se halla directamente con `GAMMADIST`. De ser acumulativo es verdadero y de ser falso es la función de probabilidad. $F(x)$ y $f(x)$ permite realizar las pruebas de bondad de ajuste.

Excel emplea la siguiente función:

$$F(x) = f(x, \alpha, \beta) = \frac{1}{\alpha^\beta \Gamma(\beta)} x^{\beta-1} \exp\left(-\frac{x}{\alpha}\right)$$

Para

$$0 \leq x < \infty$$

$$0 \leq \beta < \infty$$

$$0 \leq \alpha < \infty$$

4.2.4.4. Cálculo de los caudales de diseño con Excel

Los caudales de diseño se hallan directamente de la siguiente manera:

$$Q = \text{GAMMAINV}(Pn, \alpha, \beta)$$

Donde

$$Pn = 1 - \frac{1}{Tr}$$

4.2.5. Distribución exponencial

Esta distribución resulta de la distribución Gamma cuando se aplica $\beta=1$, $\Gamma(\beta)=1$

4.2.5.1. Estimación de parámetros

El único parámetro de esta distribución teórica es:

λ : Parámetro de escala.

Donde

$$\lambda = \frac{1}{\mu}$$

4.2.5.2. Función densidad

La función densidad para esta distribución es:

$$f(x) = \lambda \exp(-x\lambda)$$

Para

$$0 \leq x < \infty$$

4.2.5.3. Función acumulativa

La función acumulativa $F(x)$ para esta distribución mediante hojas de cálculo en Excel se halla de la siguiente manera:

$$F(x) = 1 - \exp(-\lambda x)$$

Donde

$x = Q$ máximo instantáneo para cada año

4.2.5.4. Cálculo de los caudales de diseño con Excel

Los caudales de diseño se hallan de la siguiente manera:

$$Q = -\mu \ln\left(\frac{1}{Tr}\right)$$

Donde

$$1 - \frac{1}{Tr} = 1 - \exp(-\lambda x)$$

$$Tr = \frac{1}{\exp(-\lambda x)}$$

$\mu =$ media de X .

4.2.6. Distribución Gumbel

La distribución Gumbel es una de las distribuciones de valores extremos, es llamada también valor extremo tipo I, fisher-tippett tipo I o distribución doble exponencial. La ley de Gumbel o ley de los valores extremos, se utiliza generalmente para ajustar a una expresión matemática las distribuciones empíricas de frecuencias de caudales máximos anuales, precipitaciones máximas anuales, etc. Es importante verificar, antes de aplicar esta distribución de probabilidad, que los coeficientes de asimetría y curtosis de la distribución empírica sean del mismo orden que los valores poblacionales. Uno de los inconvenientes del uso de esa distribución, es que en una distribución doble exponencial, la variable puede tomar cualquier valor, por lo que se puede asignar probabilidades a valores negativos de la variable aleatoria, cuestión que resta significación física a la aplicación, debido a que las variables hidrológicas toman solamente valores positivos o cero, (Villón, 2005).

4.2.6.1. Estimación de parámetros

Los parámetros de esta distribución teórica son:

α : Parámetro de escala.

β : Parámetro de posición.

Donde

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \sigma, \quad \beta = \mu - 0.5772\alpha$$

μ y σ son la media y la desviación estándar respectivamente de los datos.

4.2.6.2. Función densidad

La función densidad para esta distribución es:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} e^{-y} e^{-e^y}$$

Donde

$$y = \frac{x - \beta}{\alpha}$$

4.2.6.3. Función acumulativa

La función acumulativa $F(x)$ para esta distribución mediante hojas de cálculo en Excel se halla de la siguiente manera:

$$F(x) = 1 - (1 - e^{-e^{-y}})$$

Donde

$$y = \frac{x - \beta}{\alpha}$$

$X = Q$ máximo instantáneo para cada año

4.2.6.4. Cálculo de los caudales de diseño con Excel

Los caudales de diseño se hallan de la siguiente manera:

$$Q = Y\alpha + \beta$$

Donde

$$Y = (-LN(-LN(Pn)))$$

$$Pn = 1 - \frac{1}{Tr}$$

4.2.7. Distribución Log-Gumbel

La distribución log-Gumbel, utiliza un cambio de variable de caudales máximos instantáneos por los logaritmos de estos.

4.2.7.1. Estimación de parámetros

Los parámetros de esta distribución teórica son:

α : Parámetro de escala.

β : Parámetro de posición.

Para

$$0 \leq x < \infty$$

$$-\infty < \beta < \infty$$

$$0 \leq \alpha < \infty$$

Donde

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \sigma_y, \quad \beta = \mu_y - 0.5772\alpha$$

μ_y y σ_y son la media y la desviación estándar respectivamente de los logaritmos de los datos.

4.2.7.2. Función densidad

La función densidad para esta distribución es:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} \exp[-y - \exp(-y)]$$

Donde

$$y = \frac{\ln x - \beta}{\alpha}$$

4.2.7.3. Función acumulativa

La función acumulativa $F(x)$ para esta distribución mediante hojas de cálculo en Excel se halla de la siguiente manera:

$$F(x) = 1 - (1 - e^{-e^{-y}})$$

Donde

$$y = \frac{\ln x - \beta}{\alpha}$$

$X = Q$ máximo instantáneo para cada año

4.2.7.4. Cálculo de los caudales de diseño con Excel

Los caudales de diseño se hallan de la siguiente manera:

$$Q = \exp(Y\alpha + \beta)$$

Donde

$$Y = (-LN(-LN(Pn)))$$

$$Pn = 1 - \frac{1}{Tr}$$

4.3. HidroEsta

HidroEsta es una herramienta computacional, un software para cálculos hidrológicos, que utiliza Visual Basic, y facilita y simplifica los cálculos laboriosos que se deben realizar en los estudios hidrológicos. Los resultados computacionales obtenidos con la aplicación son, en todos los casos, más aproximados que los obtenidos con los nomogramas. HidroEsta representa una contribución para simplificar los estudios hidrológicos.

Esta metodología sigue los mismos pasos que la metodología manual mediante hojas de cálculo Excel, con la única diferencia que se aplican otros métodos de hallar los parámetros para cada distribución teórica. Como ya se mencionó, mediante Excel se calcula los parámetros por medio de momentos ordinarios y en HidroEsta se aplica por método de máxima verosimilitud para la distribución Log-Normal de 3 parámetros y con momentos lineales para las 5 distribuciones teóricas restantes. El método de momentos lineales y máxima verosimilitud que nos ofrece el proceso computacional mediante HidroEsta, calcula los valores de los parámetros por desarrollo de series, por lo que son más aproximados, además que este proceso usa todos los decimales en los cálculos.

Para determinar los valores numéricos de los parámetros de la distribución teórica, a partir de los datos muestrales, se utilizan varios métodos de estimación, siendo en orden ascendente de menor a mayor eficiencia, los siguientes:

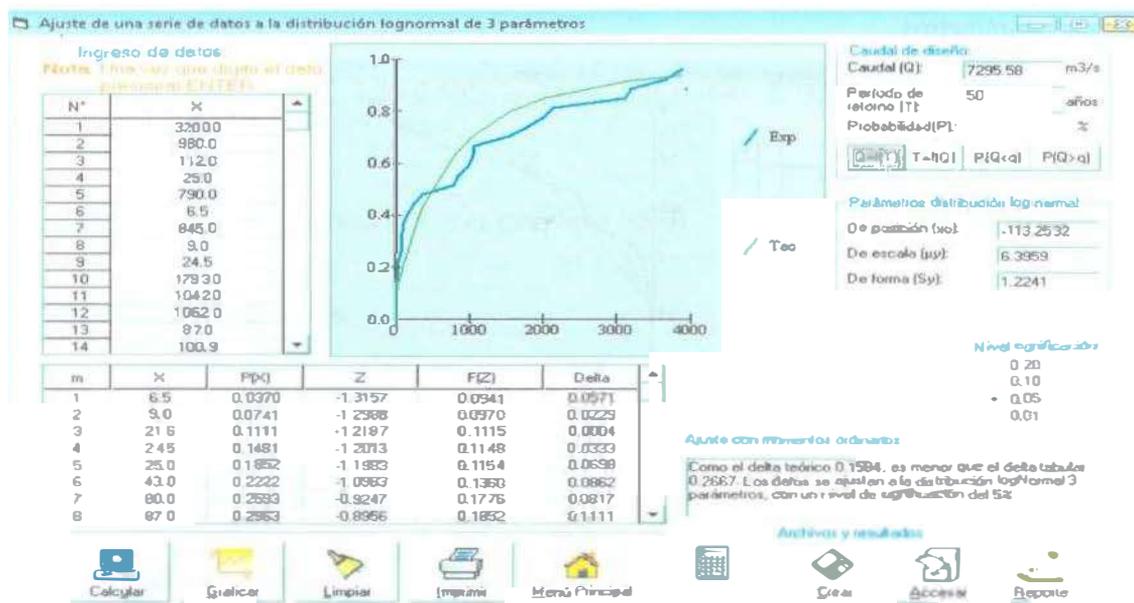
- Gráfico
- Mínimos cuadrados
- Momentos ordinarios
- Momentos lineales
- Máxima verosimilitud

Al utilizar este software se escoge analizar los datos con parámetros de momentos lineales y máxima verosimilitud que consiste en estimar los momentos poblacionales a través de los momentos muestrales y mediante desarrollo de series, para las diferentes distribuciones que ofrece el HidroEsta. Dentro de las distribuciones teóricas que ofrece este software se utilizaran para este análisis las siguientes:

- Distribución Log-Normal de 3 parámetros
- Distribución Gamma de 2 parámetros
- Distribución Gamma de 3 parámetros
- Distribución Log-Pearson tipo III
- Distribución Gumbel
- Distribución Log Gumbel.

4.3.1. Distribución Log-Normal 3 parámetros

El gráfico 4.1 muestra el ajuste de los caudales máximos instantáneos de la serie 1983-2008 de la estación Los Ejidos, S6E, mediante la distribución Log-Normal de 3 parámetros.



Graf. 4. 1: Ajuste para la distribución Log-Normal 3 parámetros de S6E

La aplicación HidroEsta para esta distribución, permite el cálculo de estos parámetros por el método de máxima verosimilitud.

Estimación de parámetros, por el método de máxima verosimilitud

- μ_y : **parámetro de escala**: igual al promedio de los $\ln(x-x_0)$.

$$\mu_y = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \ln(x_i - x_0)$$

- σ_y^2 : **parámetro de forma**: igual a la desviación estándar de los $\ln(x-x_0)$.

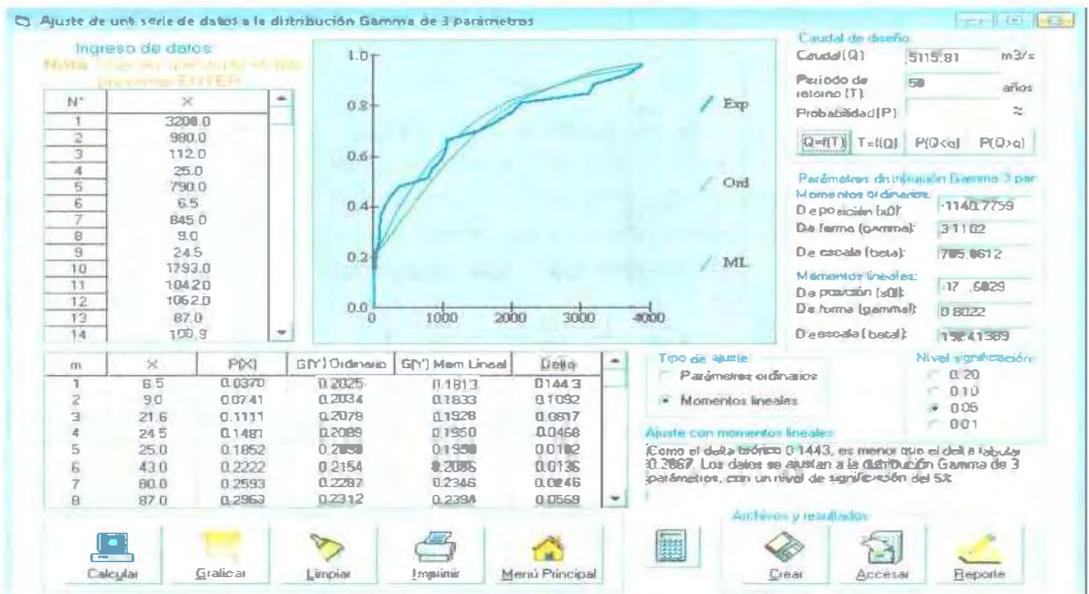
$$\sigma_y = \left[\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N [\ln(x_i - x_0) - \mu_y]^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

- x_0 : **parámetro de posición**: se calcula mediante un proceso iterativo, como solución de la siguiente expresión resumida:

$$\sum_{i=1}^N \frac{1}{x_i - x_0} (\sigma_y^2 - \mu_y) + \sum_{i=1}^N \frac{\ln(x_i - x_0)}{x_i - x_0} = 0$$

4.3.2. Distribución Gamma de 3 parámetros

El gráfico 4.2 muestra el ajuste de los caudales máximos instantáneos de la serie 1983-2008 de la estación Los Ejidos, S6E, mediante la distribución Log-Normal de 3 parámetros.



Graf. 4. 2: Ajuste para la distribución Gamma 3 parámetros de S6E

Estimación de parámetros, por el método de momentos lineales

- γ : Parámetro de forma.

Si $t_3 \geq \frac{1}{3}$, entonces $t_1 = 1 - t_3$

$$\gamma = \frac{t_1(b_1 + t_1(b_2 + b_3 * t_1))}{1 + t_1(b_4 + t_1(b_5 + b_6 * t_1))}$$

Si $t_3 < \frac{1}{3}$, entonces $t_1 = 3 \pi t_3^2$

$$\gamma = \frac{1 + a_1 * t_1}{t_1(1 + t_1(a_2 + a_3 * t_1))}$$

Donde

- $t_3 = t_{(3)}$

- $t_3 = \frac{\lambda_3}{\lambda_2}$

- $a_1 = 0.2906$; $a_2 = 0.1882$; $a_3 = 0.0442$

- $b_1 = 0.36067$; $b_2 = -0.59567$; $b_3 = 0.25361$; $b_4 = -2.78861$; $b_5 = 2.56096$; $b_6 = -0.77045$

- $\lambda_2, \lambda_3 =$ segundo y tercer momento lineal

- β : Parámetro de escala.

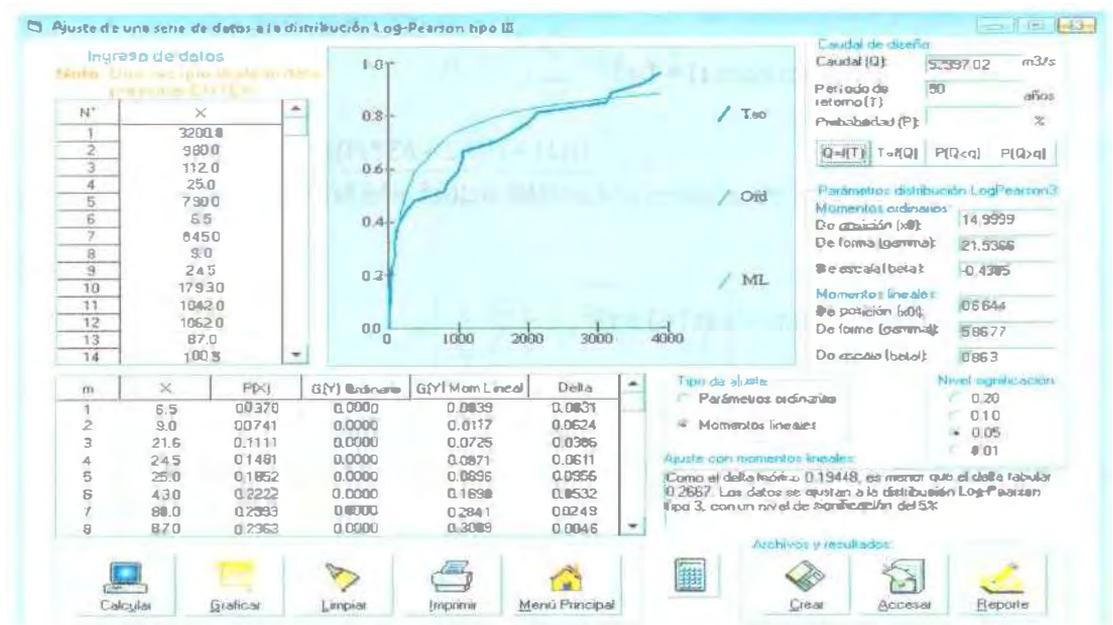
$$\beta = \frac{\sqrt{\pi} * \lambda_2 * \Gamma(\gamma)}{\Gamma(\gamma + 1/2)}$$

- x_0 : Parámetro de posición.

$$x_0 = \lambda_1 - \beta * \gamma$$

4.3.3. Distribución Log-Pearson tipo III

El gráfico 4.3 muestra el ajuste de los caudales máximos instantáneos de la serie 1983-2008 de la estación Los Ejidos, S6E, mediante la distribución Log-Pearson tipo III.



Graf. 4. 3: Ajuste para la distribución Gamma 3 parámetros de S6E

Estimación de parámetros, por el método de momentos lineales

Para esta distribución se realiza lo mismo que para Gamma 3 parámetros, con la diferencia que para calcular los momentos lineales λ_2 , λ_3 se trabaja con los $y_i = \ln x_i$.

- **γ : Parámetro de forma.**

Si $t_3 \geq \frac{1}{3}$, entonces $t| = 1 - t_3$

$$\gamma = \frac{t|(b1 + t|(b2 + b3 * t|))}{1 + t|(b4 + t|(b5 + b6 * t|))}$$

Si $t_3 < \frac{1}{3}$, entonces $t| = 3 \pi t_3^2$

$$\gamma = \frac{1 + a1 * t|}{t|(1 + t|(a2 + a3 * t|))}$$

Donde

- $t_3 = / \tau_3 /$
 - $t_3 = \frac{\lambda_3}{\lambda_2}$
 - $a_1 = 0.2906; a_2 = 0.1882; a_3 = 0.0442$
 - $b_1 = 0.36067; b_2 = -0.59567; b_3 = 0.25361; b_4 = -2.78861; b_5 = 2.56096; b_6 = -0.77045$
 - $\lambda_2, \lambda_3 =$ segundo y tercer momento lineal
- **β : Parámetro de escala.**

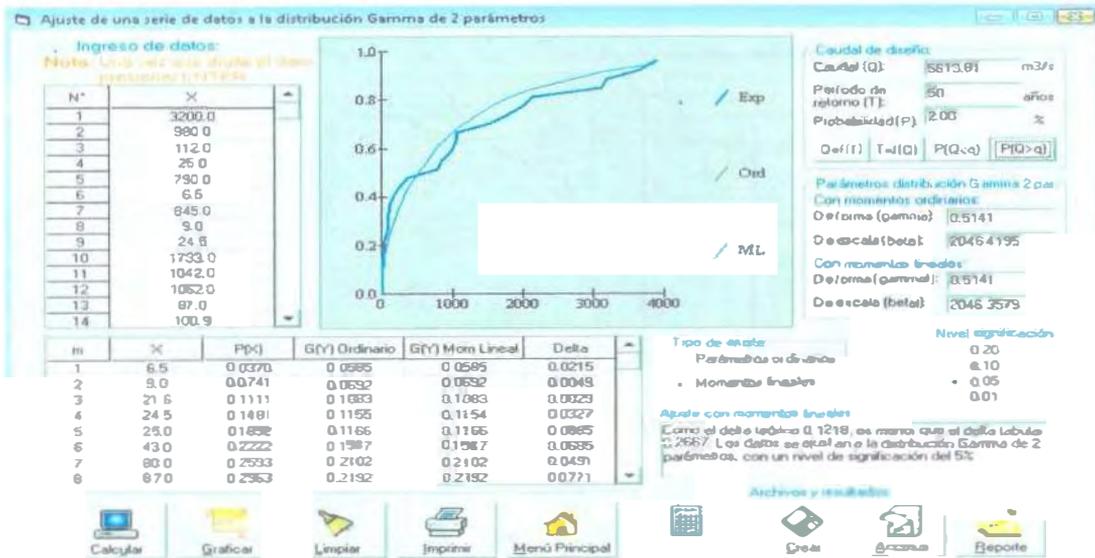
$$\beta = \frac{\sqrt{\pi} * \lambda_2 * \Gamma(\gamma)}{\Gamma(\gamma + 1/2)}$$

- **x_0 : Parámetro de posición.**

$$x_0 = \lambda_1 - \beta * \gamma$$

4.3.4. Distribución Gamma de 2 parámetros

El gráfico 4.4 muestra el ajuste de los caudales máximos instantáneos de la serie 1983-2008 de la estación Los Ejidos, S6E, mediante la distribución Gamma de 2 parámetros.



Graf. 4. 4: Ajuste para la distribución Gamma 2 parámetros de S6E

Estimación de parámetros, por el método de momentos lineales

- γ : parámetro de forma.

Si $cvl \geq 0.5$, entonces $t1 = 1 - cvl$

$$\gamma = \frac{t1(b1 + b2 * t1)}{1 + t1(b3 + b4 * t1)}$$

Si $cvl < 0.5$, entonces $t1 = \pi cvl^2$

$$\gamma = \frac{1 + a1 * t1}{t1(1 + t1(a2 + a3 * t1))}$$

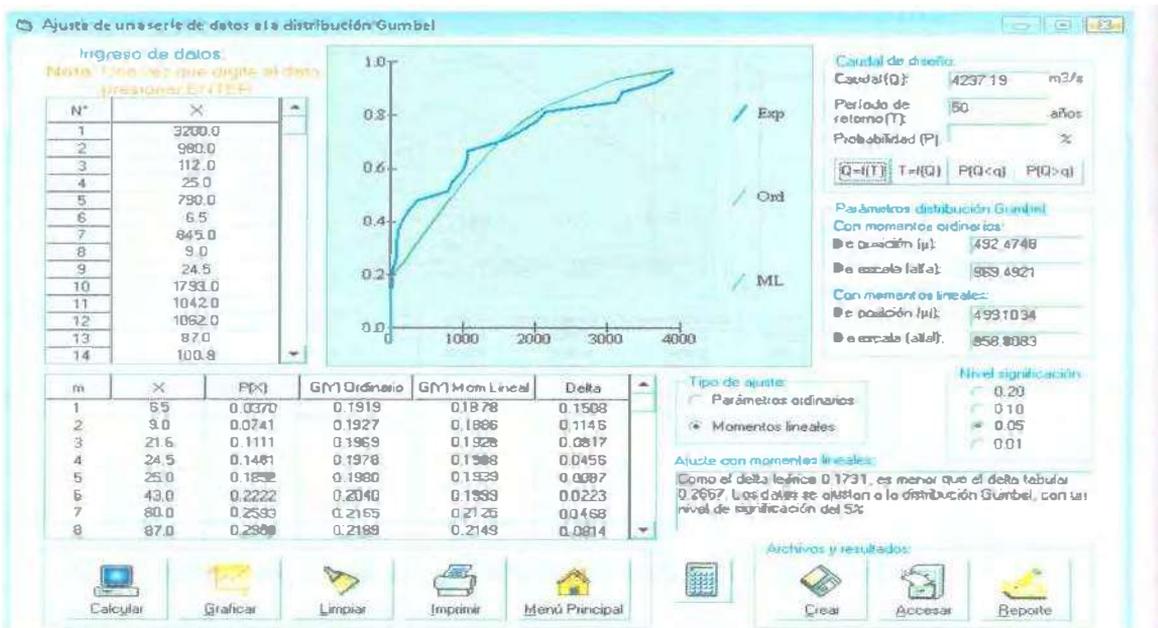
Donde

- $cvl = \frac{\lambda_2}{\lambda_1}$
 - $a1 = -0.308$; $a2 = -0.05812$; $a3 = 0.01765$
 - $b1 = -0.7213$; $b2 = -0.5947$; $b3 = -2.1817$; $b4 = 1.2113$
 - $\lambda_1, \lambda_2 =$ primer y segundo momento lineal
- β : parámetro de escala.

$$\beta = \frac{\lambda_1}{\gamma}$$

4.3.5. Distribución Gumbel

El gráfico 4.5 muestra el ajuste de los caudales máximos instantáneos de la serie 1983-2008 de la estación Los Ejidos, S6E, mediante la distribución Gumbel.



Graf. 4.5: Ajuste para la distribución Gumbel de S6E.

Estimación de parámetros, por el método de momentos lineales

- α : Parámetro de escala.

$$\alpha = \frac{\lambda_2}{\ln 2}$$

- μ : Parámetro de posición.

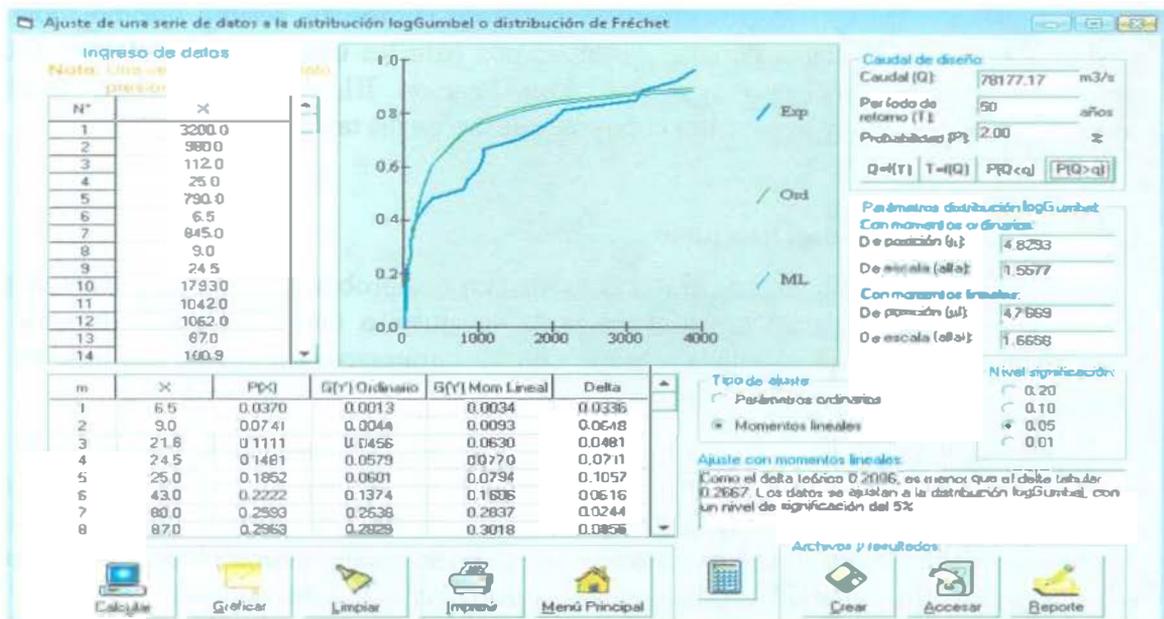
$$\mu = \lambda_1 - 9.577215664901532861 * \alpha$$

Donde

λ_1 y λ_2 = primer y segundo momento lineal

4.3.6. Distribución Log-Gumbel.

El gráfico 4.6 muestra el ajuste de los caudales máximos instantáneos de la serie 1983-2008 de la estación Los Ejidos, S6E, mediante la distribución Log-Gumbel.



Graf. 4. 6: Ajuste para la distribución Log-Gumbel de S6E.

Estimación de parámetros, por el método de momentos lineales

Para calcular los parámetros de esta distribución se realiza lo mismo que para la distribución Gumbel pero se trabaja con $y_i = \ln x_i$ para calcular los momentos lineales.

- α : Parámetro de escala.

$$\alpha = \frac{\lambda_2}{\ln 2}$$

- μ : **Parámetro de posición.**

$$\mu = \lambda_1 - 9.577215664901532861 * a$$

Donde

λ_1 y λ_2 = primer y segundo momento lineal.

4.4. Aplicación de modelos

El objetivo al realizar las distribuciones por método tradicional y por HidroEsta, aplicando parámetros de momentos ordinarios y momentos lineales respectivamente para cada serie de las tres estaciones, fue comparar los resultados de caudales de diseño y elegir con qué método se diseñará.

Se observó que efectivamente HidroEsta da resultados más convincentes debido a que es una herramienta que trabaja con parámetros que resultan de estimaciones con mayor eficiencia. Dentro de las distribuciones que ofrece el software no se encuentra la distribución exponencial que se aplicó mediante hojas de cálculo en Excel, pero allí no se observaron resultados aceptables por lo que se pudo prescindir de ella.

Aplicando las seis distribuciones elegidas de HidroEsta, resultó que no todas se ajustaron a la base de datos de caudales máximos para las tres estaciones del río Piura, siendo las distribuciones no ajustadas, Log Pearson III, Gumbel y Log Gumbel dependiendo de la serie y la estación como se muestra en las tablas 4.1, 4.2 y 4.3.

4.5. Pruebas de bondad de ajuste

Las pruebas de bondad de ajuste consisten en comprobar gráfica y estadísticamente si la frecuencia empírica de la serie analizada se ajusta a una determinada función de probabilidades teórica seleccionada a priori, con los parámetros estimados con base en los valores muestrales (*Villón, 2005*).

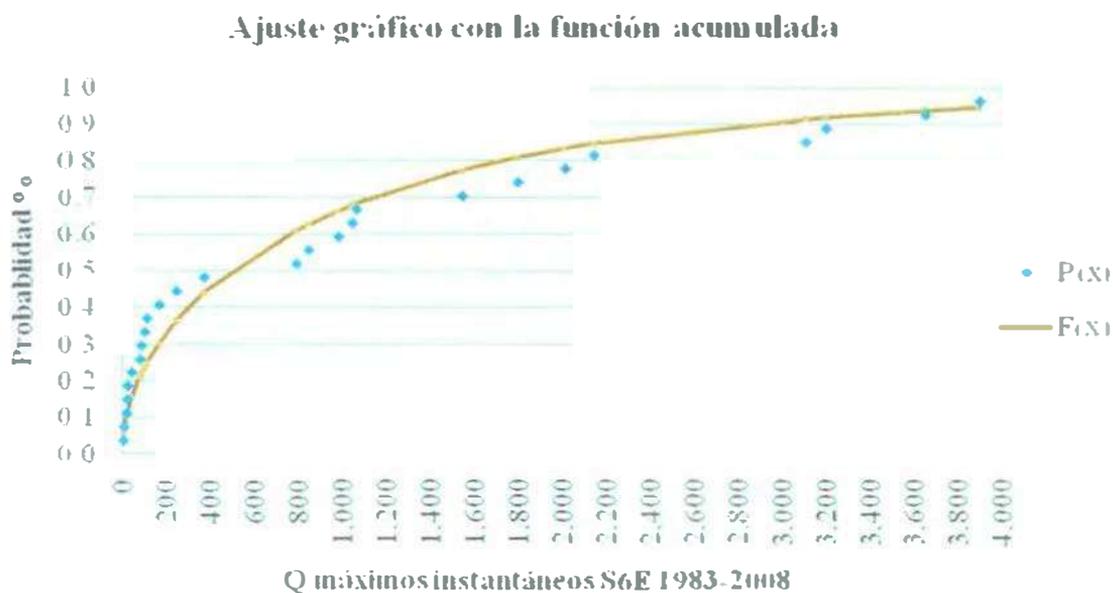
Por lo tanto, para determinar qué tan adecuado es el ajuste de los datos de los caudales máximos instantáneos a una distribución de probabilidades se han propuesto una serie de pruebas estadísticas que determinan si es adecuado el ajuste. Estos son análisis estadísticos y como tal se deben entender, es decir, no se puede ignorar el significado físico de los ajustes. Entre las pruebas de bondad de ajuste más utilizadas se tiene:

- Ajuste gráfico
- Ajuste estadístico:
 - Chi-cuadrado
 - Smirnov-Kolmogorov

Para este análisis de diseño de caudales máximos instantáneos del río Piura se decide utilizar las pruebas de bondad de ajuste gráfico y de ajuste estadístico: Smirnov-Kolmogorov. La prueba de Smirnov-Kolmogorov es el más extendido en la práctica. Cuando se dispone de un número suficiente de datos, cualquier prueba será capaz de detectar diferencias pequeñas aún cuando éstas no sean relevantes para la mayor parte de los propósitos.

4.5.1. Ajuste gráfico

Este ajuste gráfico se realiza comparando gráficamente la función acumulada de la serie de datos, con la misma función acumulada teórica seleccionada, graficada para mayor facilidad por Excel. Se decide visualmente si hay o no ajuste. En el gráfico 4.7 se muestra la el ajuste gráfico de la distribución Gamma 2 que mejor resultó para la serie S6E 1983-2008 propuesta para el diseño de caudales.



Graf. 4. 7: Ajuste grafico de la distribución Gamma 2 para S6E

4.5.2. Prueba Smirnov-Kolmogorov

La prueba de Smirnov-Kolmogorov, consiste en comparar las diferencias existentes, entre la probabilidad empírica de los datos de la muestra y la probabilidad teórica, tomando el valor el máximo del valor absoluto, de la diferencia entre el valor observado y valor de la recta teórica del modelo, es decir:

$$\Delta = \text{máx}|F(x) - P(x)|$$

Donde

Δ = estadístico de Smirnov-Kolmogorov, cuyo valor es igual a la diferencia máxima existente entre la probabilidad ajustada y la probabilidad empírica.

$F(x)$ = probabilidad de la distribución teórica.

$P(x)$ = probabilidad experimental o empírica de los datos, denominada también frecuencia acumulada.

El estadístico Δ tiene su función de distribución de probabilidades.

Si Δ_0 es un valor crítico para un nivel de significancia α se tiene que:

$$P(\max |F(x) - P(x)| \geq \Delta_0) = \alpha$$

ó

$$P(\Delta \geq \Delta_0) = \alpha$$

También:

$$P(\Delta < \Delta_0) = 1 - \alpha$$

El procedimiento que se sigue para efectuar el ajuste, mediante el estadístico Smirnov-Kolmogorov, es el siguiente:

1°. Calcular la probabilidad empírica o experimental de los datos, para esto usar la fórmula de Weibull:

$$P(x) = \frac{m}{n+1}$$

Donde

$P(x)$ =probabilidad empírica o experimental

m =numero de orden

n = numero de datos

2°. Calcular las probabilidades teóricas $F(x)$ de cada distribución: éstas ya están halladas con las ecuaciones de la función acumulativa de cada modelo teórico mediante hojas de cálculo en Excel.

3°. Calcular las diferencias $P(x)-F(x)$.

4°. Seleccionar la máxima diferencia

$$\Delta = \max |F(x) - P(x)|$$

5°. Calcular el valor crítico del estadístico Δ , es decir Δ_0 para un $\alpha = 0.05$ y n igual al número de datos. El valor de Δ_0 , se saca de la tabla que se encuentra en el Anexo A.5.

6°. Comparar el valor del estadístico Δ con el valor crítico Δ_0 , con los siguientes criterios de decisión deducidos de $P(\Delta \geq \Delta_0) = \alpha$

Si

$\Delta < \Delta_0 \rightarrow$ El ajuste es bueno, al nivel de significación seleccionado

$\Delta \geq \Delta_0 \rightarrow$ El ajuste no es bueno, al nivel de significación seleccionado, siendo necesario probar con otra distribución (Villón, 2005).

A continuación en tabla 4.1 se muestra un ejemplo de resultados que da HidroEsta de la prueba de ajuste Smirnov-Kolmogorov de la distribución Gamma 2 para la serie de Ejidos 1983-2008.

Tabla 4.1: Ajuste de bondad para la distribución Gamma 2 parámetros de S6E

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	6.5	0.0370	0.0585	0.0585	0.0215
4	24.5	0.1481	0.1155	0.1154	0.0327
5	25.0	0.1852	0.1166	0.1166	0.0685
6	43.0	0.2222	0.1537	0.1537	0.0685
7	80.0	0.2593	0.2102	0.2102	0.0491
8	87.0	0.2963	0.2192	0.2192	0.0771
9	100.9	0.3333	0.2360	0.2360	0.0973
10	112.0	0.3704	0.2486	0.2486	0.1218
11	167.0	0.4074	0.3025	0.3025	0.1049
12	244.6	0.4444	0.3635	0.3635	0.0809
13	370.0	0.4815	0.4408	0.4408	0.0406
14	790.0	0.5185	0.6103	0.6103	0.0918
15	845.0	0.5556	0.6267	0.6267	0.0711
16	980.0	0.5926	0.6630	0.6630	0.0704
17	1042.0	0.6296	0.6781	0.6781	0.0484
18	1062.0	0.6667	0.6827	0.6827	0.0161
19	1541.0	0.7037	0.7731	0.7731	0.0694
20	1793.0	0.7407	0.8081	0.8081	0.0674
21	2010.0	0.7778	0.8333	0.8333	0.0556
22	2141.0	0.8148	0.8467	0.8467	0.0319
23	3107.0	0.8519	0.9154	0.9154	0.0635
24	3200.0	0.8889	0.9200	0.9200	0.0311
25	3652.0	0.9259	0.9387	0.9387	0.0128
26	3900.0	0.9630	0.9470	0.9470	0.0160

Ajuste con momentos lineales

Como el delta teórico 0.1218, es menor que el delta tabular 0.2667. Los datos se ajustan a la distribución Gamma de 2 parámetros, con un nivel de significación del 5%.

En las tablas 4.2, 4.3 y 4.4 se presentan los deltas teóricos para cada distribución aplicada a cada serie de las 3 estaciones de Los Ejidos, Tambogrande y Nácara, respectivamente. Se observa que la distribución Gamma 2 para las series de Los Ejidos y Tambogrande es la que mejor se ajusta, y para la estación Nácara para la serie S6Ñ que es la serie propuesta en esta tesis para el diseño de caudales la distribución que más se ajusta es Gamma 3 o Pearson III.

Tabla 4. 2: Deltas teóricos, para todas las series de la estación los Ejidos, que resultan de la bondad de ajuste estadístico de Smirnov Kolmogorov dada por HidroEsta.

Serie	crítico	LN3	Gamma 2	Gamma 3	Log Pearson III	Gumbel	Log Gumbel
S1E	0.1786	0.086	0.0812	0.0998	no	0.1579	0.1491
S2E	0.1662	0.09	0.0665	0.09622	no	no	0.1527
S3E	0.1592	0.086	0.069	0.1104	no	no	0.152
S4E	0.155	0.096	0.069	0.11676	no	no	0.1538
S5E	0.1484	0.082	0.0744	0.11163	no	no	0.1415
S6E	0.2667	0.158	0.1218	0.1443	0.19448	0.1731	0.2086

Tabla 4. 3: Deltas teóricos, para todas las series de la estación Tambogrande, que resultan de la bondad de ajuste estadístico de Smirnov Kolmogorov dada por HidroEsta.

Serie	crítico	LN3	Gamma 2	Gamma 3	Log Pearson III	Gumbel	Log Gumbel
S1T	0.1786	0.0806	0.0771	0.09239	no	0.1582	0.1422
S2T	0.1662	0.0817	0.0595	0.08844	no	no	0.1482
S3T	0.1592	0.0907	0.0709	0.10573	no	no	0.1475
S4T	0.155	0.0907	0.0722	0.10885	no	no	0.1504
S5T	0.1484	0.0816	0.0608	0.09064	no	no	0.1484
S6T	0.2667	0.1361	0.0841	0.13184	0.17821	0.1558	0.198

Tabla 4. 4: Deltas teóricos, para todas las series de la estación Nácara, que resultan de la bondad de ajuste estadístico de Smirnov Kolmogorov dada por HidroEsta.

Serie	crítico	LN3	Gamma 2	Gamma 3	Log Pearson III	Gumbel	Log Gumbel
S1Ñ	0.1786	0.0915	0.0822	0.08022	no	0.1156	no
S2Ñ	0.1662	0.1043	0.0914	0.08629	no	0.1241	no
S3Ñ	0.1592	0.1071	0.0927	0.09848	no	0.1302	no
S4Ñ	0.1089	0.155	0.0842	0.08865	no	0.1276	no
S5Ñ	0.1484	0.099	0.0734	0.07653	no	0.1264	no
S6Ñ	0.2667	0.1343	0.1407	0.11656	no	0.1223	0.243

Capítulo 5

Análisis y resultados

5.1. Caudales de diseño

Con las consideraciones y procedimientos descritos en el capítulo 4, se procedió a ajustar a la serie S5E (Los Ejidos: 1925-2008) los modelos probabilísticos elegidos, tales como LN3, Gamma 2, Gamma 3 ó Pearson tipo III, Log Pearson III, Gumbel, Log Gumbel y Exponencial, mediante hojas de cálculo de Excel (Anexo A.6 - A.12) e HidroEsta (Anexo A.13).

Los resultados obtenidos mediante ambas herramientas se compararon para elegir si el resto de series se procedía a modelar con Excel o HidroEsta. Como resultado de esa comparación se decidió modelar todas las series de las tres estaciones por el método de HidroEsta, por mayor eficiencia comprobada, como se mencionó en el capítulo 4 (Anexo A.14 - A.30).

De acuerdo con los modelos usados con parámetros estimados de las distribuciones por momentos lineales y las pruebas de bondad de ajuste respectivas (Tablas 4.2, 4.3 y 4.4), se aceptaron tres de las seis distribuciones elegidas para los caudales de diseño, que son LN3, Gamma de 2 y Gamma 3. De éstas tres se escoge para todas las series de las tres estaciones la distribución Gamma 2 por obtener el mejor ajuste.

A partir de los modelos Gamma 2 ajustados se estimaron los caudales de diseño, para las tres estaciones con las series completas S5E, S5T y S5Ñ, 1925-2008, para diferentes probabilidades de ocurrencia y períodos de retorno (Tablas 5.1, 5.2 y 5.3).

Tabla 5. 1: Caudales de diseño para la estación Los Ejidos, S5E: 1925-2008, según Gamma 2 parámetros.

Tr (años)	5	10	15	25	50	75	100
Q(m³/s)	1,169	1,918	2,380	2,980	3,818	4,316	4,673
P exc	20%	10%	7%	4%	2%	1.33%	1%

Tabla 5. 2: Caudales de diseño para la estación Tambogrande, S5T: 1925-2008, según Gamma 2 parámetros.

Tr (años)	5	10	15	25	50	75	100
Q(m³/s)	1,023	1,673	2,073	2,593	3,317	3,749	4,057
P exc	20%	10%	7%	4%	2%	1.33%	1%

Tabla 5. 3: Caudales de diseño para la estación Ñácara, S5Ñ: 1925-2008, según Gamma 2 parámetros.

Tr (años)	5	10	15	25	50	75	100
Q(m³/s)	870	1,281	1,524	1,831	2,251	2,498	2,673
Pexc	20%	10%	7%	4%	2%	1.33%	1%

En las tablas 5.4, 5.5 y 5.6 se muestran los caudales de diseño para las tres estaciones con las series propuestas en esta tesis, S6E, S6T y S6Ñ, (1983-2008). Debido a que las series cuentan con 26 datos solo se puede extrapolar con gran confiabilidad hasta 3 veces la cantidad de datos, es decir hasta 78 años de período de retorno para el diseño de caudales.

Tabla 5. 4: Caudales de diseño para la estación Los Ejidos, S6E:1983-2008, según Gamma 2 parámetros.

Tr (años)	5	10	15	25	50	75
Q(m ³ /s)	1,729	2,829	3,507	4,387	5,613	6,344
P exc	20%	10%	7%	4%	2%	1.33%

Tabla 5. 5: Caudales de diseño para la estación Tambogrande, S6T: 1983-200, según Gamma 2 parámetros.

Tr (años)	5	10	15	25	50	75
Q(m ³ /s)	1,464	2,422	3,016	3,787	4,865	5,508
P exc	20%	10%	7%	4%	2%	1.33%

Tabla 5. 6: Caudales de diseño para la estación Nácara, S6Ñ: 1983-2008, según Gamma 3 parámetros.

Tr (años)	5	10	15	25	50	75
Q(m ³ /s)	1,168	1,700	2,011	2,402	2,932	3,241
P exc	20%	10%	7%	4%	2%	1.33%

5.2. Variación histórica de los caudales

Dentro de la base de 84 datos de caudales máximos instantáneos del río Piura que datan desde 1925 a 2008 se tienen varios Fenómenos El Niño, considerados en este último siglo como los más catastróficos los FEN de 1983 y 1998, así como los de 1992 y 2002 que son considerados también Fenómenos El Niño de menor gravedad. Se han tomado estos FEN como base para la división de las series, como se mencionó en el capítulo 3, para observar la variación histórica de los caudales por efectos del FEN.

Como resultado se observa que efectivamente, después de cada FEN, se produce un aumento considerable de los caudales de diseño.

Para cada estación se observa en los gráficos 5.1, 5.2 y 5.3 y en las tablas 5.7, 5.8 y 5.9 las variaciones de los caudales de diseño, modelados mediante la distribución Gamma.

Las series S6 propuestas (1983-2008), para las estaciones Los Ejidos, Tambogrande y Ñácara, superan en promedio en 32%, 31% y 24% respectivamente a las series S5 completas (1925-2008). Es decir, al estimar los caudales de diseño de manera clásica, tomando la base de datos completa, resultan valores menores a los que se obtienen cuando se modela con la serie a partir del FEN 1982-1983, ya que estadísticamente se ha demostrado que las series S1 y S6 no pertenecen al mismo universo, siendo esto indicio del cambio climático.

Para saber el efecto que ha tenido la presencia del FEN después de 1983, se calculó el porcentaje de variación de caudales de diseño entre la serie S6 (1983-2008) y S1 (1925-1982), considerando que la serie S1 tiene 58 años de registro de caudales se obtuvo un valor de 47% menos en los caudales de diseño que la serie propuesta S6 con 26 años de registros.

5.2.1. Variación histórica de caudales de diseño en la estación Los Ejidos

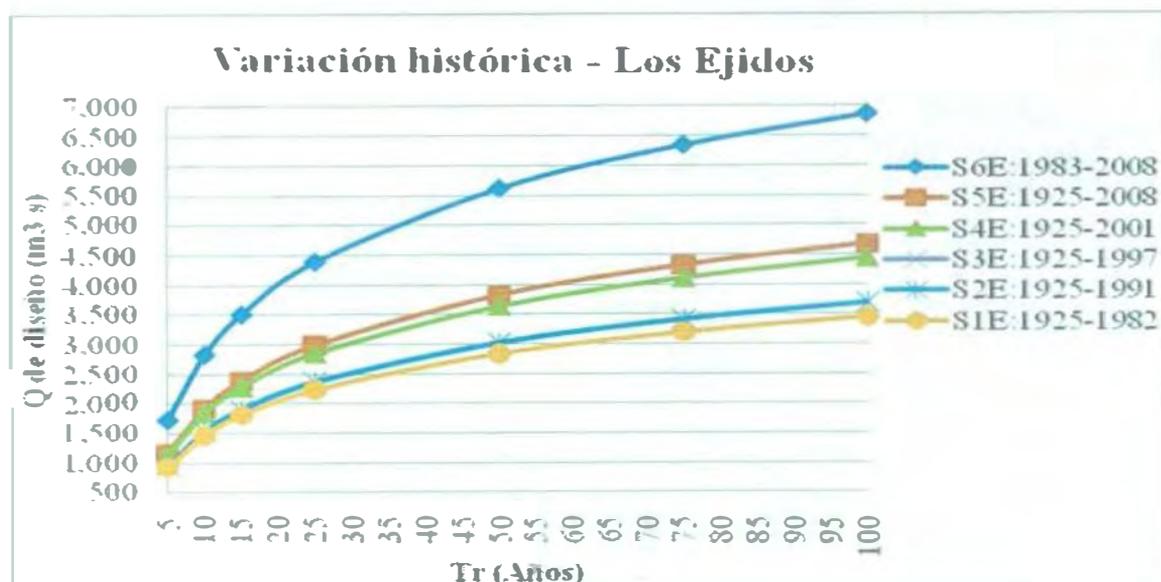
Tabla 5. 7: Variación histórica de caudales de diseño de la estación Los Ejidos.

Serie	Período	n	5	10	15	25	50	75	100
S1E	1925-1982	58	921	1,469	1,804	2,236	2,836	3,192	3,446
S2E	1925-1991	67	943	1,533	1,896	2,366	3,021	3,411	3,690
S3E	1925-1997	73	959	1,548	1,910	2,377	3,028	3,415	3,691
S4E	1925-2001	77	1,137	1,848	2,286	2,853	3,643	4,113	4,449
S5E	1925-2008	84	1,169	1,918	2,381	2,981	3,818	4,317	4,674
S6E	1983-2008	26	1,729	2,829	3,507	4,387	5,614	6,344	*6866.8

*Es un valor poco confiable debido a que la extrapolación según $n=26$ sólo debe ser hasta 75 años

Tabla 5. 8: Variación porcentual (%) de los caudales de diseño de la estación Los Ejidos de cada serie con su inmediata anterior.

Serie	Período	n	5	10	15	25	50	75	100	Promedio
S1E	1925-1982	58								
S2E	1925-1991	67	2%	4%	5%	5%	6%	6%	7%	5%
S3E	1925-1997	73	2%	1%	1%	0%	0%	0%	0%	1%
S4E	1925-2001	77	16%	16%	16%	17%	17%	17%	17%	17%
S5E	1925-2008	84	3%	4%	4%	4%	5%	5%	5%	4%
S6E	1983-2008	26	32%	32%	32%	32%	32%	32%	32%	32%



Graf. 5. 1: Variación histórica, Q de diseño vs Tr , estación Los Ejidos

5.2.2. Variación histórica de caudales de diseño en la estación Tambogrande

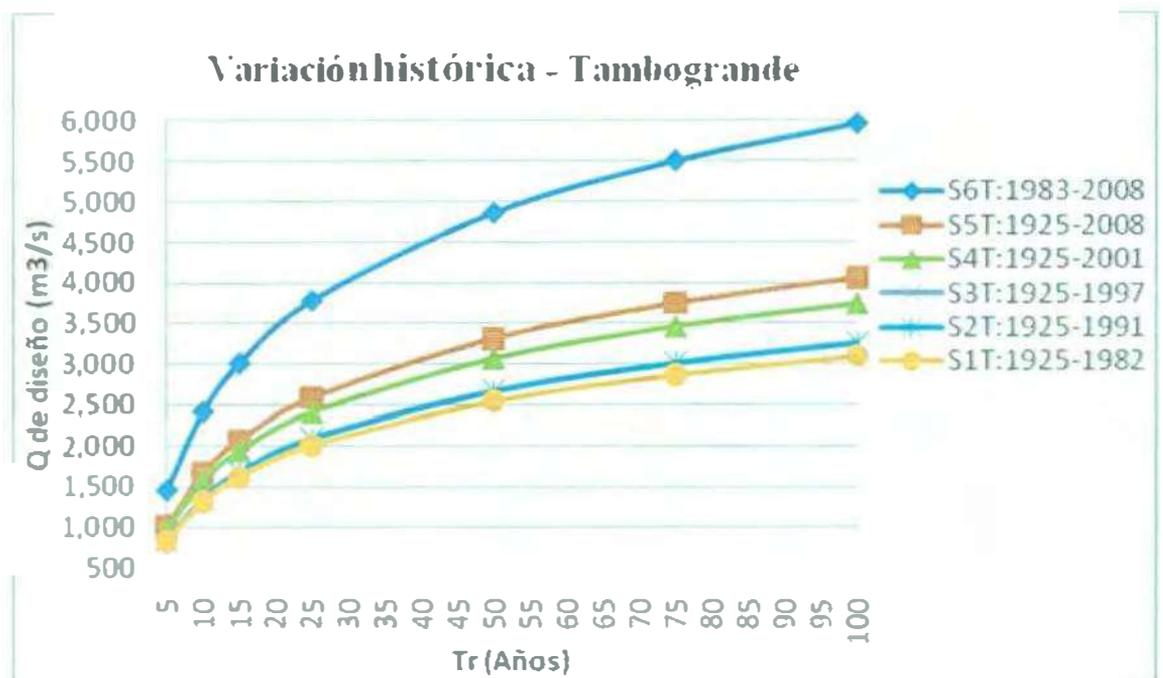
Tabla 5. 9: Variación histórica de caudales de diseño de la estación Tambogrande.

Serie	Período	n	5	10	15	25	50	75	100
S1T	1925-1982	58	826	1,319	1,620	2,008	2,547	2,867	3,096
S2T	1925-1991	67	837	1,358	1,679	2,094	2,672	3,015	3,261
S3T	1925-1997	73	849	1,370	1,689	2,102	2,676	3,017	3,261
S4T	1925-2001	77	975	1,574	1,941	2,416	3,077	3,470	3,751
S5T	1925-2008	84	1,023	1,673	2,074	2,594	3,318	3,749	4,058
S6T	1983-2008	26	1,464	2,422	3,016	3,787	4,865	5,508	*5968.4

*Es un valor poco confiable debido a que la extrapolación según n=26 sólo debe ser hasta 75 años

Tabla 5. 10: Variación porcentual (%) de los caudales de diseño de la estación Tambogrande de cada serie con su inmediata anterior.

Serie	Período	n	5	10	15	25	50	75	100	Promedio
S1T	1925-1982	58								
S2T	1925-1991	67	1%	3%	4%	4%	5%	5%	5%	4%
S3T	1925-1997	73	1%	1%	1%	0%	0%	0%	0%	0%
S4T	1925-2001	77	13%	13%	13%	13%	13%	13%	13%	13%
S5T	1925-2008	84	5%	6%	6%	7%	7%	7%	8%	7%
S6T	1983-2008	26	30%	31%	31%	32%	32%	32%	32%	31%



Graf. 5. 2: Variación histórica, Q de diseño vs Tr., estación Tambogrande.

5.2.3. Variación histórica de caudales de diseño en la estación Nácara

Tabla 5. 11: Variación histórica de caudales de diseño de la estación Nácara.

Serie	Periodo	n	5	10	15	25	50	75	100
S1Ñ	1925-1982	58	773	1064	1229	1433	1704	1860	1971
S2Ñ	1925-1991	67	764	1059	1226	1433	1708	1868	1980
S3Ñ	1925-1997	73	743	1080	1279	1531	1874	2074	2217
S4Ñ	1925-2001	77	836	1225	1455	1746	2143	2376	2541
S5Ñ	1925-2008	84	871	1281	1524	1832	2252	2498	2673
S6Ñ	1983-2008	26	1168	1700	2011	2402	2932	3241	*3460.11

*Es un valor poco confiable debido a que la extrapolación según $n=26$ sólo debe ser hasta 75 años

Tabla 5. 12: Variación porcentual (%) de los caudales de diseño de la estación Nácara de cada serie con su inmediata anterior.

Serie	Periodo	n	5	10	15	25	50	75	100	Promedio
S1Ñ	1925-1982	58								
S2Ñ	1925-1991	67	-1%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
S3Ñ	1925-1997	73	-3%	2%	4%	6%	9%	10%	11%	6%
S4Ñ	1925-2001	77	11%	12%	12%	12%	13%	13%	13%	12%
S5Ñ	1925-2008	84	4%	4%	5%	5%	5%	5%	5%	5%
S6Ñ	1983-2008	26	25%	25%	24%	24%	23%	23%	23%	24%



Graf. 5. 3: Variación histórica, Q de diseño vs Tr., estación Nácara

Conclusiones

- La estimación de caudales de diseño de las obras civiles se puede realizar modelando probabilísticamente los registros de caudales o modelando el proceso lluvia-escorrentía de la cuenca. La cuenca del río Piura posee tres estaciones que son Los Ejidos, Tambogrande y Ñácara que permiten determinar adecuadamente dichos caudales de diseño.
- En las visitas de las estaciones hidrométricas Los Ejidos, Tambogrande y Ñácara, manejadas por el Proyecto Especial Chira Piura, se observó que los instrumentos limnimétricos y limnigráficos instalados son operados manualmente por observadores que toman lecturas cada cierto intervalo de tiempo fijo en vez de utilizar instrumentos de registro automático más caros y complejos. Se deposita entonces, mucha confianza en la precisión e integridad de los observadores, y se limita grandemente la toma de valores de corta duración, que son los horarios, los cuales son necesarios para investigaciones hidrológicas más detalladas, tales como son el estudio de los hidrogramas de avenidas, y para mayor confianza de los datos obtenidos como caudales máximos instantáneos.
- En términos de los promedios mundiales vigentes, la disponibilidad actual de datos hidrológicos para el río Piura en las estaciones Ñácara y Tambogrande se considera como muy pobre, debido a la existencia de grandes y frecuentes interrupciones en los registros. La incertidumbre de éstas estaciones es mayor en cuanto a sus características físicas y la precisión y homogeneidad de los registros; y se debe a la escasa coordinación entre las entidades recolectoras y el lento progreso hacia la comparación, verificación y divulgación de la información disponible.
- El tamaño de la muestra influye directamente en la confiabilidad de los resultados. Así, a mayor período de retomo de las estimaciones, se necesita mayor longitud de registros para una mayor confiabilidad de los resultados. Por ello, para las estaciones Ñácara y Tambogrande se realizó una extensión del banco de datos de los caudales máximos instantáneos de 1925-2008, basada en la estación Los Ejidos mediante correlaciones con los caudales máximos diarios.
- Se determinó que la serie histórica de la estación hidrométrica Los Ejidos, en base al análisis de consistencia y homogeneidad, es adecuada para realizar la extensión de las series de caudales máximos instantáneos de las estaciones Tambogrande y Ñácara. Extendidos los registros de las tres estaciones (1925-2008) se modelaron probabilísticamente todas las series, ya que la estimación depende solamente de los caudales máximos anuales que han ocurrido en la cuenca y no da cuenta de los procesos de transformación de la precipitación en escorrentía.
- Además del análisis de consistencia y homogeneidad que se realizó para la serie Los Ejidos, también se realizaron pruebas de hipótesis para las series S1E:1925-1982 y S6E:1983-2008 obteniéndose que la media y la varianza han cambiado entre una y otra serie, hecho que se confirma con el análisis de media móvil, que muestra cambios o tendencias de aumento de caudales en la serie histórica en los últimos años a partir del FEN 1982-1983. Todo esto puede ser evidencia de cambio climático en la zona.
- Al observarse las frecuencias de los FEN con resultados de aumentos de caudales, se decidió dividir la serie histórica en series con datos antes de la ocurrencia de los FEN 1983, 1992, 1998 y 2002 con el fin de determinar la variación histórica de los caudales de diseño en el río Piura, observándose que el FEN de 1992 no produjo variación alguna

con respecto a los caudales determinados hasta 1991 (S2), como sí sucedió con los demás que comprobaron la tendencia de aumento de estos valores extremos.

- La actual gama de facilidades de cómputo tanto de software como de hardware aumenta la capacidad y la fiabilidad en términos de almacenamiento, verificación, análisis y divulgación de datos. En este presente trabajo se ha demostrado que, mediante hojas de cálculo Excel y software comercial como HidroEsta, se puede obtener un análisis confiable, diferenciándose en el método de hallar sus parámetros, donde se determina que el método de los momentos lineales desarrollado con HidroEsta proporciona un mejor ajuste.
- Las distribuciones de dos parámetros fijan el valor del coeficiente de asimetría, lo que en algunos casos puede no ser recomendable. El uso de la distribución Log - Normal de dos parámetros sólo es recomendable si el coeficiente de asimetría es cercano a cero.
- Para seleccionar la distribución que mejor se ajusta a un conjunto de datos se realizó la prueba de ajuste gráfico y la prueba numérica de Smirnov-Kolmogorov, en la que se calcula un estimador y se compara con un valor crítico tabulado para determinar si el ajuste es adecuado o no. En la prueba de ajuste gráfica se dibujan los valores registrados en la serie contra la distribución teórica de probabilidades y de manera visual o subjetiva se determina si el ajuste es adecuado o no.
- Se logró modelar adecuadamente los caudales de diseño para las estaciones hidrométricas Los Ejidos, Tambogrande y Nácara, siendo éstas las únicas sobre el cauce principal del río Piura, con el fin de que las estructuras se puedan diseñar con una gran confianza en cuanto a los aspectos técnicos y económicos. La distribución Gamma de 2 parámetros resultó con el mejor ajuste razonable, para las tres estaciones y las diferentes series analizadas, dentro de las demás distribuciones de probabilidad que se utilizó con el software comercial HidroEsta.
- De acuerdo a los cálculos realizados, los caudales de diseño para las tres estaciones, varían según la ocurrencia de los FEN 1983, 1998 y 2002 aumentando aproximadamente en 4%, 14% y 5% respectivamente comparados con la serie inmediata anterior. El FEN de 1992 no hizo variar los caudales de diseño.
- Las series propuestas S6 (1983-2008) varían aproximadamente en 45% respecto de la serie S1 (1925-1982) y en 29% a la serie completa S5 (1925-2008) que es tomada clásicamente para los diseños de caudales, por lo que puede ser evidencia de un cambio climático. Por lo tanto se propone que los caudales de diseño para las tres estaciones del río Piura sean los calculados a partir de la serie S6: 1983-2008, más conformes con la hidrología actual.

Recomendaciones

- A fin de lograr el aprovechamiento sostenible del agua en el departamento de Piura, es fundamental fortalecer las actividades sistemáticas de medición y evaluación de los recursos hídricos, en base a una red de estaciones hidrológicas y meteorológicas con fines hidrológicos, de donde se obtengan datos e información confiable sobre la cantidad y calidad de los recursos hídricos.
- Actualmente las defensas contra las inundaciones están poco desarrolladas en la región Piura. Se debe mejorar los sistemas de alerta ante situaciones peligrosas por medio de la predicción meteorológica, la observación de los aforos fluviales que determinan una alerta hidrológica.
- La legislación debe avanzar prohibiendo la edificación en zonas perceptibles de ser inundadas en un período de retorno de hasta 100 años. Se debe ampliar la cartografía para permitir conocer cuáles son las zonas de riesgo para su posterior actuación en el terreno. La reforestación de amplias zonas en la cuenca alta y media del río Piura también debe contribuir a minimizar el efecto de las fuertes lluvias y por tanto de la posterior crecida de los caudales.
- Las estaciones hidrológicas deben ser instaladas en lugares que sean de fácil acceso, en tramos rectos, donde su sección de control o de cauce sea estable y sus mediciones no sean distorsionadas por la presencia de obras hidráulicas ubicada aguas arriba o aguas abajo de la estación hidrométrica.
- Las operaciones de aforo debido a su gran importancia que éstas representan, se deben realizar con la mayor responsabilidad posible, para obtener información confiable. Es necesario comprobar la validez de la relación de la curva altura-gasto (altura de mira – caudal) con más frecuencia cuando la sección es inestable. Debido a los flujos extremos es necesario efectuar la periódica reubicación de las estaciones de aforo y a menudo se requiere un programa de calibración continua debido a los cambios en la sección transversal del lecho de río. Tales operaciones absorben considerables recursos pero éstas son esenciales para mantener la precisión de las lecturas.
- Las instituciones deben aceptar intrínsecamente un cierto grado de responsabilidad por la precisión de la información que proporcionan. Los datos recibidos deben de ser explicativos en lo que respecta a la historia de la estación. En el caso de estaciones hidrométrica los datos disponibles deben hacer referencia a las curvas de calibración utilizadas. a cualquier cambio en ubicación y a cualquier corrección necesaria a efectuarse debido a derivaciones aguas arriba o a uso consuntivo.
- Se debe lograr una mayor coordinación con las instituciones estatales que cuentan con el equipo requerido; tanto para el procesamiento inicial (lectura de bandas de limnigrafos, pluviografos, etc.), como para un cálculo más sofisticado que permita la depuración de la información y la determinación de parámetros estadísticos básicos. Que las autoridades superiores correspondientes dé el apoyo merecido a las instituciones responsables de la recolección y procesamiento de la información hidrometeorológica básica.

Bibliografía

- Córdova, Elizabeth, 2003.** Reconstrucción climática a partir del anillado de los árboles de la costa norte del Perú. Tesis para obtener el título de Ingeniera Industrial y de Sistemas. Universidad de Piura.
- Douglas, et al. 1998.** Observaciones meteorológicas especiales durante ENOS 1997/1998 en la parte norte de Sudamérica y posibilidades para mejorar la red. Bulletin de l'IFEA 27(3), Lima.
- Kaennel, Michele y Schweingruber, Fritz, 1995.** Multilingual, Glossary of Dendrochronology. Terms and definitions in English, German, French, Spanish, Italian, Portuguese and Russian. Swiss Federal Institute for Forest, Snow and Landscape Research, Birmensdorf. Paul Haupt Publishers. Berne.
- Klauer, Alfonso, 2001.** El Niño- La Niña: El océano-atmosférico del Pacífico Sur, un reto para la ciencia y la historia. Internet www.nuevahistoria.com, Lima.
- Kundzewicz, Zbigniew, 1997.** Water resources for sustainable development. Hydrological Sciences Journal. Volúmen 44, Issue 4.
- MOPU, 1990.** Norma española 5.2-IC de drenaje superficial. Editorial Ministerio de obras públicas y urbanismo, Madrid.
- Murphy, Robert, 1926.** Fenómenos Oceánicos y Climatéricos en la costa occidental de Sur América durante el año 1925. Boletín de la Sociedad Geográfica de Lima.
- Ordinola, Norma, 2004** Implementación de una base de datos de información hidrometeorológica de la cuenca del río Piura, para la Autoridad Autónoma de cuenca Hidrográfica Chira Piura.
- Ortlieb, Lue, 2000,** El Niño and the Southern Oscillation Multiscale Variability and Global and Regional Impact. Cambridge University Press.
- Ortlieb, Lue y Macharé, José, 1993.** Registros del Fenómeno El Niño en el Perú. Bull. Inst. Fr. Études andines 22(1)
- Pavez, Alejandro, 2005.** Las aguas subterráneas en la costa del Perú y el norte de Chile. Pontificia Universidad Católica de Chile.
- Rodríguez, Rodolfo, 2008.** Curso de Dendrocronología Básica. Universidad de Piura. Facultad de Ingeniería. Laboratorio de Dendrocronología.
- SENAMHI, 2000.** Balance Hídrico superficial del Perú a nivel multianual.
http://www.senamhi.gob.pe/pdf/estudios/hidro_ArtiBHSMultianual.pdf.
- SENAMHI 2005.** Folleto de análisis de sistemas de información y alerta temprana.
- SENAMHI, 2008.** Vigilancia Hidrológica de los ríos del Perú.
http://www.senamhi.gob.pe/pdf/estudios/bolhidro_hidro.pdf.
- Villón, Máximo, 2005.** Hidrología Estadística, 3^{era} edición. Editorial Villón, Lima
- Woodman, Ronald, 1985.** Recurrencia al Fenómeno El Niño con intensidad comparable a la del Niño de 1982-1983. Editorial Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONCYTEC), Lima.

Anexos

Anexo A. 1 Base de datos de caudales de la estación Los Ejidos

Año Hidrológico.		Máximo diario	Máximo instantáneo
1924	1925	862.00	1053.15
1925	1926	675.00	860.00
1926	1927	486.00	610.00
1927	1928	106.80	124.00
1928	1929	115.70	135.00
1929	1930	83.80	95.00
1930	1931	355.70	450.00
1931	1932	1,500.00	1900.00
1932	1933	498.70	620.00
1933	1934	346.70	438.00
1934	1935	300.80	379.00
1935	1936	310.30	390.00
1936	1937	37.00	39.00
1937	1938	400.00	508.00
1938	1939	1,200.00	1525.00
1939	1940	152.60	185.00
1940	1941	1,750.00	2220.00
1941	1942	322.10	405.00
1942	1943	1,770.00	2250.00
1943	1944	213.00	273.00
1944	1945	179.20	220.00
1945	1946	113.79	134.00
1946	1947	39.49	41.00
1947	1948	40.79	42.50
1948	1949	800.00	1010.00
1949	1950	0.00	0.00

Anexo A. 1 Base de datos de caudales de la estación Los Ejidos

Año Hidrológico		Máximo diario	Máximo instantáneo
1950	1951	0.00	0.00
1951	1952	127.86	153.00
1952	1953	1730.00	2200.00
1953	1954	41.91	44.00
1954	1955	280.00	350.00
1955	1956	1200.00	1530.00
1956	1957	1350.00	1700.00
1957	1958	550.00	690.00
1958	1959	720.00	900.00
1959	1960	72.78	81.00
1960	1961	79.46	88.00
1961	1962	101.38	115.00
1962	1963	36.30	37.00
1963	1964	31.69	33.00
1964	1965	1958.82	2500.00
1965	1966	46.60	49.00
1966	1967	74.35	82.00
1967	1968	21.10	21.10
1968	1969	150.00	180.00
1969	1970	28.60	29.00
1970	1971	590.00	1000.00
1971	1972	1,472.80	1616.60
1972	1973	830.00	845.00
1973	1974	51.40	58.00
1974	1975	193.50	272.50
1975	1976	277.50	388.00
1976	1977	534.20	646.00
1977	1978	122.10	167.00
1978	1979	72.60	74.00

Anexo A. 1 Base de datos de caudales de la estación Los Ejidos

Año Hidrológico		Máximo diario	Máximo instantáneo
1979	1980	42.10	45.30
1980	1981	532.30	568.00
1981	1982	38.00	38.00
1982	1983	2,472.90	3200.00
1983	1984	603.20	980.00
1984	1985	107.60	112.00
1985	1986	20.90	25.00
1986	1987	560.00	790.00
1987	1988	6.00	6.50
1988	1989	720.90	845.00
1989	1990	6.00	9.00
1990	1991	13.30	24.50
1991	1992	1,634.00	1793.00
1992	1993	805.00	1042.00
1993	1994	856.00	1062.00
1994	1995	66.30	87.00
1995	1996	86.00	100.90
1996	1997	13.10	21.60
1997	1998	3,367.00	3900.00
1998	1999	2,447.10	3107.00
1999	2000	1,098.00	1541.00
2000	2001	1,842.50	2141.00
2001	2002	3203.70	3652.00
2002	2003	134.30	244.60
2003	2004	13.20	43.00
2004	2005	118.50	167.00
2005	2006	306.38	370.00
2006	2007	62.00	80.00
2007	2008	1826.00	2010.00

Anexo A. 2 Base de datos de caudales de la estación Nácara

Año hidrológico		Máximo instantáneo	Máximo mensual	Máximo diario
1949	1950		2.20	
1950	1951		8.	
1951	1952		38.1	
1952	1953		310.0	
1953	1954		12.3	
1954	1955		37.0	
1955	1956		79.7	
1956	1957		209.8	
1957	1958		107.8	
1958	1959		110.3	
1959	1960		18.3	
1960	1961		21.6	
1961	1962		22.8	
1962	1963		4.4	
1963	1964		3.5	
1964	1965	1423.58	220.0	
1965	1966		11.8	
1966	1967	100.77	18.4	
1967	1968		0.0	
1968	1969		32.7	
1969	1970		0.0	
1970	1971		93.1	
1971	1972	1245.00	250.2	737.80
1972	1973	900.00	172.9	576.10
1973	1974	27.60	10.2	26.10
1974	1975	273.00	86.9	194.80
1975	1976	389.00	127.6	286.10
1976	1977	1130.00	91.0	651.20
1977	1978	211.00	16.6	183.20

Anexo A. 2 Base de datos de caudales de la estación Ñacara

Año hidrológico		Máximo instantáneo	Máximo mensual	Máximo diario
1978	1979	139.00	28.70	103.60
1979	1980	39.30	4.90	27.70
1980	1981	668.00	90.60	510.00
1981	1982	0.00	28.30	0.00
1982	1983	1420.00	449.70	1,046.70
1983	1984	660.00	210.90	561.70
1984	1985	139.00	41.40	132.00
1985	1986	70.40	16.00	64.10
1986	1987	629.00	201.60	480.00
1987	1988	43.00	3.90	38.90
1988	1989	645.00	171.10	571.30
1989	1990	0.00	0.00	0.00
1990	1991		18.80	30.20
1991	1992			
1992	1993			
1993	1994			
1994	1995			
1995	1996			
1996	1997			
1997	1998	2831.10	582.10	2,165.00
1998	1999	1342.00	313.70	714.00
1999	2000	844.00	208.30	511.00
2000	2001	1162.40	343.80	744.70
2001	2002	2345.80	318.80	1,868.40
2002	2003	344.00	56.20	220.60
2003	2004	87.40		73.80
2004	2005	244.30		201.30
2005	2006			554.25
2006	2007			141.50
2007	2008	1381.20		1000.00

Anexo A. 3 Base de datos de caudales de la estación de Tambogrande

Año Hidrológico		Máximo instantáneo	Máximo diario
1971	1972	1,950.00	1191.30
1972	1973	960.00	778.30
1973	1974	49.00	46.40
1974	1975	205.00	168.50
1975	1976	300.00	255.70
1976	1977	644.00	445.90
1977	1978	131.00	84.00
1978	1979	98.80	73.60
1979	1980	30.00	19.00
1980	1981	744.00	537.40
1981	1982	5.50	4.90
1982	1983		
1983	1984		
1984	1985		
1985	1986		45.40
1986	1987		
1987	1988		
1988	1989		
1989	1990		
1990	1991		
1991	1992		1345.90
1992	1993		
1993	1994		
1994	1995		
1995	1996		
1996	1997		
1997	1998	3748.60	3287.00
1998	1999		1593.00
1999	2000	1016.40	882.30
2000	2001	1332.60	1100.00
2001	2002	3725.00	3228.90
2002	2003	306.60	205.70
2003	2004	68.70	51.20
2004	2005	162.20	151.60
2005	2006	360.00	305.67
2006	2007		
2007	2008	1998.40	1642.80

Anexo A. 4: Valores de K para la distribución Pearson III y Log Pearson III

Coeficiente de asimetría	Nivel de probabilidad, porcentaje							
	99	80	50	20	10	4	2	1
	Período de retorno en años							
g	1.0101	1.25	2	5	10	25	50	100
3	-0.667	-0.636	-0.396	0.42	1.18	2.278	3.152	4.051
2.8	-0.714	-0.666	-0.384	0.46	1.21	2.275	3.114	3.973
2.6	-0.769	-0.696	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889
2.4	-0.832	-0.725	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.8
2.2	-0.905	-0.752	-0.33	0.574	1.284	2.24	2.97	3.705
2	-0.99	-0.777	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605
1.8	-1.087	-0.7999	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499
1.690	-1.0265	-0.79011	-0.2666	0.6254	1.31195	2.1765	2.8106	3.43795
1.6	-1.197	-0.8177	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.78	3.388
1.4	-1.318	-0.8332	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271
1.2	-1.449	-0.844	-0.195	0.732	1.34	2.087	2.626	3.149
1	-1.558	-0.852	-0.164	0.758	1.34	2.043	2.542	3.022
0.8	-1.733	-0.856	-0.132	0.78	1.336	1.993	2.453	2.891
0.6	-1.88	-0.857	-0.099	0.8	1.328	1.939	2.359	2.755
0.4	-2.029	-0.855	-0.066	0.816	1.317	1.88	2.261	2.615
0.2	-2.178	-0.85	-0.033	0.83	1.301	1.818	2.159	2.472
0	-2.326	-0.842	0	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326
-0.2	-2.472	-0.83	0.033	0.85	1.258	1.68	1.945	2.178
-0.4	-2.615	-0.816	0.066	0.855	1.232	1.606	1.834	2.029
-0.6	-2.755	-0.8	0.099	0.857	1.2	1.528	1.72	1.88
-0.684	-2.8298	-0.789	0.11715	0.85645	1.1813	1.484	1.6573	1.79915
-0.8	-2.891	-0.78	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733
-1	-3.022	-0.758	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588
-1.2	-3.149	-0.732	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449
-1.4	-3.271	-0.705	0.225	0.832	1.041	1.198	1.27	1.318
-1.6	-3.388	-0.675	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197
-1.8	-3.499	-0.643	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087
-2	-3.605	-0.609	0.307	0.777	0.895	0.958	0.98	0.99
-2.2	-3.705	-0.574	0.33	0.752	0.844	0.888	0.9	0.905
-2.4	-3.8	-0.537	0.351	0.725	0.795	0.823	0.83	0.832
-2.6	-3.889	-0.499	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769
-2.8	-3.973	-0.46	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714
-3	-4.051	-0.42	0.396	0.636	0.66	0.666	0.666	0.667

Anexo A. 5: Valores críticos de Δ_0 del estadístico Smirnov-Kolmogorov Δ

Tamaño muestral N	Nivel de significación				
	0.20	0.15	0.10	0.05	0.01
1	0.900	0.925	0.950	0.975	0.995
2	0.684	0.726	0.776	0.842	0.929
3	0.565	0.597	0.642	0.708	0.828
4	0.494	0.525	0.564	0.624	0.733
5	0.446	0.474	0.510	0.565	0.669
6	0.410	0.436	0.470	0.521	0.618
7	0.381	0.405	0.438	0.486	0.577
8	0.358	0.381	0.411	0.457	0.543
9	0.339	0.360	0.388	0.432	0.514
10	0.322	0.342	0.368	0.410	0.490
11	0.307	0.326	0.352	0.391	0.468
12	0.295	0.313	0.338	0.375	0.450
13	0.284	0.302	0.325	0.361	0.433
14	0.274	0.292	0.314	0.349	0.418
15	0.266	0.283	0.304	0.338	0.404
16	0.258	0.274	0.295	0.328	0.392
17	0.250	0.266	0.286	0.318	0.381
18	0.244	0.259	0.278	0.309	0.371
19	0.237	0.252	0.272	0.301	0.363
20	0.231	0.246	0.264	0.294	0.356
25	0.210	0.220	0.240	0.270	0.320
30	0.190	0.200	0.220	0.240	0.290
35	0.180	0.190	0.210	0.230	0.270
N>35	$1.07/\sqrt{N}$	$1.14/\sqrt{N}$	$1.22/\sqrt{N}$	$1.36/\sqrt{N}$	$1.63/\sqrt{N}$

Anexo A.6 Análisis con distribución LN3 en Excel para S5E

Año	Q=x	y = ln (x-a)	F(y)	f(y)	Año	Q=x	y = ln (x-a)	F(y)	f(y)
1998	3900.0	8.273	0.961	0.058	1944	273.0	5.674	0.489	0.274
2002	3652.0	8.208	0.957	0.063	1975	272.5	5.673	0.489	0.274
1983	3200.0	8.077	0.948	0.073	2003	244.6	5.572	0.461	0.273
1999	3107.0	8.047	0.946	0.076	1945	220.0	5.474	0.434	0.271
1965	2500.0	7.831	0.927	0.095	1940	185.0	5.315	0.392	0.264
1943	2250.0	7.727	0.917	0.105	1969	180.0	5.290	0.385	0.263
1941	2220.0	7.713	0.916	0.107	1978	167.0	5.222	0.367	0.259
1953	2200.0	7.705	0.915	0.107	2005	167.0	5.222	0.367	0.259
2001	2141.0	7.678	0.912	0.110	1952	153.0	5.143	0.347	0.254
2008	2010.0	7.615	0.905	0.117	1929	135.0	5.032	0.319	0.246
1932	1900.0	7.559	0.898	0.123	1946	134.0	5.026	0.318	0.245
1992	1793.0	7.502	0.891	0.129	1928	124.0	4.958	0.301	0.240
1957	1700.0	7.449	0.884	0.135	1962	115.0	4.893	0.286	0.234
1972	1616.6	7.399	0.877	0.140	1985	112.0	4.870	0.281	0.232
2000	1541.0	7.352	0.870	0.145	1996	100.9	4.781	0.260	0.223
1956	1530.0	7.345	0.869	0.146	1930	95.0	4.730	0.249	0.218
1939	1525.0	7.342	0.869	0.147	1961	88.0	4.666	0.235	0.212
1994	1062.0	6.985	0.809	0.187	1995	87.0	4.657	0.233	0.211
1925	1053.1	6.977	0.808	0.188	1967	82.0	4.608	0.223	0.205
1993	1042.0	6.966	0.806	0.189	1960	81.0	4.598	0.221	0.204
1949	1010.0	6.936	0.800	0.193	2007	80.0	4.588	0.219	0.203
1971	1000.0	6.926	0.798	0.194	1979	74.0	4.525	0.207	0.196
1984	980.0	6.906	0.794	0.196	1974	58.0	4.335	0.171	0.175
1959	900.0	6.823	0.777	0.205	1966	49.0	4.209	0.150	0.161
1926	860.0	6.778	0.768	0.210	1980	45.3	4.153	0.141	0.154
1973	845.0	6.761	0.764	0.212	1954	44.0	4.132	0.138	0.152
1989	845.0	6.761	0.764	0.212	2004	43.0	4.116	0.136	0.150
1987	790.0	6.695	0.750	0.219	1948	42.5	4.108	0.134	0.149
1958	690.0	6.563	0.720	0.231	1947	41.0	4.083	0.131	0.146
1977	646.0	6.499	0.705	0.237	1937	39.0	4.049	0.126	0.142
1933	620.0	6.459	0.696	0.241	1982	38.0	4.031	0.123	0.140
1927	610.0	6.443	0.692	0.242	1963	37.0	4.013	0.121	0.138
1981	568.0	6.374	0.675	0.248	1964	33.0	3.938	0.111	0.130
1938	508.0	6.266	0.648	0.255	1970	29.0	3.857	0.101	0.121
1931	450.0	6.149	0.618	0.262	1986	25.0	3.768	0.090	0.112
1934	438.0	6.123	0.611	0.264	1991	24.5	3.757	0.089	0.111
1942	405.0	6.048	0.591	0.267	1997	21.6	3.687	0.081	0.104
1936	390.0	6.012	0.581	0.269	1968	21.1	3.674	0.080	0.102
1976	388.0	6.007	0.580	0.269	1990	9.0	3.307	0.049	0.070
1935	379.0	5.985	0.574	0.270	1988	6.5	3.211	0.043	0.062
2006	370.0	5.962	0.568	0.271	1950	1.0	2.961	0.029	0.046
1955	350.0	5.909	0.553	0.272	1951	1.0	2.961	0.029	0.046

*Análisis con distribución LN3 en Excel para S5E**Parámetros*

μ_y	5.714283
σ_y	1.453268
x_0	-18.311808
Cs	-0.030821

Caudales de diseño

Tr (años)	5	10	15	25	50	75	100
Pn	0.80	0.90	0.93	0.96	0.98	0.99	0.99
Z	0.84	1.28	1.50	1.75	2.05	2.22	2.33
μ_y	5.71	5.71	5.71	5.71	5.71	5.71	5.71
σ_y	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45
Y	6.94	7.58	7.90	8.26	8.70	8.94	9.10
x_0	-18.31	-18.31	-18.31	-18.31	-18.31	-18.31	-18.31
Q de diseño	1,012	1,934	2,668	3,842	5,978	7,577	8,893

Anexo A.7 Análisis con distribución Pearson tipo III en Excel para SSE

Año	Q=x	K	Tr	F(X)	Año	Q=x	K	Tr	F(x)
1998	3900.0	3.5	104.403	0.990	1944	273.0	-0.5	1.502	0.334
2002	3652.0	3.2	78.119	0.987	1975	272.5	-0.5	1.501	0.334
1983	3200.0	2.7	46.045	0.978	2003	244.6	-0.5	1.453	0.312
1999	3107.0	2.6	41.300	0.976	1945	220.0	-0.5	1.411	0.291
1965	2500.0	2.0	20.307	0.951	1940	185.0	-0.6	1.355	0.262
1943	2250.0	1.7	15.159	0.934	1969	180.0	-0.6	1.347	0.258
1941	2220.0	1.7	14.637	0.932	1978	167.0	-0.6	1.327	0.246
1953	2200.0	1.6	14.298	0.930	2005	167.0	-0.6	1.327	0.246
2001	2141.0	1.6	13.345	0.925	1952	153.0	-0.6	1.305	0.234
2008	2010.0	1.4	11.449	0.913	1929	135.0	-0.6	1.278	0.217
1932	1900.0	1.3	10.067	0.901	1946	134.0	-0.6	1.276	0.216
1992	1793.0	1.2	8.883	0.887	1928	124.0	-0.6	1.261	0.207
1957	1700.0	1.1	7.968	0.874	1962	115.0	-0.7	1.248	0.199
1972	1616.6	1.0	7.227	0.862	1985	112.0	-0.7	1.244	0.196
2000	1541.0	0.9	6.616	0.849	1996	100.9	-0.7	1.228	0.186
1956	1530.0	0.9	6.531	0.847	1930	95.0	-0.7	1.219	0.180
1939	1525.0	0.9	6.493	0.846	1961	88.0	-0.7	1.209	0.173
1994	1062.0	0.4	3.778	0.735	1995	87.0	-0.7	1.208	0.172
1925	1053.1	0.4	3.739	0.733	1967	82.0	-0.7	1.201	0.167
1993	1042.0	0.4	3.691	0.729	1960	81.0	-0.7	1.200	0.166
1949	1010.0	0.3	3.555	0.719	2007	80.0	-0.7	1.198	0.165
1971	1000.0	0.3	3.514	0.715	1979	74.0	-0.7	1.190	0.160
1984	980.0	0.3	3.433	0.709	1974	58.0	-0.7	1.168	0.144
1959	900.0	0.2	3.126	0.680	1966	49.0	-0.7	1.156	0.135
1926	860.0	0.2	2.983	0.665	1980	45.3	-0.7	1.151	0.131
1973	845.0	0.1	2.931	0.659	1954	44.0	-0.7	1.149	0.130
1989	845.0	0.1	2.931	0.659	2004	43.0	-0.7	1.147	0.129
1987	790.0	0.1	2.749	0.636	1948	42.5	-0.7	1.147	0.128
1958	690.0	0.0	2.445	0.591	1947	41.0	-0.7	1.145	0.126
1977	646.0	-0.1	2.323	0.569	1937	39.0	-0.7	1.142	0.124
1933	620.0	-0.1	2.253	0.556	1982	38.0	-0.7	1.141	0.123
1927	610.0	-0.1	2.227	0.551	1963	37.0	-0.7	1.139	0.122
1981	568.0	-0.2	2.120	0.528	1964	33.0	-0.7	1.134	0.118
1938	508.0	-0.2	1.977	0.494	1970	29.0	-0.7	1.129	0.114
1931	450.0	-0.3	1.847	0.459	1986	25.0	-0.8	1.124	0.110
1934	438.0	-0.3	1.821	0.451	1991	24.5	-0.8	1.123	0.109
1942	405.0	-0.3	1.752	0.429	1997	21.6	-0.8	1.119	0.106
1936	390.0	-0.4	1.722	0.419	1968	21.1	-0.8	1.118	0.106
1976	388.0	-0.4	1.718	0.418	1990	9	-0.8	1.103	0.093
1935	379.0	-0.4	1.700	0.412	1988	6.5	-0.8	1.099	0.090
2006	370.0	-0.4	1.682	0.405	1950	1	-0.8	1.092	0.085
1955	350.0	-0.4	1.643	0.391	1951	1	-0.8	1.092	0.085

Análisis con distribución Pearson tipo III en Excel para S5E

Parámetros

μ	711.4672
σ	911.4954
Cs	1.694373

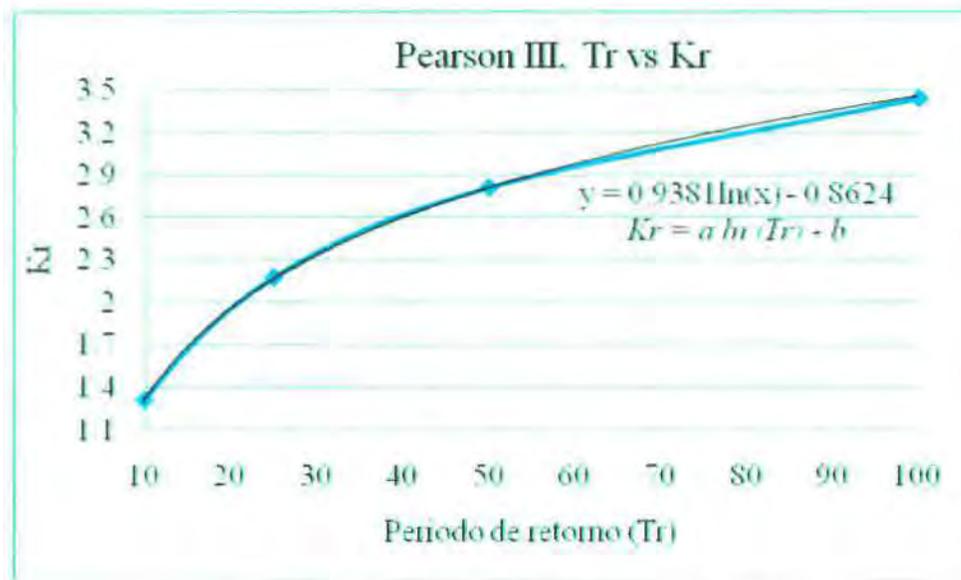


Gráfico de la tabla A4 con su respectivo Cs

Caudales de diseño

Tr	5	10	15	25	50	75	100
μ	711.47	711.47	711.47	711.47	711.47	711.47	711.47
σ	911.50	911.50	911.50	911.50	911.50	911.50	911.50
Kr	0.65	1.30	1.68	2.16	2.81	3.19	3.46
Q de diseño	1,302	1,894	2,241	2,678	3,270	3,617	3,863

Anexo A.8 Análisis con distribución Log-Pearson tipo III en Excel para S5E

AÑO	Q =x	y=LN(x)	K	Tr	F(y)	AÑO	Q =x	y=LN(x)	K	Tr	F(y)
1998	3900.0	8.3	1.6	35.755	0.972	1944	273.0	5.6	0.1	0.147	-5.794
2002	3652.0	8.2	1.5	31.218	0.968	1975	272.5	5.6	0.1	0.147	-5.820
1983	3200.0	8.1	1.4	23.762	0.958	2003	244.6	5.5	0.0	0.117	-7.524
1999	3107.0	8.0	1.4	22.357	0.955	1945	220.0	5.4	-0.1	0.094	-9.611
1965	2500.0	7.8	1.3	14.270	0.930	1940	185.0	5.2	-0.1	0.066	-14.176
1943	2250.0	7.7	1.2	11.480	0.913	1969	180.0	5.2	-0.2	0.062	-15.060
1941	2220.0	7.7	1.2	11.166	0.910	1978	167.0	5.1	-0.2	0.053	-17.750
1953	2200.0	7.7	1.2	10.959	0.909	2005	167.0	5.1	-0.2	0.053	-17.750
2001	2141.0	7.7	1.2	10.360	0.903	1952	153.0	5.0	-0.3	0.045	-21.466
2008	2010.0	7.6	1.2	9.094	0.890	1929	135.0	4.9	-0.3	0.034	-28.094
1932	1900.0	7.5	1.1	8.096	0.876	1946	134.0	4.9	-0.3	0.034	-28.545
1992	1793.0	7.5	1.1	7.182	0.861	1928	124.0	4.8	-0.4	0.029	-33.678
1957	1700.0	7.4	1.1	6.434	0.845	1962	115.0	4.7	-0.4	0.025	-39.518
1972	1616.6	7.4	1.1	5.799	0.828	1985	112.0	4.7	-0.4	0.023	-41.791
2000	1541.0	7.3	1.0	5.253	0.810	1996	100.9	4.6	-0.5	0.019	-52.086
1956	1530.0	7.3	1.0	5.176	0.807	1930	95.0	4.6	-0.5	0.017	-59.121
1939	1525.0	7.3	1.0	5.141	0.805	1961	88.0	4.5	-0.6	0.014	-69.419
1994	1062.0	7.0	0.8	2.435	0.589	1995	87.0	4.5	-0.6	0.014	-71.101
1925	1053.1	7.0	0.8	2.393	0.582	1967	82.0	4.4	-0.6	0.012	-80.477
1993	1042.0	6.9	0.8	2.341	0.573	1960	81.0	4.4	-0.6	0.012	-82.568
1949	1010.0	6.9	0.8	2.195	0.544	2007	80.0	4.4	-0.6	0.012	-84.740
1971	1000.0	6.9	0.8	2.150	0.535	1979	74.0	4.3	-0.7	0.010	-99.721
1984	980.0	6.9	0.8	2.062	0.515	1974	58.0	4.1	-0.8	0.006	-165.593
1959	900.0	6.8	0.7	1.730	0.422	1966	49.0	3.9	-0.9	0.004	-235.003
1926	860.0	6.8	0.7	1.575	0.365	1980	45.3	3.8	-0.9	0.004	-276.553
1973	845.0	6.7	0.7	1.518	0.341	1954	44.0	3.8	-0.9	0.003	-293.758
1989	845.0	6.7	0.7	1.518	0.341	2004	43.0	3.8	-1.0	0.003	-308.092
1987	790.0	6.7	0.7	1.321	0.243	1948	42.5	3.7	-1.0	0.003	-315.650
1958	690.0	6.5	0.6	0.999	-0.001	1947	41.0	3.7	-1.0	0.003	-340.046
1977	646.0	6.5	0.5	0.872	-0.147	1937	39.0	3.7	-1.0	0.003	-377.158
1933	620.0	6.4	0.5	0.801	-0.248	1982	38.0	3.6	-1.0	0.003	-398.002
1927	610.0	6.4	0.5	0.775	-0.291	1963	37.0	3.6	-1.0	0.002	-420.596
1981	568.0	6.3	0.5	0.668	-0.496	1964	33.0	3.5	-1.1	0.002	-532.983
1938	508.0	6.2	0.4	0.531	-0.884	1970	29.0	3.4	-1.2	0.001	-696.325
1931	450.0	6.1	0.3	0.413	-1.420	1986	25.0	3.2	-1.3	0.001	-946.487
1934	438.0	6.1	0.3	0.391	-1.559	1991	24.5	3.2	-1.3	0.001	-986.861
1942	405.0	6.0	0.3	0.332	-2.008	1997	21.6	3.1	-1.3	0.001	-1280.458
1936	390.0	6.0	0.3	0.307	-2.252	1968	21.1	3.0	-1.4	0.001	-1343.972
1976	388.0	6.0	0.3	0.304	-2.287	1990	9	2.2	-1.8	0.000	-7815.862
1935	379.0	5.9	0.3	0.290	-2.450	1988	6.5	1.9	-2.0	0.000	-15308.057
2006	370.0	5.9	0.2	0.276	-2.626	1950	1	0.0	-3.1	0.000	-731179.511
1955	350.0	5.9	0.2	0.246	-3.067	1951	1	0.0	-3.1	0.000	-731179.511

Análisis con distribución Log-Pearson tipo III en Excel para S5E.

Parámetros

μ_y	5.48645
σ_y	1.79445
Cs	-0.68367

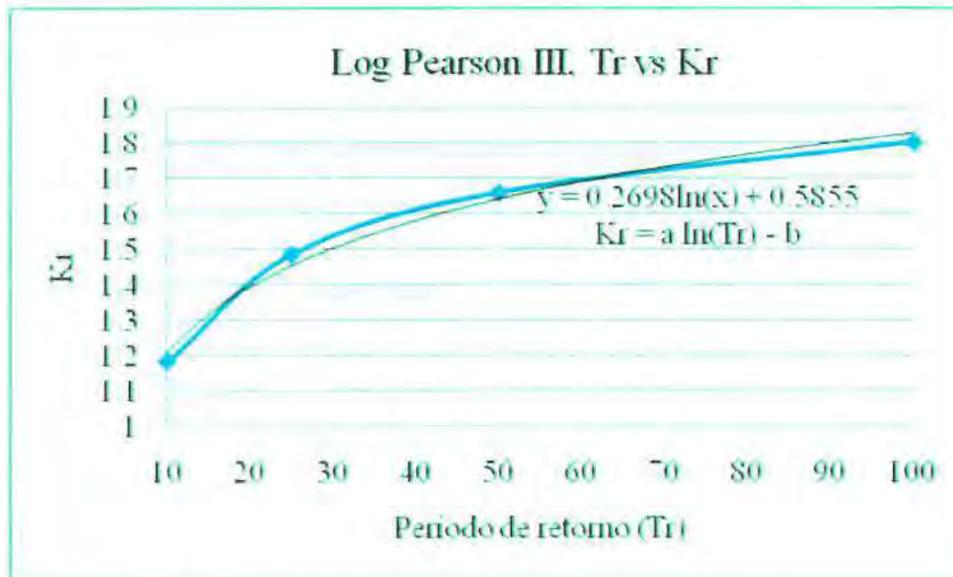


Gráfico de la tabla A4 con el respectivo Cs

Caudales de diseño

Tr	5	10	15	25	50	75	100
μ_y	5.49	5.49	5.49	5.49	5.49	5.49	5.49
σ_y	1.79	1.79	1.79	1.79	1.79	1.79	1.79
Kr	0.86	1.18	1.32	1.49	1.66	1.75	1.80
Q de diseño	1,123	2,013	2,561	3,472	4,745	5,582	6,129

Anexo A.9 Análisis con distribución Gamma 2 en Excel para S5E

AÑO	Q=x	f(x)	F(x)	AÑO	Q=x	f(x)	F(x)
1998	3900.0	1.29E-05	9.86E-01	1944	273.0	8.15E-04	4.23E-01
2002	3652.0	1.64E-05	9.83E-01	1975	272.5	8.15E-04	4.23E-01
1983	3200.0	2.54E-05	9.73E-01	2003	244.6	8.71E-04	3.99E-01
1999	3107.0	2.78E-05	9.71E-01	1945	220.0	9.27E-04	3.77E-01
1965	2500.0	5.09E-05	9.48E-01	1940	185.0	1.02E-03	3.43E-01
1943	2250.0	6.57E-05	9.33E-01	1969	180.0	1.04E-03	3.38E-01
1941	2220.0	6.78E-05	9.31E-01	1978	167.0	1.08E-03	3.24E-01
1953	2200.0	6.92E-05	9.30E-01	2005	167.0	1.08E-03	3.24E-01
2001	2141.0	7.36E-05	9.26E-01	1952	153.0	1.13E-03	3.09E-01
2008	2010.0	8.44E-05	9.15E-01	1929	135.0	1.21E-03	2.88E-01
1932	1900.0	9.48E-05	9.05E-01	1946	134.0	1.21E-03	2.86E-01
1992	1793.0	1.06E-04	8.95E-01	1928	124.0	1.26E-03	2.74E-01
1957	1700.0	1.17E-04	8.84E-01	1962	115.0	1.31E-03	2.62E-01
1972	1616.6	1.29E-04	8.74E-01	1985	112.0	1.32E-03	2.59E-01
2000	1541.0	1.40E-04	8.64E-01	1996	100.9	1.39E-03	2.43E-01
1956	1530.0	1.42E-04	8.62E-01	1930	95.0	1.43E-03	2.35E-01
1939	1525.0	1.42E-04	8.62E-01	1961	88.0	1.49E-03	2.25E-01
1994	1062.0	2.44E-04	7.75E-01	1995	87.0	1.49E-03	2.23E-01
1925	1053.1	2.46E-04	7.73E-01	1967	82.0	1.53E-03	2.16E-01
1993	1042.0	2.50E-04	7.70E-01	1960	81.0	1.54E-03	2.14E-01
1949	1010.0	2.60E-04	7.62E-01	2007	80.0	1.55E-03	2.13E-01
1971	1000.0	2.63E-04	7.59E-01	1979	74.0	1.61E-03	2.03E-01
1984	980.0	2.70E-04	7.54E-01	1974	58.0	1.79E-03	1.76E-01
1959	900.0	2.99E-04	7.31E-01	1966	49.0	1.93E-03	1.59E-01
1926	860.0	3.15E-04	7.19E-01	1980	45.3	2.00E-03	1.52E-01
1973	845.0	3.21E-04	7.14E-01	1954	44.0	2.02E-03	1.50E-01
1989	845.0	3.21E-04	7.14E-01	2004	43.0	2.04E-03	1.47E-01
1987	790.0	3.45E-04	6.96E-01	1948	42.5	2.05E-03	1.46E-01
1958	690.0	3.97E-04	6.59E-01	1947	41.0	2.08E-03	1.43E-01
1977	646.0	4.23E-04	6.41E-01	1937	39.0	2.13E-03	1.39E-01
1933	620.0	4.39E-04	6.29E-01	1982	38.0	2.15E-03	1.37E-01
1927	610.0	4.46E-04	6.25E-01	1963	37.0	2.18E-03	1.35E-01
1981	568.0	4.75E-04	6.06E-01	1964	33.0	2.28E-03	1.26E-01
1938	508.0	5.23E-04	5.76E-01	1970	29.0	2.41E-03	1.17E-01
1931	450.0	5.76E-04	5.44E-01	1986	25.0	2.56E-03	1.07E-01
1934	438.0	5.88E-04	5.37E-01	1991	24.5	2.58E-03	1.05E-01
1942	405.0	6.24E-04	5.17E-01	1997	21.6	2.72E-03	9.76E-02
1936	390.0	6.41E-04	5.07E-01	1968	21.1	2.75E-03	9.63E-02
1976	388.0	6.43E-04	5.06E-01	1990	9.0	3.87E-03	5.75E-02
1935	379.0	6.54E-04	5.00E-01	1988	6.5	4.41E-03	4.72E-02
2006	370.0	6.66E-04	4.94E-01	1950	1.0	9.20E-03	1.51E-02
1955	350.0	6.92E-04	4.81E-01	1951	1.0	9.20E-03	1.51E-02

*Análisis con distribución Gamma 2 en Excel para S5E**Parámetros*

α	0.61
β	1167.76

Caudales de diseño

Tr	5	10	15	25	50	75	100
Pn	0.80	0.90	0.93	0.96	0.98	0.99	0.99
Q de diseño	1,173	1,844	2,252	2,777	3,503	3,934	4,242

Anexo A.10 Análisis con distribución Exponencial en Excel para SSE

Año	Q=X	F(x)	Tr	K	Año	Q=X	F(x)	Tr	K
1998	3900.0	0.9958	240.2380	3.4981	1944	273.0	0.3187	1.4677	-0.4810
2002	3652.0	0.9941	169.5342	3.2261	1975	272.5	0.3182	1.4667	-0.4816
1983	3200.0	0.9889	89.8146	2.7302	2003	244.6	0.2909	1.4103	-0.5122
1999	3107.0	0.9873	78.8094	2.6281	1945	220.0	0.2660	1.3624	-0.5392
1965	2500.0	0.9702	33.5778	1.9622	1940	185.0	0.2290	1.2970	-0.5776
1943	2250.0	0.9577	23.6291	1.6879	1969	180.0	0.2235	1.2879	-0.5831
1941	2220.0	0.9559	22.6535	1.6550	1978	167.0	0.2092	1.2646	-0.5973
1953	2200.0	0.9546	22.0255	1.6331	2005	167.0	0.2092	1.2646	-0.5973
2001	2141.0	0.9507	20.2727	1.5683	1952	153.0	0.1935	1.2399	-0.6127
2008	2010.0	0.9407	16.8634	1.4246	1929	135.0	0.1728	1.2089	-0.6324
1932	1900.0	0.9308	14.4477	1.3039	1946	134.0	0.1717	1.2072	-0.6335
1992	1793.0	0.9196	12.4304	1.1865	1928	124.0	0.1599	1.1904	-0.6445
1957	1700.0	0.9083	10.9073	1.0845	1962	115.0	0.1493	1.1754	-0.6544
1972	1616.6	0.8969	9.7008	0.9930	1985	112.0	0.1457	1.1705	-0.6577
2000	1541.0	0.8854	8.7229	0.9101	1996	100.9	0.1322	1.1524	-0.6699
1956	1530.0	0.8836	8.5890	0.8980	1930	95.0	0.1250	1.1429	-0.6763
1939	1525.0	0.8828	8.5289	0.8925	1961	88.0	0.1163	1.1317	-0.6840
1994	1062.0	0.7752	4.4490	0.3846	1995	87.0	0.1151	1.1301	-0.6851
1925	1053.1	0.7724	4.3940	0.3749	1967	82.0	0.1089	1.1222	-0.6906
1993	1042.0	0.7688	4.3257	0.3626	1960	81.0	0.1076	1.1206	-0.6917
1949	1010.0	0.7582	4.1355	0.3275	2007	80.0	0.1064	1.1190	-0.6928
1971	1000.0	0.7548	4.0778	0.3165	1979	74.0	0.0988	1.1096	-0.6994
1984	980.0	0.7478	3.9647	0.2946	1974	58.0	0.0783	1.0849	-0.7169
1959	900.0	0.7178	3.5431	0.2068	1966	49.0	0.0666	1.0713	-0.7268
1926	860.0	0.7014	3.3494	0.1630	1980	45.3	0.0617	1.0657	-0.7309
1973	845.0	0.6951	3.2795	0.1465	1954	44.0	0.0600	1.0638	-0.7323
1989	845.0	0.6951	3.2795	0.1465	2004	43.0	0.0586	1.0623	-0.7334
1987	790.0	0.6706	3.0355	0.0862	1948	42.5	0.0580	1.0616	-0.7339
1958	690.0	0.6209	2.6375	-0.0236	1947	41.0	0.0560	1.0593	-0.7356
1977	646.0	0.5967	2.4793	-0.0718	1937	39.0	0.0533	1.0563	-0.7378
1933	620.0	0.5817	2.3903	-0.1003	1982	38.0	0.0520	1.0549	-0.7389
1927	610.0	0.5757	2.3570	-0.1113	1963	37.0	0.0507	1.0534	-0.7400
1981	568.0	0.5499	2.2219	-0.1574	1964	33.0	0.0453	1.0475	-0.7443
1938	508.0	0.5103	2.0422	-0.2232	1970	29.0	0.0399	1.0416	-0.7487
1931	450.0	0.4687	1.8823	-0.2869	1986	25.0	0.0345	1.0358	-0.7531
1934	438.0	0.4597	1.8508	-0.3000	1991	24.5	0.0338	1.0350	-0.7537
1942	405.0	0.4340	1.7669	-0.3362	1997	21.6	0.0299	1.0308	-0.7569
1936	390.0	0.4220	1.7301	-0.3527	1968	21.1	0.0292	1.0301	-0.7574
1976	388.0	0.4204	1.7252	-0.3549	1990	9.0	0.0126	1.0127	-0.7707
1935	379.0	0.4130	1.7035	-0.3647	1988	6.5	0.0091	1.0092	-0.7734
2006	370.0	0.4055	1.6821	-0.3746	1950	1.0	0.0014	1.0014	-0.7795
1955	350.0	0.3886	1.6355	-0.3966	1951	1.0	0.0014	1.0014	-0.7795

*Análisis con distribución Exponencial en Excel para S5E**Parámetro*

$\lambda = 1/\mu$	0.001405546
-------------------	-------------

Caudales de diseño

Tr	5	10	15	25	50	75	100
μ	711.47	711.47	711.47	711.47	711.47	711.47	711.47
σ	911.50	911.50	911.50	911.50	911.50	911.50	911.50
Q de diseño	1,145	1,638	1,927	2,290	2,783	3,072	3,276

Anexo A.11 Análisis con distribución Gumbel en Excel para S5E

Año	Q=X	y	F(x)	Tr	Año	Q=X	y	F(x)	Tr
1998	3900.0	5.0637	0.9937	158.6818	1944	273.0	-0.0398	0.3533	1.5462
2002	3652.0	4.7148	0.9911	112.0855	1975	272.5	-0.0405	0.3530	1.5456
1983	3200.0	4.0788	0.9832	59.5748	2003	244.6	-0.0797	0.3386	1.5119
1999	3107.0	3.9479	0.9809	52.3292	1945	220.0	-0.1143	0.3259	1.4835
1965	2500.0	3.0938	0.9557	22.5650	1940	185.0	-0.1636	0.3080	1.4450
1943	2250.0	2.7420	0.9376	16.0241	1969	180.0	-0.1706	0.3054	1.4397
1941	2220.0	2.6998	0.9350	15.3829	1978	167.0	-0.1889	0.2988	1.4262
1953	2200.0	2.6717	0.9332	14.9702	2005	167.0	-0.1889	0.2988	1.4262
2001	2141.0	2.5887	0.9276	13.8184	1952	153.0	-0.2086	0.2917	1.4119
2008	2010.0	2.4043	0.9136	11.5787	1929	135.0	-0.2339	0.2826	1.3940
1932	1900.0	2.2496	0.8999	9.9924	1946	134.0	-0.2353	0.2821	1.3930
1992	1793.0	2.0990	0.8846	8.6683	1928	124.0	-0.2494	0.2771	1.3834
1957	1700.0	1.9682	0.8696	7.6691	1962	115.0	-0.2621	0.2726	1.3748
1972	1616.6	1.8508	0.8546	6.8780	1985	112.0	-0.2663	0.2711	1.3720
2000	1541.0	1.7444	0.8397	6.2372	1996	100.9	-0.2819	0.2656	1.3617
1956	1530.0	1.7289	0.8374	6.1495	1930	95.0	-0.2902	0.2627	1.3563
1939	1525.0	1.7219	0.8363	6.1101	1961	88.0	-0.3001	0.2593	1.3500
1994	1062.0	1.0704	0.7097	3.4451	1995	87.0	-0.3015	0.2588	1.3491
1925	1053.1	1.0580	0.7067	3.4094	1967	82.0	-0.3085	0.2563	1.3446
1993	1042.0	1.0423	0.7028	3.3650	1960	81.0	-0.3099	0.2558	1.3437
1949	1010.0	0.9973	0.6915	3.2415	2007	80.0	-0.3113	0.2553	1.3429
1971	1000.0	0.9832	0.6879	3.2041	1979	74.0	-0.3198	0.2524	1.3376
1984	980.0	0.9550	0.6806	3.1308	1974	58.0	-0.3423	0.2446	1.3238
1959	900.0	0.8425	0.6501	2.8579	1966	49.0	-0.3549	0.2402	1.3162
1926	860.0	0.7862	0.6341	2.7329	1980	45.3	-0.3602	0.2385	1.3131
1973	845.0	0.7651	0.6280	2.6878	1954	44.0	-0.3620	0.2378	1.3121
1989	845.0	0.7651	0.6280	2.6878	2004	43.0	-0.3634	0.2374	1.3112
1987	790.0	0.6877	0.6049	2.5309	1948	42.5	-0.3641	0.2371	1.3108
1958	690.0	0.5470	0.5606	2.2760	1947	41.0	-0.3662	0.2364	1.3096
1977	646.0	0.4851	0.5403	2.1753	1937	39.0	-0.3690	0.2354	1.3079
1933	620.0	0.4485	0.5280	2.1188	1982	38.0	-0.3704	0.2350	1.3071
1927	610.0	0.4344	0.5233	2.0977	1963	37.0	-0.3718	0.2345	1.3063
1981	568.0	0.3753	0.5031	2.0123	1964	33.0	-0.3775	0.2326	1.3030
1938	508.0	0.2909	0.4735	1.8994	1970	29.0	-0.3831	0.2307	1.2998
1931	450.0	0.2093	0.4443	1.7997	1986	25.0	-0.3887	0.2288	1.2966
1934	438.0	0.1924	0.4382	1.7801	1991	24.5	-0.3894	0.2285	1.2962
1942	405.0	0.1460	0.4214	1.7283	1997	21.6	-0.3935	0.2271	1.2939
1936	390.0	0.1249	0.4137	1.7056	1968	21.1	-0.3942	0.2269	1.2935
1976	388.0	0.1221	0.4127	1.7026	1990	9.0	-0.4112	0.2212	1.2840
1935	379.0	0.1094	0.4080	1.6893	1988	6.5	-0.4147	0.2200	1.2821
2006	370.0	0.0967	0.4034	1.6762	1950	1.0	-0.4225	0.2175	1.2779
1955	350.0	0.0686	0.3931	1.6477	1951	1.0	-0.4225	0.2175	1.2779

*Análisis con distribución Gumbel en Excel para S5E.**Parámetros*

α	710.6884
β	301.2579

Caudales de diseño

Tr	5	10	15	25	50	75	100
Pn	0.8	0.9	0.93333333	0.96	0.98	0.986667	0.99
α	710.69	710.69	710.69	710.69	710.69	710.69	710.69
β	301.26	301.26	301.26	301.26	301.26	301.26	301.26
Y	1.50	2.25	2.67	3.20	3.90	4.31	4.60
Q de diseño	1,367	1,901	2,201	2,574	3,074	3,365	3,571

Anexo A.12 Análisis con distribución Log Gumbel en Excel para S5E

Año	Q = x	ln x	y	F(y)	Tr	Año	Q = x	ln x	y	F(y)	Tr
1998	3900.0	8.27	2.5658	0.9260	13.5173	1944	273.0	5.61	0.6651	0.5980	2.4874
2002	3652.0	8.20	2.5188	0.9226	12.9207	1975	272.5	5.61	0.6638	0.5976	2.4849
1983	3200.0	8.07	2.4244	0.9153	11.8027	2003	244.6	5.50	0.5866	0.5734	2.3440
1999	3107.0	8.04	2.4033	0.9135	11.5673	1945	220.0	5.39	0.5109	0.5488	2.2164
1965	2500.0	7.82	2.2480	0.8998	9.9771	1940	185.0	5.22	0.3870	0.5071	2.0287
1943	2250.0	7.72	2.1726	0.8924	9.2910	1969	180.0	5.19	0.3674	0.5003	2.0013
1941	2220.0	7.71	2.1631	0.8914	9.2073	1978	167.0	5.12	0.3139	0.4816	1.9290
1953	2200.0	7.70	2.1566	0.8907	9.1512	2005	167.0	5.12	0.3139	0.4816	1.9290
2001	2141.0	7.67	2.1372	0.8887	8.9851	1952	153.0	5.03	0.2513	0.4594	1.8498
2008	2010.0	7.61	2.0920	0.8839	8.6116	1929	135.0	4.91	0.1618	0.4272	1.7457
1932	1900.0	7.55	2.0518	0.8794	8.2926	1946	134.0	4.90	0.1565	0.4252	1.7398
1992	1793.0	7.49	2.0104	0.8746	7.9773	1928	124.0	4.82	0.1011	0.4050	1.6807
1957	1700.0	7.44	1.9723	0.8701	7.6988	1962	115.0	4.74	0.0472	0.3852	1.6267
1972	1616.6	7.39	1.9364	0.8657	7.4455	1985	112.0	4.72	0.0283	0.3783	1.6085
2000	1541.0	7.34	1.9021	0.8614	7.2125	1996	100.9	4.61	-0.0463	0.3509	1.5405
1956	1530.0	7.33	1.8970	0.8607	7.1784	1930	95.0	4.55	-0.0893	0.3351	1.5039
1939	1525.0	7.33	1.8947	0.8604	7.1628	1961	88.0	4.48	-0.1440	0.3151	1.4600
1994	1062.0	6.97	1.6360	0.8230	5.6510	1995	87.0	4.47	-0.1522	0.3121	1.4537
1925	1053.1	6.96	1.6301	0.8221	5.6205	1967	82.0	4.41	-0.1945	0.2968	1.4221
1993	1042.0	6.95	1.6225	0.8209	5.5820	1960	81.0	4.39	-0.2033	0.2936	1.4157
1949	1010.0	6.92	1.6002	0.8172	5.4707	2007	80.0	4.38	-0.2122	0.2904	1.4093
1971	1000.0	6.91	1.5931	0.8160	5.4357	1979	74.0	4.30	-0.2679	0.2706	1.3709
1984	980.0	6.89	1.5786	0.8136	5.3654	1974	58.0	4.06	-0.4420	0.2110	1.2674
1959	900.0	6.80	1.5177	0.8032	5.0802	1966	49.0	3.89	-0.5625	0.1729	1.2090
1926	860.0	6.76	1.4853	0.7974	4.9349	1980	45.3	3.81	-0.6187	0.1562	1.1852
1973	845.0	6.74	1.4727	0.7951	4.8800	1954	44.0	3.78	-0.6395	0.1502	1.1768
1989	845.0	6.74	1.4727	0.7951	4.8800	2004	43.0	3.76	-0.6559	0.1456	1.1704
1987	790.0	6.67	1.4246	0.7861	4.6761	1948	42.5	3.75	-0.6643	0.1433	1.1672
1958	690.0	6.54	1.3278	0.7672	4.2949	1947	41.0	3.71	-0.6899	0.1362	1.1577
1977	646.0	6.47	1.2807	0.7574	4.1224	1937	39.0	3.66	-0.7257	0.1267	1.1450
1933	620.0	6.43	1.2514	0.7512	4.0190	1982	38.0	3.64	-0.7442	0.1219	1.1388
1927	610.0	6.41	1.2398	0.7487	3.9789	1963	37.0	3.61	-0.7633	0.1170	1.1325
1981	568.0	6.34	1.1888	0.7374	3.8084	1964	33.0	3.50	-0.8451	0.0975	1.1080
1938	508.0	6.23	1.1090	0.7190	3.5587	1970	29.0	3.37	-0.9374	0.0778	1.0844
1931	450.0	6.11	1.0223	0.6978	3.3096	1986	25.0	3.22	-1.0435	0.0585	1.0621
1934	438.0	6.08	1.0030	0.6930	3.2570	1991	24.5	3.20	-1.0579	0.0561	1.0594
1942	405.0	6.00	0.9470	0.6785	3.1103	1997	21.6	3.07	-1.1480	0.0428	1.0447
1936	390.0	5.97	0.9201	0.6713	3.0425	1968	21.1	3.05	-1.1647	0.0406	1.0423
1976	388.0	5.96	0.9164	0.6703	3.0335	1990	9.0	2.20	-1.7737	0.0028	1.0028
1935	379.0	5.94	0.8996	0.6658	2.9924	1988	6.5	1.87	-2.0063	0.0006	1.0006
2006	370.0	5.91	0.8824	0.6611	2.9511	1950	1.0	-	-3.3441	0.0000	1.0000
1955	350.0	5.86	0.8427	0.6502	2.8584	1951	1.0	-	-3.3441	0.0000	1.0000

*Análisis con distribución Log Gumbel en Excel para S5E**Parámetros*

α	1.3991
β	4.6789

Caudales de diseño

Tr	5	10	15	25	50	75	100
Pn	0.8	0.9	0.93333333	0.96	0.98	0.986667	0.99
α	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40
β	4.68	4.68	4.68	4.68	4.68	4.68	4.68
Y	1.50	2.25	2.67	3.20	3.90	4.31	4.60
Q de diseño	878	2,508	4,536	9,452	25,290	44,811	67,175

Anexo A.13 Análisis con HidroEsta para S5E

Caudales de diseño con LN3							
Tr (años)	100.00	75.00	50.00	25.00	15.00	10.00	5.00
Q (m3/s)	7,822.11	6,726.62	5,380.58	3,546.16	2,512.77	1,853.82	1,002.87
P exc	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño con Gamma 2							
Tr (años)	100.00	75.00	50.00	25.00	15.00	10.00	5.00
Q (m3/s)	4,673.85	4,316.96	3,818.21	2,980.81	2,380.52	1,918.00	1,169.04
P exc	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño con Gamma 3							
Tr (años)	100.00	75.00	50.00	25.00	15.00	10.00	5.00
Q (m3/s)	4,528.82	4,192.37	3,721.66	2,928.65	2,357.09	1,914.19	1,189.21
P exc	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño con Log Gumbel							
Tr (años)	100.00	75.00	50.00	25.00	15.00	10.00	5.00
Q	83,787.77	55,010.85	30,357.43	10,916.15	5,089.47	2,749.84	923.46
P exc	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

*Las distribuciones Log Pearson tipo III y Gumbel no se ajustaron.

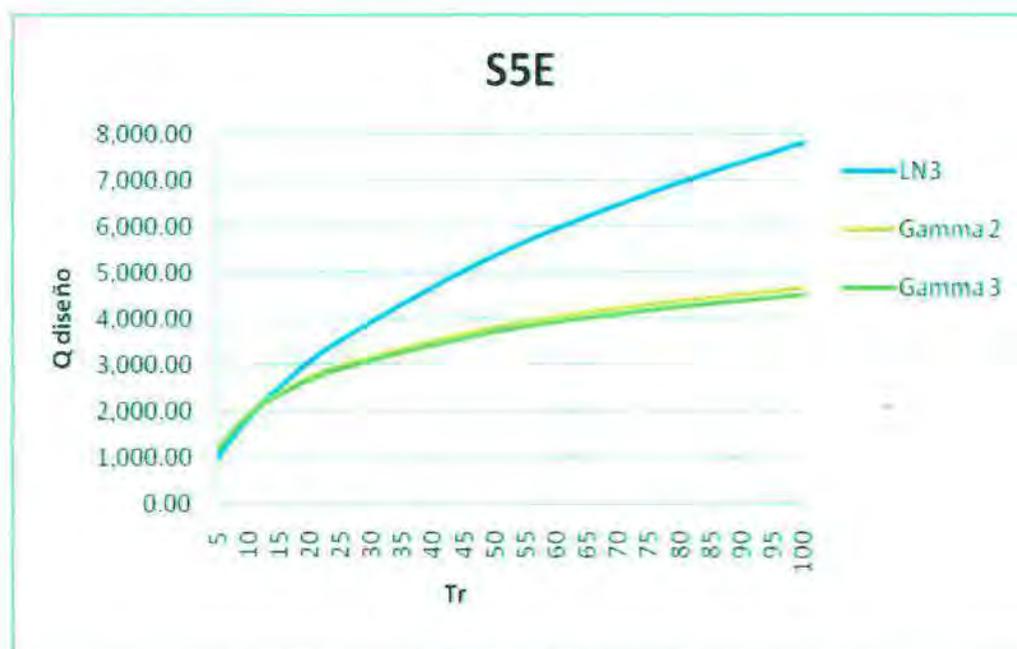


Gráfico de los caudales de diseño con las diferentes distribuciones de probabilidad para S5E

Anexo A.14 Análisis con HidroEsta para S1E

Caudales de diseño LN3							
Tr (años)	100.00	75.00	50.00	25.00	15.00	10.00	5.00
Q (m3/s)	4,914.81	4,306.99	3,542.23	2,457.81	1,816.17	1,389.69	807.65
P exc	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño Gamma 2							
Tr (años)	100.00	75.00	50.00	25.00	15.00	10.00	5.00
Q (m3/s)	3,445.91	3,191.72	2,835.84	2,236.23	1,804.05	1,469.11	920.72
P exc	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño Gamma 3							
Tr (años)	100.00	75.00	50.00	25.00	15.00	10.00	5.00
Q (m3/s)	3,366.68	3,123.67	2,782.80	2,207.14	1,790.56	1,466.33	931.36
Pexc	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño Gumbel							
Tr (años)	100.00	75.00	50.00	25.00	15.00	10.00	5.00
Q (m3/s)	2,538.90	2,396.47	2,195.24	1,849.01	1,590.71	1,382.32	1,012.95
P exc.	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño Log Gumbel							
Tr (años)	100.00	75.00	50.00	25.00	15.00	10.00	5.00
Q (m3/s)	50,104.48	33,870.29	19,477.97	7,518.97	3,696.14	2,084.15	754.93
P exc.	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

*Las distribución Log Pearson tipo III no se ajustó.

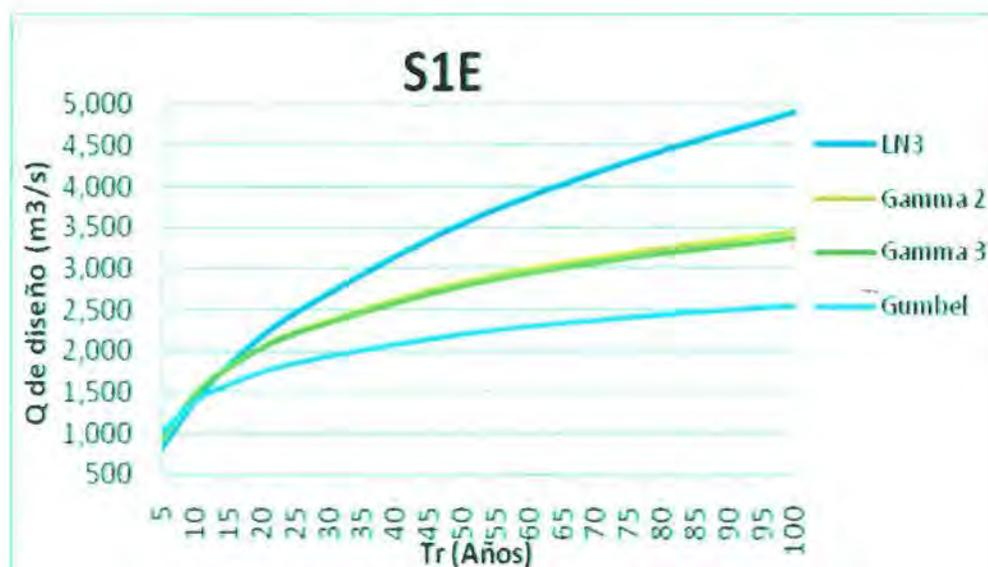


Gráfico de los caudales de diseño con las distribuciones de probabilidad para S1E

Anexo A.15 Análisis con HidroEsta para S2E

Q de Diseño LN3							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q (m3/s)	5935.15	5132.23	4138.84	2769.26	1986.58	1481.41	818.46
P exc.	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Q de Diseño Gamma 2							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q (m3/s)	3689.79	3411.02	3021.36	2366.44	1896.11	1533.04	942.98
P exc.	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Q de Diseño Gamma 3							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q (m3/s)	3592.36	3327.50	2956.51	2331.23	1880.14	1530.23	956.38
P exc.	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Q de Diseño Log Gumbel							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q (m3/s)	65893.73	43448.89	24123.10	8765.48	4118.74	2239.40	760.47
P exc.	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

*Las distribuciones Log Pearson tipo III y Gumbel no se ajustaron.

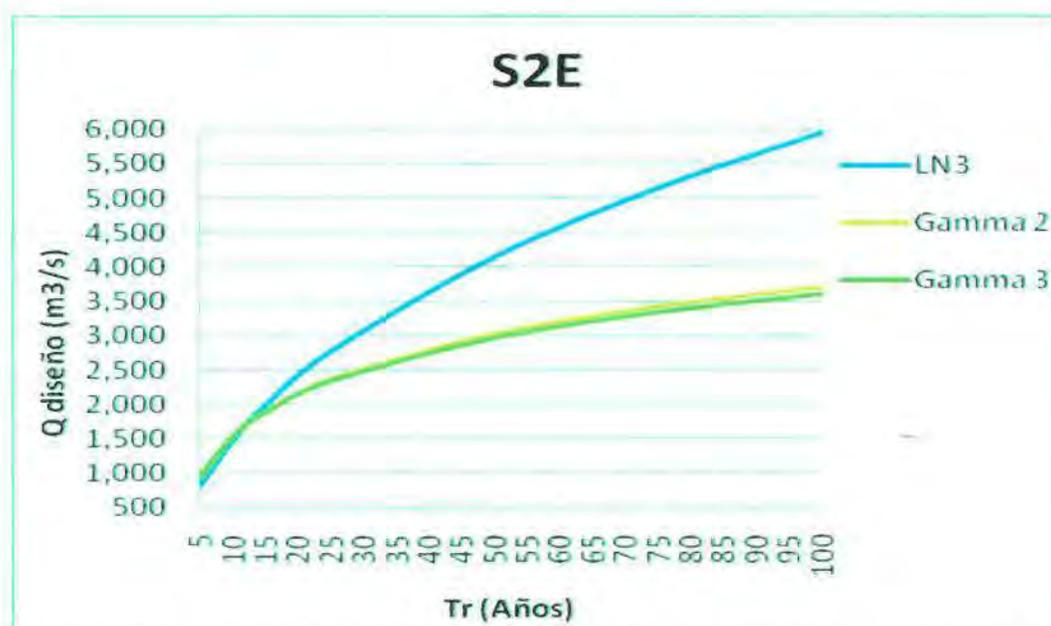


Gráfico de los caudales de diseño con las distribuciones de probabilidad para S2E

Anexo A.16 Análisis con HidroEsta para S3E

Q de Diseño LN3							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q (m3/s)	6121.89	5289.99	4261.65	2845.98	2038.44	1518.03	836.48
P exc	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Q de Diseño Gamma 2							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q (m3/s)	3691.10	3414.61	3027.94	2377.42	1909.63	1548.01	958.72
P exc	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Q de Diseño Gamma 3							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q (m3/s)	3545.98	3289.91	2930.88	2324.30	1885.15	1543.16	978.32
P exc	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Q de Diseño Log Gumbel							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q (m3/s)	65831.59	43484.74	24203.39	8832.53	4163.58	2269.64	774.28
P exc	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

*Las distribuciones Log Pearson tipo III y Gumbel no se ajustaron.

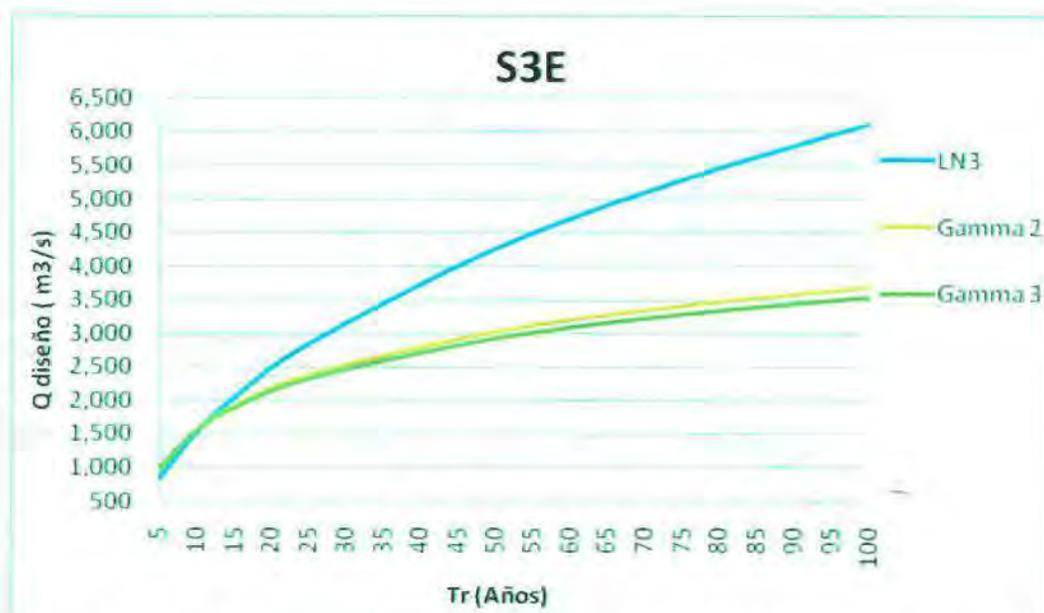


Gráfico de los caudales de diseño con las distribuciones de probabilidad para S3E

Anexo A.17 Análisis con HidroEsta para S4E

Caudales de diseño con LN3							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q (m ³ /s)	7156.77	6190.57	4994.56	3344.18	2400.02	1790.07	988.64
P exc.	1%	1.33%	2%	4%	6,66%	10%	20%

Caudales de diseño con Gamma 2							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q (m ³ /s)	4449.09	4112.89	3642.97	2853.15	2285.96	1848.14	1136.63
P exc.	1%	1.33%	2%	4%	6,66%	10%	20%

Caudales de diseño con Gamma 3							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q (m ³ /s)	4268.61	3958.09	3522.72	2787.59	2255.99	1842.54	1161.22
P exc.	1%	1.33%	2%	4%	6,66%	10%	20%

Caudales de diseño con Log Gumbel							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q (m ³ /s)	86834.36	56754.66	31120.88	11068.71	5118.58	2747.39	911.91
P exc.	1%	1.33%	2%	4%	6,66%	10%	20%

*Las distribuciones Log Pearson tipo III y Gumbel no se ajustaron.

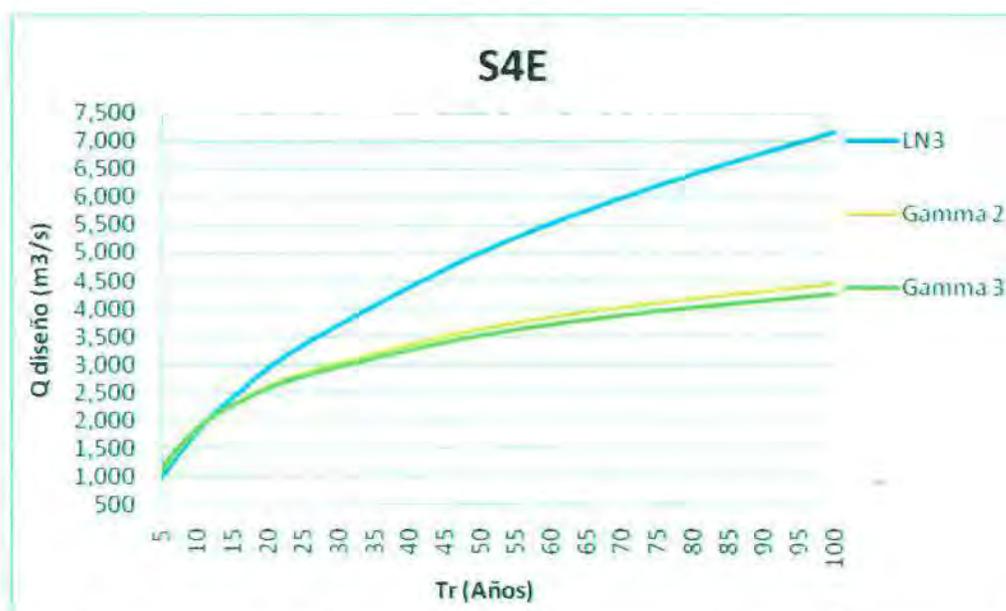


Gráfico de los caudales de diseño con las distribuciones de probabilidad para S4E

Anexo A.18 Análisis con HidroEsta para S6E

Caudales de diseño con LN3						
Tr (años)	75	50	25	15	10	5
Q (m3/s)	8927.39	7295.58	4998.99	3652.67	2764.80	1565.72
P exc	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño con Gamma 2						
Tr (años)	75	50	25	15	10	5
Q (m3/s)	6344.05	5613.81	4387.23	3507.42	2829.14	1729.49
P exc	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño con Gamma 3						
Tr (años)	75	50	25	15	10	5
Q (m3/s)	5706.02	5115.81	4111.82	3377.63	2799.77	1826.97
P exc	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño con Log Pearson tipo III						
Tr (años)	75	50	25	15	10	5
Q (m3/s)	91451.98	52997.02	20078.12	9443.79	5029.30	1560.72
P exc	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño con Gumbel						
Tr (años)	75	50	25	15	10	5
Q (m3/s)	4628.87	4237.19	3563.33	3060.58	2654.97	1936.06
P exc	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño con Log Gumbel						
Tr (años)	75	50	25	15	10	5
Q (m3/s)	154474.97	78177.17	24221.66	10105.36	4991.77	1430.08
P exc	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

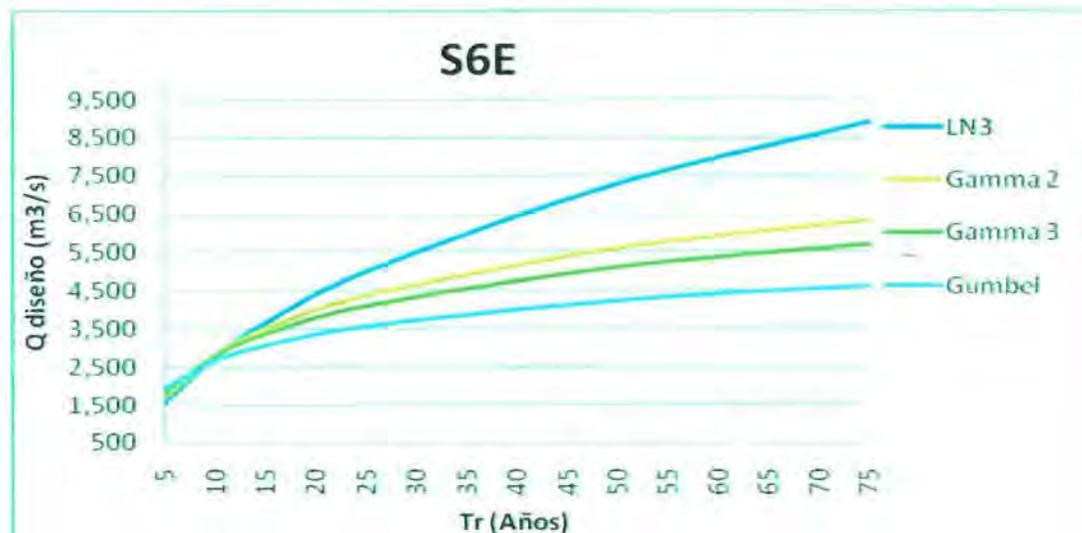


Gráfico de los caudales de diseño con las distribuciones de probabilidad para S6E

Anexo A.19 Análisis con HidroEsta para SIT

Caudales de diseño con LN3							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q(m³/s)	4,655.36	4,061.62	3,318.85	2,275.62	1,665.60	1,264.17	723.56
P exc.	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño con Gamma 2							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q(m³/s)	3,095.93	2,867.28	2,547.38	2,008.44	1,620.00	1,318.98	826.24
P exc.	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño con Gamma 3							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q(m³/s)	3,027.86	2,808.83	2,501.89	1,983.45	1,608.43	1,316.61	835.39
P exc.	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño con Gumbel							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q(m³/s)	2,279.60	2,151.70	1,970.99	1,660.08	1,428.13	1,240.99	909.30
P exc.	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño con Log Gumbel							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q(m³/s)	46,477.53	31,330.50	17,946.13	6,880.57	3,365.15	1,889.74	679.55
P exc.	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

*La distribución Log Pearson tipo III no se ajustó.

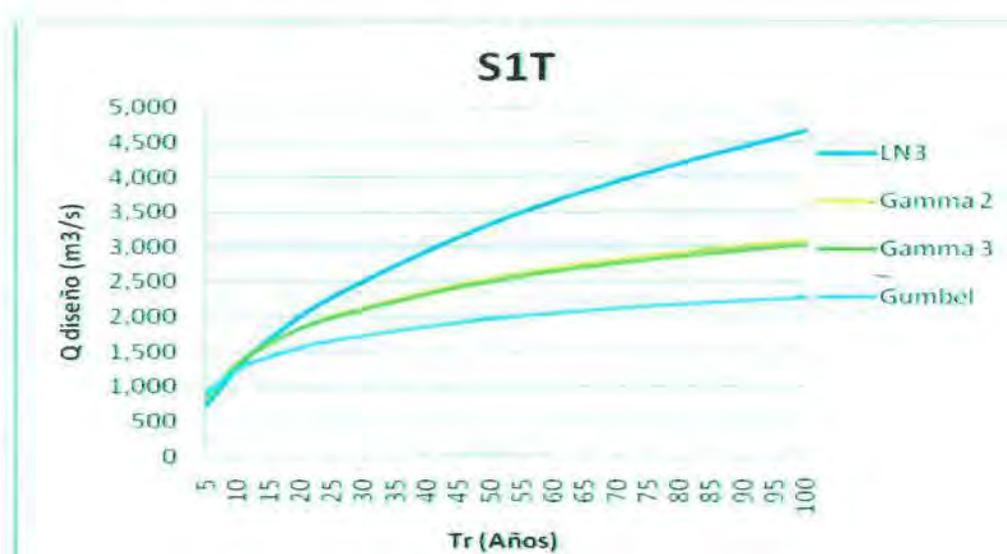


Gráfico de los caudales de diseño con las distribuciones de probabilidad para SIT

Anexo A.20 Análisis con HidroEsta para S2T

Caudales de diseño con LN3							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q (m3/s)	5,693.02	4,894.16	3,913.10	2,577.24	1,825.51	1,346.60	728.88
P exc.	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño con Gamma 2							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q (m3/s)	3,260.93	3,015.22	2,671.52	2,093.70	1,678.63	1,358.10	836.82
P exc.	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño con Gamma 3							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q (m3/s)	3,188.56	2,952.95	2,623.23	2,067.50	1,666.76	1,356.01	846.80
P exc.	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño con Log Gumbel							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q (m3/s)	58,695.38	38,709.97	21,497.91	7,815.26	3,673.55	1,997.91	678.81
P exc.	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

*Las distribuciones Log Pearson tipo III y Gumbel no se ajustaron.

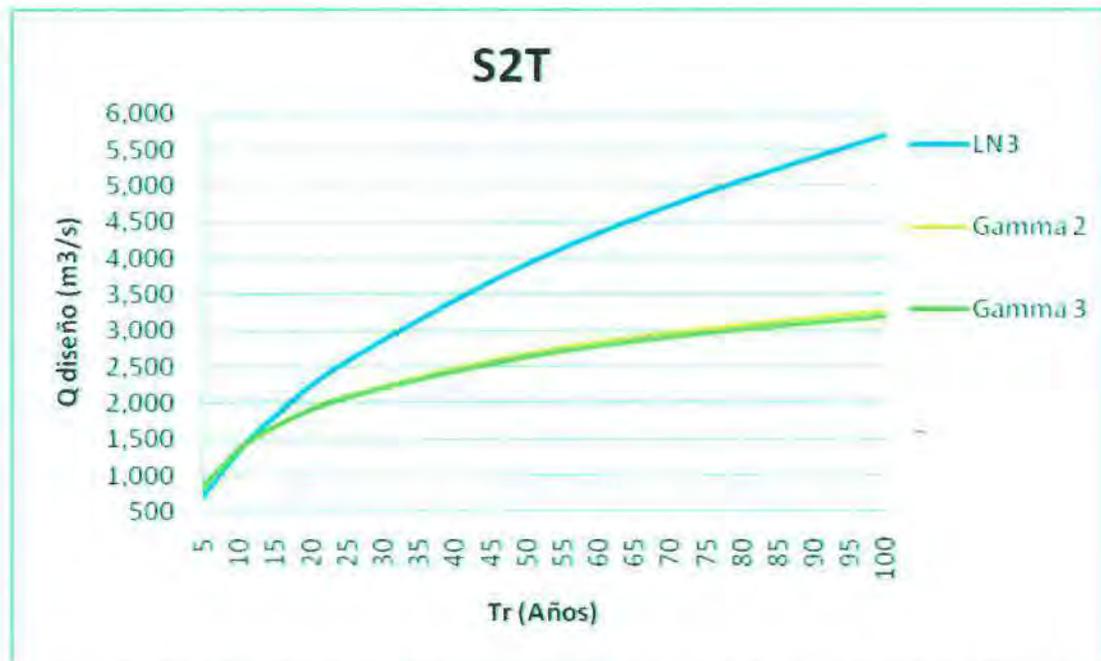


Gráfico de los caudales de diseño con las distribuciones de probabilidad para S2T

Anexo A.21 Análisis con HidroEsta para S3T

Caudales de diseño con iseño LN3							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q(m ³ /s)	5,883.42	5,053.01	4,034.41	2,650.18	1,873.15	1,379.14	743.73
P exc.	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño con Gamma 2							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q(m ³ /s)	3,261.16	3,017.19	2,675.93	2,101.87	1,688.97	1,369.70	849.21
P exc.	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño con Gamma 3							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q(m ³ /s)	3,144.46	2,916.93	2,598.04	2,059.26	1,669.33	1,365.83	864.95
P exc.	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño con Log Gumbel							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q(m ³ /s)	59,543.40	39,278.76	21,821.27	7,937.49	3,732.64	2,030.77	690.40
P exc.	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

*Las distribuciones Log Pearson tipo III y Gumbel no se ajustaron.

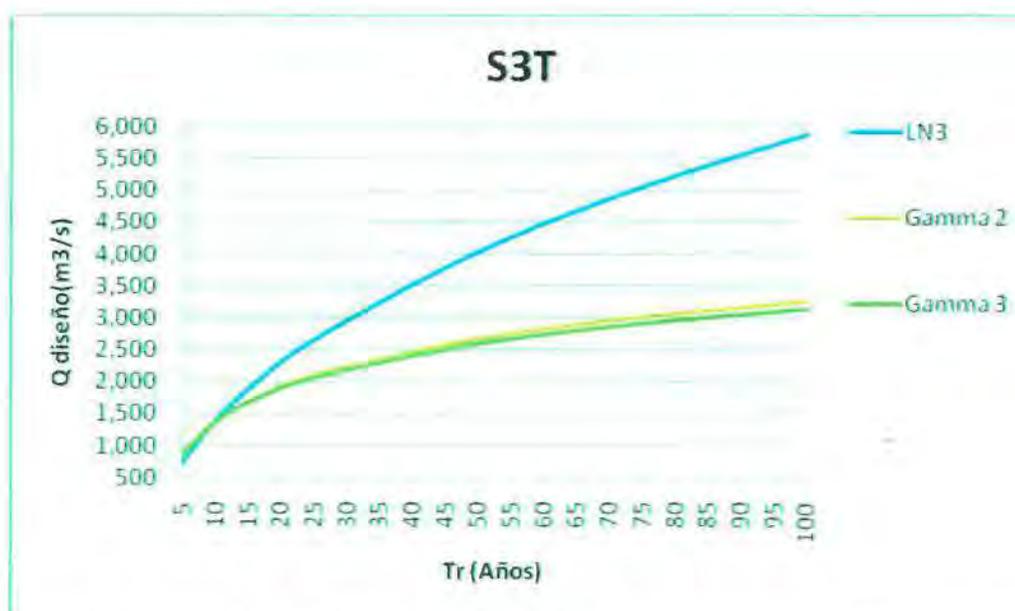


Gráfico de los caudales de diseño con las distribuciones de probabilidad para S3T

Anexo A.22 Análisis con HidroEsta para S4T

Caudales de diseño con LN3							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q (m3/s)	6,288.95	5,431.46	4,372.18	2,915.50	2,085.69	1,551.53	853.05
P exc.	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño con Gamma 2							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q (m3/s)	3,750.83	3,469.99	3,077.24	2,416.44	1,941.22	1,573.85	975.09
P exc.	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño con Gamma 3							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q (m3/s)	3,609.50	3,348.56	2,982.81	2,364.76	1,917.43	1,569.15	994.17
P exc.	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño con Log Gumbel							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q (m3/s)	73,175.14	47,963.59	26,406.55	9,457.29	4,396.98	2,369.45	792.30
P exc.	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

*Las distribuciones Log Pearson tipo III y Gumbel no se ajustaron.

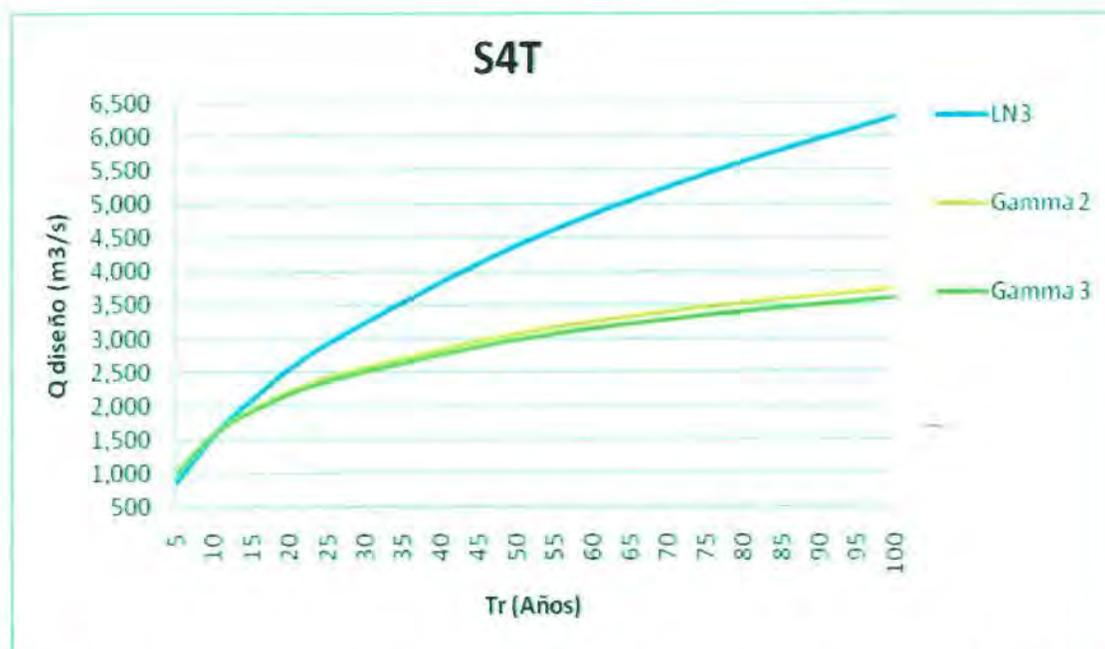


Gráfico de los caudales de diseño con las distribuciones de probabilidad para S4T

Anexo A.23 Análisis con HidroEsta para S5T

Caudales de diseño con LN3							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q (m3/s)	6,497.73	5,611.11	4,516.02	3,010.50	2,153.16	1,601.45	880.27
P exc	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño con Gamma 2							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q (m3/s)	4,057.84	3,749.31	3,317.94	2,593.52	2,073.83	1,673.14	1,023.37
P exc	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño con Gamma 3							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q (m3/s)	3,977.61	3,680.44	3,264.70	2,564.74	2,060.94	1,671.08	1,034.55
P exc	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño con Log Gumbel							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q (m3/s)	71,554.02	47,124.22	26,119.06	9,462.92	4,436.73	2,408.03	815.18
P exc	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

*Las distribuciones Log Pearson tipo III y Gumbel no se ajustaron.

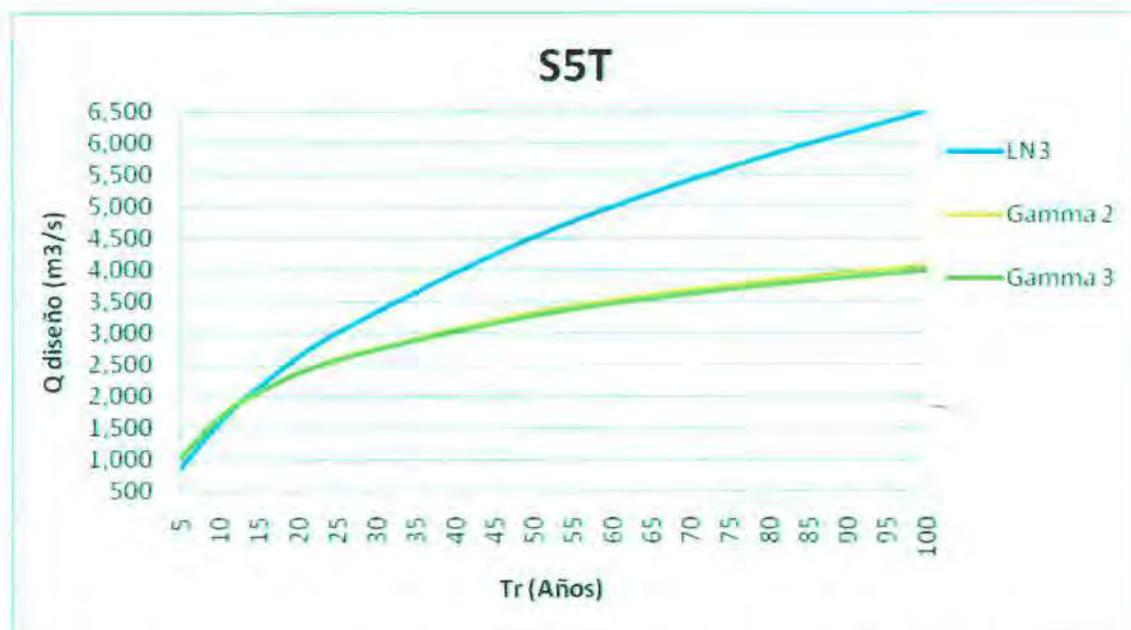


Gráfico de los caudales de diseño con las distribuciones de probabilidad para S5T

Anexo A.24 Análisis con HidroEsta para S6T

Caudales de diseño con LN3						
Tr (años)	75	50	25	15	10	5
Q (m3/s)	7,757	6,304	4,276	3,100	2,331	1,306
P exc	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño con Gamma 2						
Tr (años)	75	50	25	15	10	5
Q (m3/s)	5,508	4,865	3,787	3,016	2,422	1,464
P exc	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño con Gamma 3						
Tr (años)	75	50	25	15	10	5
Q (m3/s)	5,184	4,614	3,651	2,954	2,412	1,516
P exc	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño con Log Pearson tipo III						
Tr (años)	75	50	25	15	10	5
Q (m3/s)	76,420	44,179	16,714	7,872	4,205	1,319
P exc	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño con Gumbel						
Tr (años)	75	50	25	15	10	5
Q (m3/s)	3,969	3,632	3,052	2,620	2,271	1,653
P exc	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño con Log Gumbel						
Tr (años)	75.00	50.00	25.00	15.00	10.00	5.00
Q (m3/s)	116,568	60,069	19,199	8,198	4,126	1,222
P exc	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

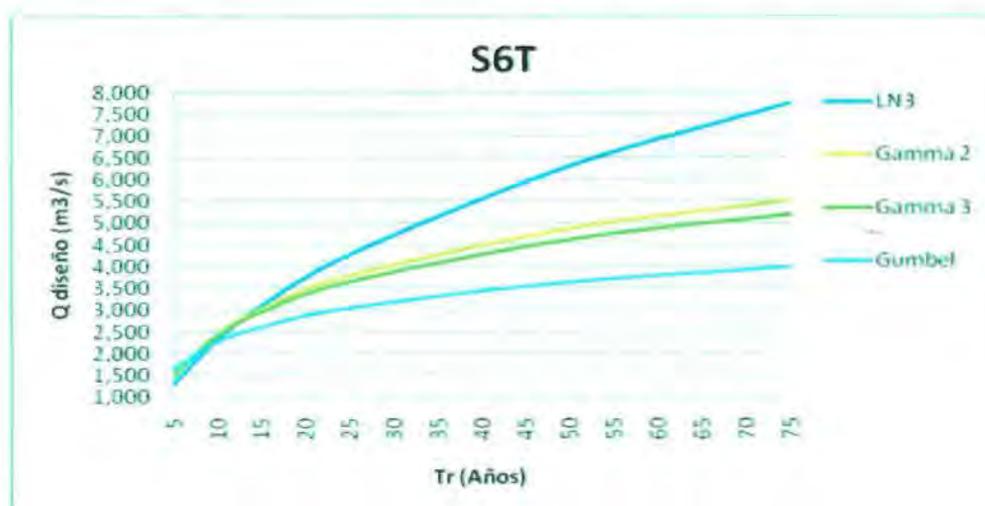


Gráfico de los caudales de diseño con las distribuciones de probabilidad para S6T

Anexo A.25 Análisis con HidroEsta para S1Ñ

Q de Diseño LN3							
Tr (años)	100.00	75.00	50.00	25.00	15.00	10.00	5.00
Q (m3/s)	2,523.99	2,309.85	2,024.56	1,579.05	1,282.38	1,064.46	724.14
P exc.	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Q de Diseño Gamma 2							
Tr (años)	100.00	75.00	50.00	25.00	15.00	10.00	5.00
Q (m3/s)	2,190.37	2,051.72	1,856.26	1,522.14	1,276.22	1,081.34	749.30
P exc.	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Q de Diseño Gamma 3							
Tr (años)	100.00	75.00	50.00	25.00	15.00	10.00	5.00
Q (m3/s)	1,970.64	1,860.46	1,704.00	1,432.67	1,228.78	1,063.86	772.83
P exc.	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Q de Diseño Gumbel							
Tr (años)	100.00	75.00	50.00	25.00	15.00	10.00	5.00
Q (m3/s)	1,836.66	1,737.91	1,598.38	1,358.32	1,179.23	1,034.73	778.63
P exc.	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

*Las distribuciones Log Pearson tipo III y Log Gumbel no se ajustaron.

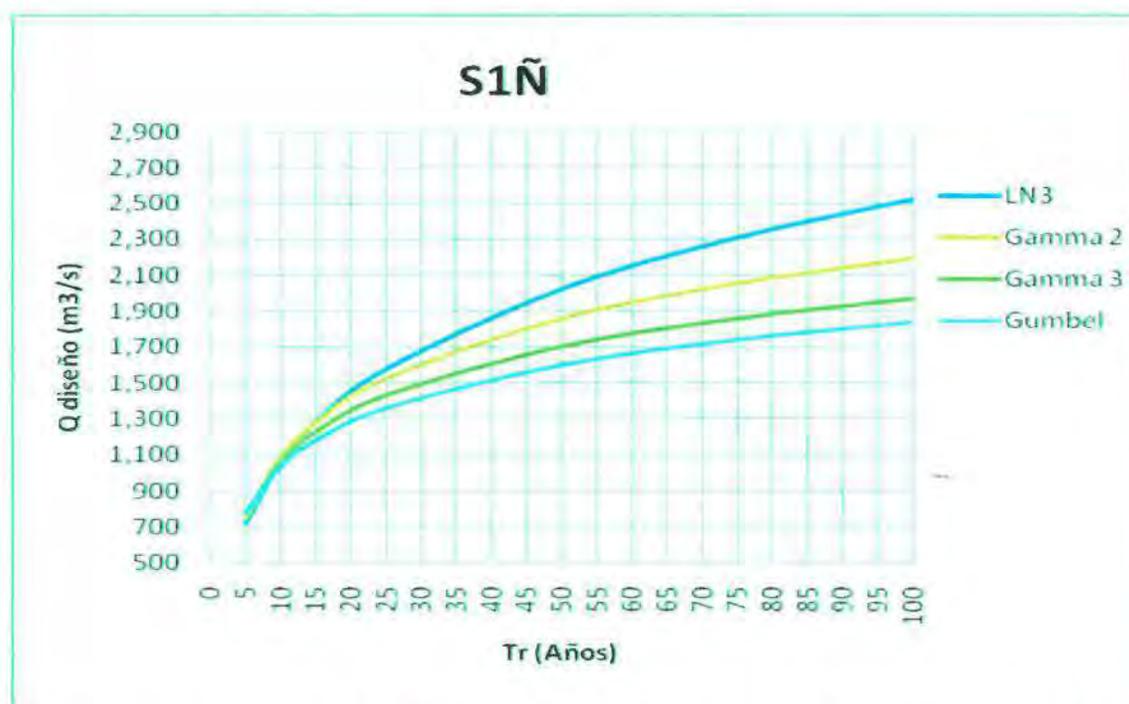


Gráfico de los caudales de diseño con las distribuciones de probabilidad para S1Ñ

Anexo A.26 Análisis con HidroEsta para S2Ñ

Caudales de diseño con LN3							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q m3/s)	2,747.05	2,494.10	2,160.74	1,649.63	1,316.80	1,076.90	711.74
P exc.	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño con Gamma 2							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q m3/s)	2,210.57	2,068.46	1,868.15	1,526.30	1,275.16	1,076.55	739.39
P exc.	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño con Gamma 3							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q m3/s)	1,979.73	1,867.64	1,708.47	1,432.72	1,225.83	1,058.69	764.42
P exc.	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño con Gumbel							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q m3/s)	1,832.19	1,733.19	1,593.32	1,352.67	1,173.13	1,028.28	771.55
P exc.	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

*Las distribuciones Log Pearson tipo III y Log Gumbel no se ajustaron.

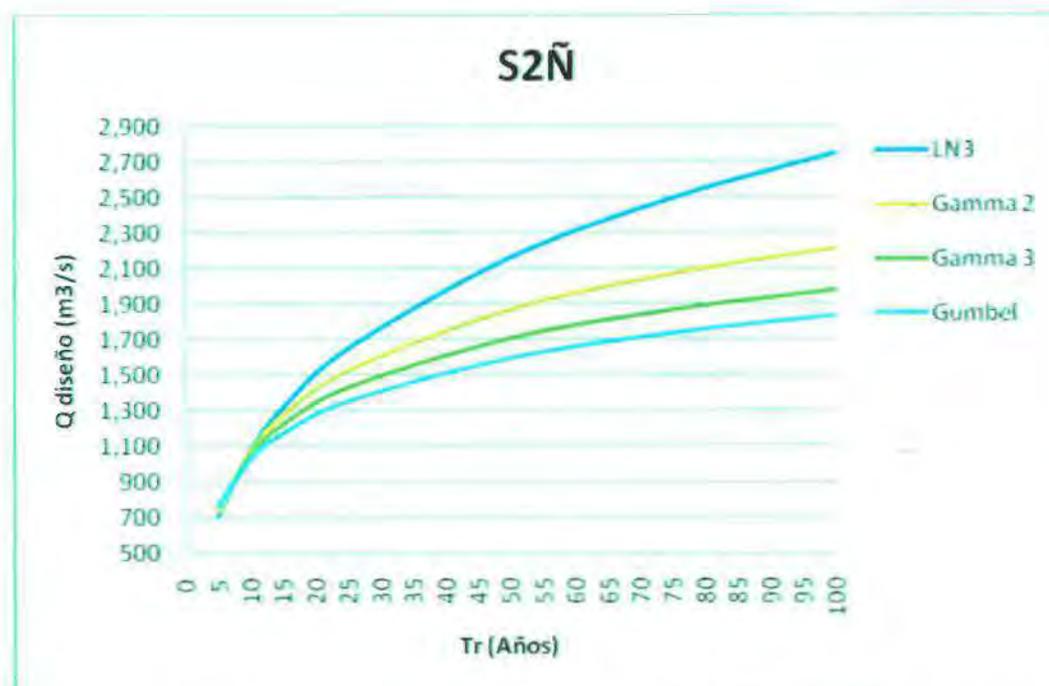


Gráfico de los caudales de diseño con las distribuciones de probabilidad para S2Ñ

Anexo A.27 Análisis con HidroEsta para S3Ñ

Caudales de diseño con LN3							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q (m ³ /s)	2,769.87	2,514.13	2,177.22	1,660.97	1,325.03	1,083.05	715.03
P exc.	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño con Gamma 2							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q (m ³ /s)	2,216.58	2,074.23	1,873.57	1,531.08	1,279.46	1,080.45	742.51
P exc.	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño con Gamma 3							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q (m ³ /s)	1,979.00	1,867.55	1,709.25	1,434.72	1,228.59	1,061.95	768.17
P exc.	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño con Gumbel							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q (m ³ /s)	1,836.66	1,737.91	1,598.38	1,358.32	1,179.23	1,034.73	778.63
P exc.	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

*Las distribuciones Log Pearson tipo III y Log Gumbel no se ajustaron.

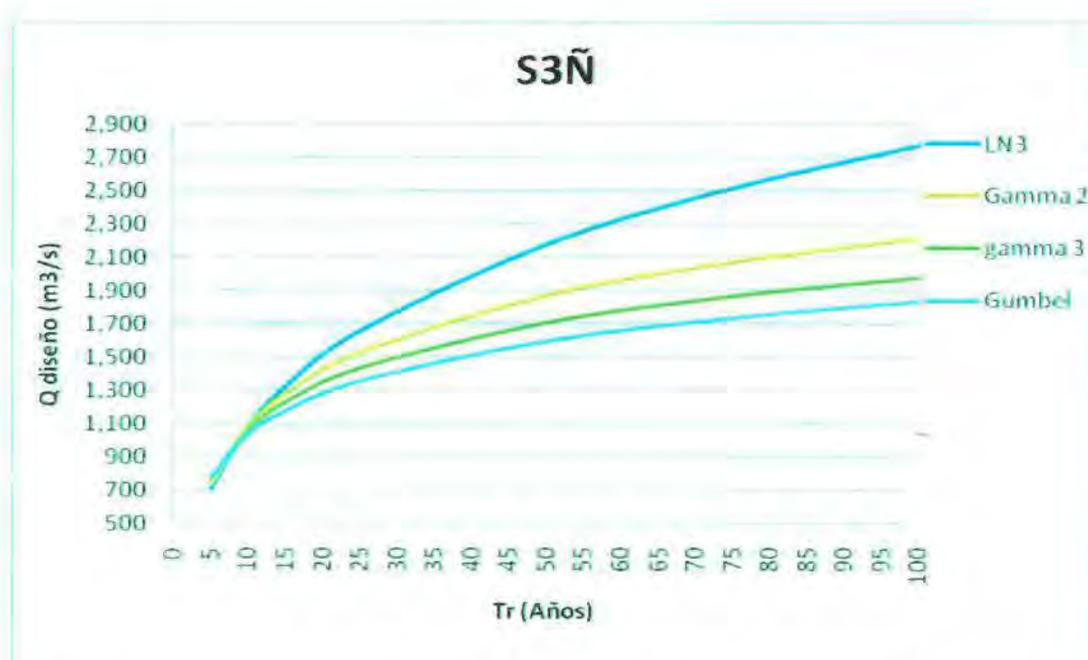


Gráfico de los caudales de diseño con las distribuciones de probabilidad para S3Ñ

Anexo A.28 Análisis con HidroEsta para S4Ñ

Caudales de diseño con LN3							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q (m ³ /s)	3,509.01	3,152.60	2,689.56	1,996.56	1,558.40	1,250.36	797.06
P exc.	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño con Gamma 2							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q (m ³ /s)	2,540.66	2,375.51	2,142.90	1,746.23	1,455.22	1,225.42	836.30
P exc.	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño con Gamma 3							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q (m ³ /s)	2,316.41	2,180.66	1,988.26	1,656.11	1,408.21	1,208.97	861.19
P exc.	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño con Gumbel							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q (m ³ /s)	2,088.36	1,975.14	1,815.18	1,539.97	1,334.65	1,168.99	875.39
P exc.	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

*Las distribuciones Log Pearson tipo III y Log Gumbel no se ajustaron.

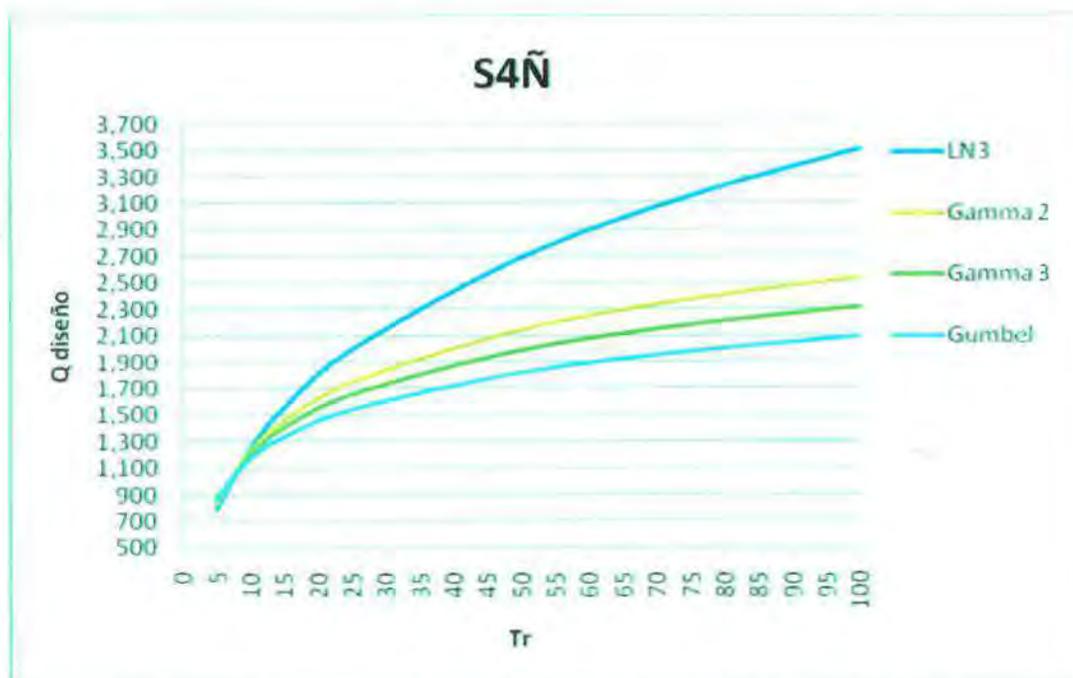


Gráfico de los caudales de diseño con las distribuciones de probabilidad para S4Ñ

Anexo A.29 Análisis con HidroEsta para S5Ñ

Caudales de diseño con LN3							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q (m ³ /s)	3,777.50	3,382.40	2,871.46	2,112.66	1,637.43	1,306.01	823.56
Pexc	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño con Gamma 2							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q (m ³ /s)	2,673.27	2,498.25	2,251.84	1,831.93	1,524.16	1,281.36	870.87
Pexc	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño con Gamma 3							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q (m ³ /s)	2,488.14	2,337.60	2,124.56	1,758.17	1,486.08	1,268.49	891.87
Pexc	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño con Gumbel							
Tr (años)	100	75	50	25	15	10	5
Q (m ³ /s)	2,185.52	2,066.79	1,899.03	1,610.42	1,395.09	1,221.37	913.46
Pexc	1%	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

*Las distribuciones Log Pearson tipo III y Log Gumbel no se ajustaron.

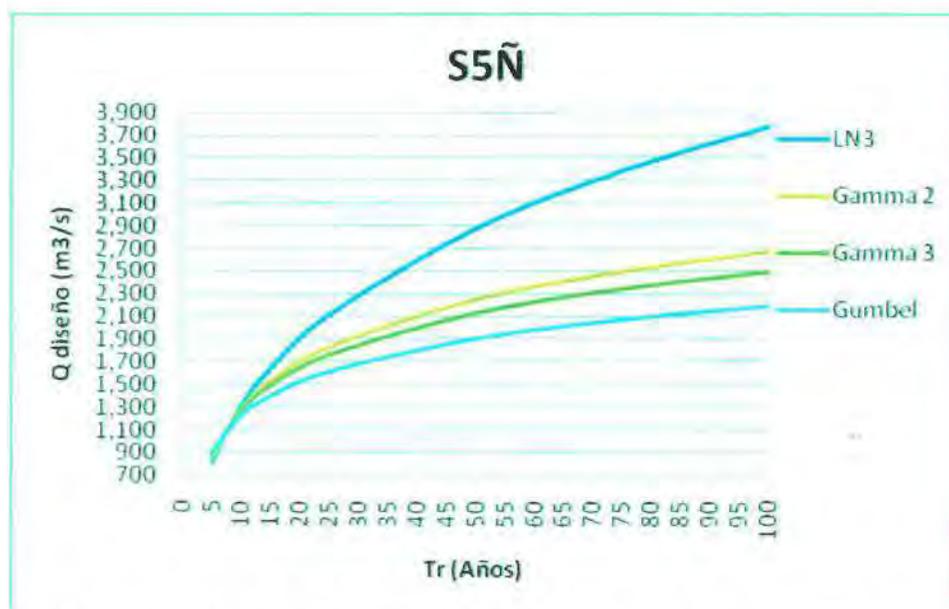


Gráfico de los caudales de diseño con las distribuciones de probabilidad para S5Ñ

Anexo A.30 Análisis con HidroEsta para S6Ñ

Caudales de diseño con LN3						
Tr (años)	75.00	50.00	25.00	15.00	10.00	5.00
Q (m3/s)	3,391	2,985	2,344	1,913	1,593	1,087
P exc	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño con Gamma 2						
Tr (años)	75.00	50.00	25.00	15.00	10.00	5.00
Q (m3/s)	3,464	3,108	2,503	2,062	1,716	1,137
P exc	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño con Gamma 3						
Tr (años)	75.00	50.00	25.00	15.00	10.00	5.00
Q (m3/s)	3,241	2,932	2,402	2,011	1,700	1,168
P exc	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño con Gumbel						
Tr (años)	75.00	50.00	25.00	15.00	10.00	5.00
Q (m3/s)	2,779	2,551	2,158	1,865	1,628	1,209
P exc	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

Caudales de diseño con Log Gumbel						
Tr (años)	75.00	50.00	25.00	15.00	10.00	5.00
Q (m3/s)	50,087	28,522	10,826	5,255	2,933	1,043
P exc	1.33%	2%	4%	7%	10%	20%

*La distribución Log Pearson tipo III no se ajustó.

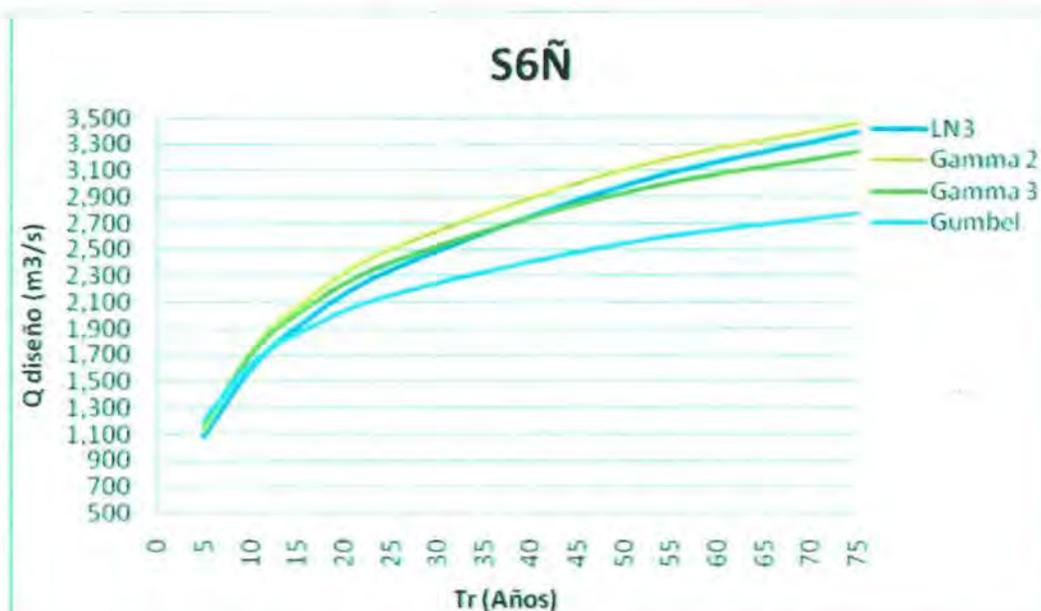


Gráfico de los caudales de diseño con las distribuciones de probabilidad para S6Ñ