

**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA  
LA MOLINA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA**



**“MODELACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DEL RÍO  
CHALACO, PARA EL DISEÑO DE PUENTE CHALACO, CUENCA  
MEDIO ALTO PIURA”**

**TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL  
PARA OPTAR EL TÍTULO DE  
INGENIERA AGRÍCOLA**

**LUCRECIA YOLANDA SANTILLAN MULLISACA**











**LIMA – PERÚ**

**2022**

## Document Information

<b>Analyzed document</b>	TSP-SANTILLAN LUCRECIA_f.docx (D157404636)
<b>Submitted</b>	1/30/2023 10:06:00 PM
<b>Submitted by</b>	Ricardo Apacla Nalvarte
<b>Submitter email</b>	rapacla@lamolina.edu.pe
<b>Similarity</b>	15%
<b>Analysis address</b>	rapacla.unalm@analysis.arkund.com

## Sources included in the report

<b>W</b>	URL: <a href="https://portal.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas_carreteras/MTC%20NORMAS/ARCH_PDF/MAN_11%2...">https://portal.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas_carreteras/MTC%20NORMAS/ARCH_PDF/MAN_11%2...</a> Fetched: 9/30/2021 10:06:23 AM		<b>13</b>
<b>SA</b>	<b>Universidad Nacional Agraria La Molina / Tesis_FRANKPALOMINO.docx</b> Document Tesis_FRANKPALOMINO.docx (D141991740) Submitted by: rapacla@lamolina.edu.pe Receiver: rapacla.unalm@analysis.arkund.com		<b>7</b>
<b>SA</b>	<b>14547--Colorado Monja, Fernando Luis.pdf</b> Document 14547--Colorado Monja, Fernando Luis.pdf (D57877950)		<b>7</b>
<b>SA</b>	<b>15268--Avalos Sanchez, Edwin Fernando.pdf</b> Document 15268--Avalos Sanchez, Edwin Fernando.pdf (D54410119)		<b>2</b>
<b>SA</b>	<b>TSP Carlos Enrique Alvarez Neyra sin anexos - modificado.docx</b> Document TSP Carlos Enrique Alvarez Neyra sin anexos - modificado.docx (D110777949)		<b>2</b>
<b>SA</b>	<b>Tesis MARJORIE CAMIZAN FLORES.docx</b> Document Tesis MARJORIE CAMIZAN FLORES.docx (D109805100)		<b>1</b>
<b>SA</b>	<b>PROYECTO DE TESIS JOSÉ MEDINA - FRAN BLAS.OBS.DIFIA.docx</b> Document PROYECTO DE TESIS JOSÉ MEDINA - FRAN BLAS.OBS.DIFIA.docx (D56340262)		<b>2</b>
<b>SA</b>	<b>2A_ROQUE TAPIA_GISELA MERCEDES_TITULO.docx</b> Document 2A_ROQUE TAPIA_GISELA MERCEDES_TITULO.docx (D112832319)		<b>1</b>
<b>SA</b>	<b>TESIS obras de drenaje.pdf</b> Document TESIS obras de drenaje.pdf (D121348300)		<b>1</b>
<b>SA</b>	<b>5205 taype_lo_.pdf</b> Document 5205 taype_lo_.pdf (D32711568)		<b>1</b>

## Entire Document

UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA  
FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA  
"MODELACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRAULICA DEL RIO CHALACO, PARA EL DISEÑO DE PUENTE CHALACO, CUENCA MEDIO ALTO PIURA"  
TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO AGRÍCOLA  
LUCRECIA YOLANDA SANTILLAN MULLISACA

**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA**

**“MODELACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DEL RÍO  
CHALACO, PARA EL DISEÑO DE PUENTE CHALACO, CUENCA  
MEDIO ALTO PIURA”**

TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL PARA OPTAR EL TÍTULO DE:

**INGENIERA AGRÍCOLA**

Presentado por:

**BACH. LUCRECIA YOLANDA SANTILLAN MULLISACA**

Sustentado y aprobado por el siguiente jurado:

Mg. Sc. MIGUEL ÁNGEL SÁNCHEZ DELGADO  
Presidente

Mg. Sc. RICARDO APACLLA NALVARTE  
Asesor

Ing. CARLOS ALBERTO BRAVO AGUILAR  
Miembro

Mg. Sc. JOSÉ ANTONIO ORELLANA PARDAVÉ  
Miembro

LIMA – PERÚ

2022

# ÍNDICE GENERAL

RESUMEN .....	viii
ABSTRACT .....	ix
<b>I. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
1.1. Problemática.....	1
1.2. Objetivos .....	4
1.2.1. Objetivo general.....	4
1.2.2. Objetivos específicos .....	4
<b>II. REVISIÓN DE LITERATURA.....</b>	<b>5</b>
2.1. Definición de hidrología.....	5
2.2. Ciclo hidrológico .....	5
2.3. Cuenca hidrográfica .....	6
2.4. Características fisiográficas de una cuenca .....	7
2.4.1. Área de la cuenca.....	7
2.4.2. Perímetro de la cuenca (P).....	7
2.4.3. Longitud de cauce principal (L) .....	7
2.4.4. Ancho promedio .....	7
2.4.5. Factor de forma (Kf).....	8
2.4.6. Coeficiente de compacidad (Kc) .....	8
2.4.7. Pendiente media de corriente principal (So).....	9
2.4.8. Tiempo de concentración (Kc) .....	9
2.4.9. Número de curva de la cuenca.....	12
2.5. Precipitación.....	14
2.5.1. Intensidad.....	14
2.5.2. Duración .....	14
2.5.3. Frecuencia.....	14
2.6. Periodos de retorno.....	15
2.7. Análisis de datos dudosos.....	15
2.7.1. Método Water Resources Council .....	15
2.8. Análisis de frecuencia .....	17
2.8.1. Evaluación de datos pluviométricos para el Análisis de Frecuencia .....	17
2.8.2. Funciones de Distribución usadas en Hidrología .....	18
2.9. Prueba de Bondad de Ajuste .....	22

2.9.1. Prueba Chi Cuadrado ( $\chi^2$ ) .....	22
2.9.2. Kolmogorov-Smirnov .....	22
2.9.3. Error cuadrático Mínimo .....	23
2.10. Determinación de Intensidad – Duración Frecuencia .....	24
2.11. Estimación de Caudales Máximos .....	24
2.11.1. Método racional .....	25
2.11.2. Método empírico.....	25
2.11.3. Hidrograma unitario.....	26
2.11.4. Hidrogramas sintéticos .....	27
2.12. Modelos hidrológicos .....	29
2.12.1. Sistema de Modelamiento Hidrológico HEC-HMS .....	30
2.13. Modelos hidráulicos .....	30
2.13.1. Sistema de Modelamiento Hidraulico HEC-RAS .....	31
2.14. Socavación.....	32
2.14.1. Caracterización granulométrica del Cauce .....	32
2.14.2. Descripción de métodos para el Diseño de Socavación .....	33
<b>III. DESARROLLO DEL TRABAJO .....</b>	<b>36</b>
3.1. Generalidades del proyecto .....	36
3.1.1. Antecedentes de diagnóstico.....	36
3.1.2. Descripción general del área de estudio .....	37
3.1.3. Evaluación de campo.....	42
3.2. Metodologías empleadas .....	48
3.2.1. Información utilizada.....	49
3.2.2. Determinación de características fisiográficas de la cuenca.....	51
3.2.3. Determinación de precipitaciones máximas anuales a diferentes periodos de retorno.....	54
3.2.4. Modelación hidrológica .....	63
3.2.5. Modelación hidráulica .....	64
<b>IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN .....</b>	<b>68</b>
4.1. Modelamiento hidrológico .....	68
4.1.1 Calibración del Modelo .....	68
4.2. Parámetros Morfológicos del Cauce .....	72
4.2.1. Validación de ubicación del eje de Puente .....	72
4.2.2. Ancho Estable.....	73

4.2.3. Caracterización de erosión y/o Colmatación .....	74
4.3. Modelación Hidráulica .....	76
4.4. Socavación.....	81
4.4.1. Granulometría del cauce .....	81
4.4.2. Profundidad de Socavación General.....	83
<b>V. CONCLUSIONES.....</b>	<b>85</b>
<b>VI. RECOMENDACIONES.....</b>	<b>87</b>
<b>VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>89</b>
<b>VIII. ANEXOS.....</b>	<b>92</b>

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Valores de número de curva según pendiente y tipo de suelo.....	13
Tabla 2: Valores de Kn para la prueba de datos dudosos .....	17
Tabla 3: Factor de ajuste de la frecuencia de observación diaria .....	18
Tabla 4: Factor de corrección por contracción del cauce $\mu$ .....	34
Tabla 5: Estado inicial y proyectado de Puente Chalaco.....	37
Tabla 6: Ubicación de Puente Chalaco, según términos de referencia.....	37
Tabla 7: Distancias a zona de Proyecto - Puente Chalaco.....	39
Tabla 8: Estación Pluviométrica PP Max 24h Chalaco .....	50
Tabla 9: Información Cartográfica Nacional utilizada .....	51
Tabla 10: Parámetros Geomorfológicos de Cuenca del río Chalaco.....	53
Tabla 11: Tiempo de concentración de Cuenca del río Chalaco .....	53
Tabla 12: Resultado de Prueba de Datos dudosos de PP. Máx. 24 horas – Estación Chalaco.....	56
Tabla 13: Datos de precipitación máxima 24 horas corregidos con el factor 1.13, recomendado por la OMM .....	57
Tabla 14: Distribución de precipitación (mm) – Función Gumbel (Smirov-Kolgomorov)	59
Tabla 15: Precipitaciones máximas (mm) por periodos de duración – Estación Chalaco ..	60
Tabla 16: Intensidad de lluvia de diseño por periodos de duración – Estación Chalaco ....	61
Tabla 17: Tabla de intensidades y tiempo de duración – Estación Chalaco.....	62
Tabla 18: Determinación del Coeficiente Manning .....	66
Tabla 19: Caudales Calibrados en Modelamiento Hidrológico.....	72
Tabla 20: Coordenadas del Puente Proyectado .....	72
Tabla 21: Resultados de Ancho estable para puente Chalaco .....	73
Tabla 22: Parámetros Hidráulicos en Puente Chalaco.....	80
Tabla 23: Dimensiones Hidráulicas de Puente Proyectado .....	81
Tabla 24: Estimación de Profundidad de Socavación – Puente Chalaco .....	83

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Puentes en La Red Vial Nacional. Estado De Los Puentes .....	3
Figura 2: Histograma de principales causas de colapso de puentes. ....	3
Figura 3: Totales de precipitación acumulativa desde 1/01 al 30/06 de 1983, 1998 y 2017 para Piura. ....	4
Figura 4: El Ciclo hidrológico del agua.....	6
Figura 5: Hidrograma Unitario Triangular del SCS .....	28
Figura 6: Ubicación del puente Chalaco.....	38
Figura 7: Distribución Temporal de Temperatura - Estaciones Malacasi y Huarmaca.....	40
Figura 8: Precipitación Media Mensual – Estaciones Morropón y Huarmaca.....	41
Figura 9: Mapa de clasificación climática de la cuenca Chalaco. ....	42
Figura 10: Lecho de río Chalaco aguas arriba de Puente Chalaco. ....	43
Figura 11: Vista Lateral de Puente Chalaco. ....	44
Figura 12: Estribo de Puente Chalaco. ....	44
Figura 13: Vista Longitudinal de Puente Chalaco.....	45
Figura 14: Vista de Tablero y vía respectiva de Puente Chalaco. ....	45
Figura 15: Estado de estructuras del Puente Chalaco.....	46
Figura 16: Canal de concreto en Puente Chalaco. ....	46
Figura 17: Dique de mampostería en riberas del río Chalaco. ....	47
Figura 18: Vista lateral de badén cercano a puente chalaco.....	48
Figura 19: Esquema de metodologías utilizadas. ....	49
Figura 20: Ubicación de Estación Chalaco.....	50
Figura 21: Ubicación de estaciones Pluviométricas cercanas a la zona de estudio.....	52
Figura 22: Valores de Número de Curva (CN) de la cuenca del río Chalaco .....	54
Figura 23: Gráfico distribución de mejor ajuste – Gumbel .....	58
Figura 24: Criterio de comparación de distribuciones –Smirnov Kolmogorov. ....	59
Figura 25: Curva IDF – Estación Chalaco.....	62
Figura 26: Hietograma de Precipitación de Diseño - TR= 30 años.ÑKIO.....	63
Figura 27: Hietograma de Precipitación de Diseño – TR= 175 años. ....	64
Figura 28: Hietograma de Precipitación de Diseño – TR= 500 años. ....	64
Figura 29: Simulación por el método de transformación Snyder, TR=175 años. ....	68
Figura 30: Hietograma – Simulación por método Snyder, TR= 175 años .....	69



Figura 31: Simulación por el método de transformación Snyder, TR=500 años. ....	69
Figura 32: Hietograma - Simulación por el método Snyder, TR=500 años. ....	70
Figura 33: Huella máxima vista en campo ubicado en estribo izquierdo de puente .....	70
Figura 34: Simulación por el método de transformación Snyder, TR=500 años. ....	71
Figura 35: Hietograma - Simulación por el método Snyder, TR=30 años. ....	71
Figura 36: Ubicación de Puente Chalaco - proyectado .....	73
Figura 37: Diferencias en márgenes de puente actual – Puente Chalaco .....	74
Figura 38: Erosión de lado izquierdo de Puente actual Chalaco .....	75
Figura 39: Sedimentación de cauce de río en puente actual .....	75
Figura 40: Perfil del flujo longitudinal del río en Puente Chalaco – Estado Actual .....	76
Figura 41: Perfil del flujo longitudinal del río en Puente Chalaco – Proyectado.....	77
Figura 42: Vista tridimensional de los niveles de inundación en Puente Chalaco – Estado Actual (TR=175 años). ....	77
Figura 43: Vista tridimensional de los niveles de inundación en Puente Chalaco – Proyectado (TR=175 años).....	78
Figura 44: Sección Transversal Aguas Arriba de Puente - estado actual.....	78
Figura 45: Sección Transversal Aguas Abajo de Puente - estado actual.....	79
Figura 46: Sección Transversal Aguas Arriba de Puente Proyectado. ....	79
Figura 47: Sección Transversal Aguas Abajo de Puente Proyectado.....	80
Figura 48: Tabla de Análisis Granulométrico de Muestra de Lecho de Río – Chalaco .....	82
Figura 49: Curva Granulométrica de lecho de río Chalaco .....	82
Figura 50: Sección Hidráulica de Puente Proyectado .....	84

## ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1: Estaciones Pluviométricas .....	93
Anexo 2: Registro Anual – Precipitación Máxima 24 horas .....	96
Anexo 3: Datos Dudosos 1 – Precipitación Máxima 24 horas .....	97
Anexo 4: Datos Dudosos 2 – Precipitación Máxima 24 horas .....	98
Anexo 5: Funciones de Distribución – Método Smirnov Kolmogorov.....	99
Anexo 6: Hietogramas de Diseño .....	101
Anexo 7: Parámetros hidráulicos por secciones en situación actual – TR=175 años.....	103
Anexo 8: Secciones Transversales situación actual – TR=175 años.....	105
Anexo 9: Parámetros hidráulicos por secciones en situación con proyecto – TR= 175 años.....	113
Anexo 10: Secciones transversales en situación con proyecto – TR=175 años .....	114
Anexo 11: Parámetros hidráulicos por secciones en situación con proyecto – TR= 500 años.....	119

## RESUMEN

El presente trabajo tiene como finalidad dar a conocer los procedimientos realizados para la obtención del caudal de avenida máxima por medio de la modelación hidrológica en la cuenca del río Chalaco y posterior modelamiento hidráulico unidimensional del río en el tramo del puente Chalaco, el cual presenta daños estructurales ocasionados por El Niño Costero del 2017.

Se determinó las características fisiográficas de la cuenca por medio de la obtención de parámetros geomorfológicos y la estimación del Número de Curva. Posteriormente se analizaron registro de precipitación máxima de 24 horas de la estación Chalaco, mediante los análisis de datos dudosos (Método Water Resources Council); Análisis de frecuencia por el método Smirnov Kolmogorov, siendo la distribución de Gumbel que mejor se ajustó a los datos; determinación de curva IDF y la estimación de hietograma de diseño.

Para El modelamiento hidrológico se aplicó el método de Hidrograma Sintético de Snyder, que permitió estimar el caudal de diseño para un periodo de retorno de 175 años.

La modelación hidráulica se realizó con el software Hec-ras, donde se aplicó un modelo unidimensional con el objetivo de estimar las dimensiones hidráulicas del cauce del río. Para ello se contó con información topográfica aguas arriba y aguas abajo del puente Chalaco.

Para la calibración de ambos modelos se consideró la huella máxima observada en el estribo de puente existente. Finalmente se determinó las dimensiones hidráulicas del puente proyectado, para el caudal máximo 621.70 m<sup>3</sup>/s con un NAME estimado de 223.92 m.s.n.m., tirante de 2.18m y una altura de galibo de 2.5m. La luz hidráulica estimada fue de 70m.

**Palabras clave:** Modelación hidráulica Unidimensional, ríos, puente, HEC-RAS

## ABSTRACT

The purpose of this paper is to present the procedures carried out to obtain the maximum flood flow by means of hydrological modeling in the Chalaco river basin and subsequent one-dimensional hydraulic modeling of the river in the Chalaco bridge section, which presents structural damage caused by El Niño Costero in 2017.

The physiographic characteristics of the basin were determined by obtaining geomorphological parameters and estimating the Curve Number. Subsequently, the maximum 24-hour precipitation record of the Chalaco station was analyzed through the analysis of doubtful data (Water Resources Council Method); frequency analysis by the Smirnov Kolmogorov method, being the Gumbel distribution that best fit the data; determination of IDF curve and the estimation of design hyetogram.

For the hydrological modeling, the Snyder's Synthetic Hydrograph method was applied, which allowed estimating the design flow for a return period of 175 years.

The hydraulic modeling was carried out with Hec-ras software, where a one-dimensional model was applied to estimate the hydraulic dimensions of the riverbed. For this purpose, topographic information was available upstream and downstream of the Chalaco bridge.

For the calibration of both models, the maximum footprint observed in the existing bridge abutment was considered. Finally, the hydraulic dimensions of the projected bridge were determined for a maximum flow of 621.70 m<sup>3</sup>/s with an estimated NAME of 223.92 m.a.s.l. ahead of 2.18m and a gauge height of 2.5m. The estimated hydraulic span was 70m.

**Keywords:** One-dimensional hydraulic modeling, rivers, bridge, HEC-RAS

# I. INTRODUCCIÓN

## 1.1. Problemática

Los estudios de hidrología e hidráulica en proyectos de construcción y/o rehabilitación de puentes son de suma importancia debido a que, según estadísticas dadas a nivel mundial sobre la rotura de puentes, resultó que la mayor cantidad de fallos fueron por ocasionados por avenidas (48.95% de un total de 143 estructuras evaluadas), es decir, por fenómenos hidrológicos e hidráulicos como (Vide Martín, 2003). Ello se puede evidenciar en las vías carreteras a nivel nacional, como lo indica la estadística realizada por el Ministerio de Transportes y comunicaciones, donde se evidencia en su inventario, dado entre los años 1997 y 2004, que el 52% (102 de 195 puentes inventariados) de puentes corresponden ser reemplazados por tener estructuras deficientes o se encuentran colapsadas. Se tienen reportes actualizados entre los años 2018 y 2021, donde se evidencia que, de los puentes inventariados a nivel nacional, entre el 60 y 68% de puentes poseen infraestructura no adecuada (MTC, 2018; Figura 1).

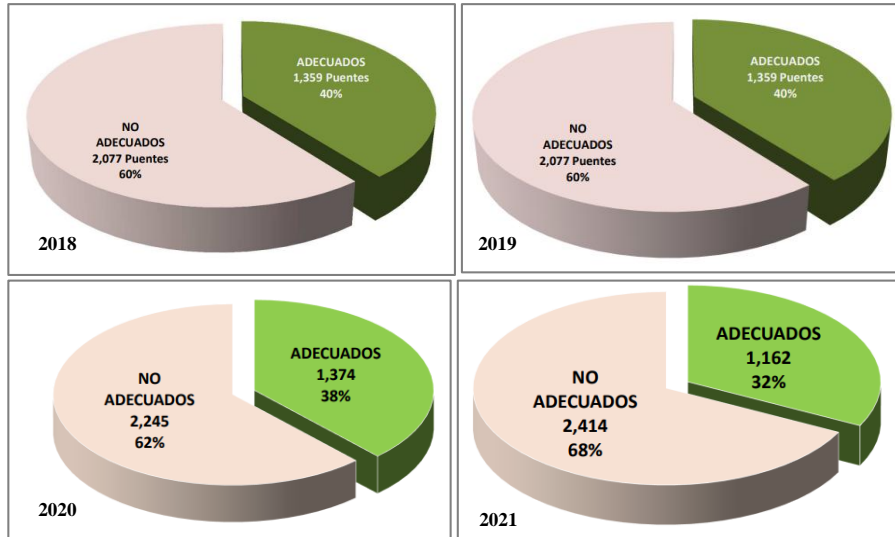
Es evidente por tanto la importancia de asegurar un diseño hidráulico adecuado para los puentes que cruzan redes hidrográficas, ya que se pone en juego la transitabilidad de las carreteras como principales vías de acceso y por tanto un incremento en el costo de reemplazo o reconstrucción.

El MTC, por intermedio del Viceministerio de Transportes – Dirección General de Programas y Proyectos de Transportes tiene la disposición de realizar estudios que aseguren la conectividad vial terrestre, en los cuales se incluyen también la Red Vial Nacional. Es por ello que, enmarcado dentro del Plan Integral para la Reconstrucción con Cambios (PIRCC), se ejecutaron proyectos para la rehabilitación de puentes que fueron afectados por El Fenómeno del Niño Costero – (FEN, 2017).

Cabe resaltar que El Niño Costero, como fenómeno climático, causó estragos debido al incremento anómalo de las precipitaciones (Figura 2) que afectó de manera directa infraestructura de cruce en las cuencas de la costa Centro y Norte de la Vertiente del Pacífico, donde se evidenció el colapso y/o deterioro de puentes causados por la erosión y/o socavación de la superficie o lecho fluvial con la escorrentía (Alarcón, Ramírez & Santos, 2016).

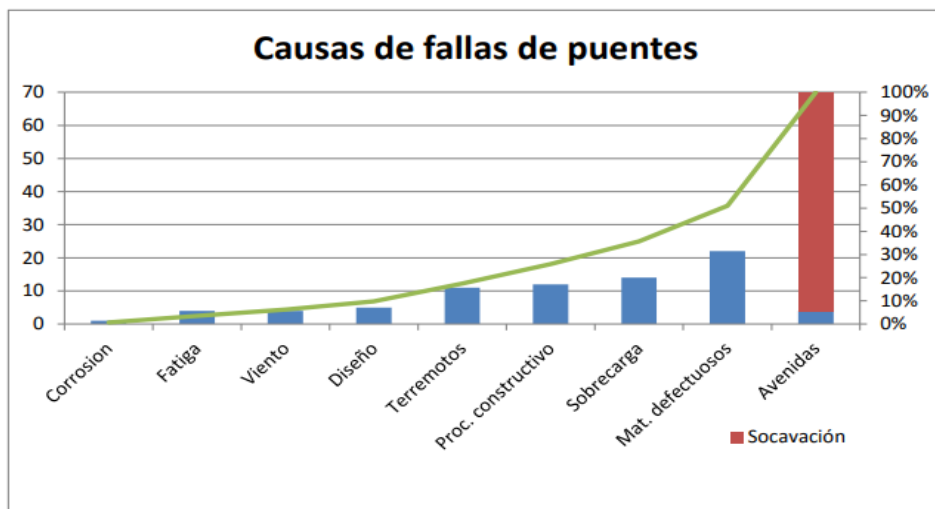
En el contexto mencionado se realizó el estudio “Rehabilitación de Puentes Paquete 10 – Obra 2: Piura 4” (Obra 2: Puente El Higuérón y Accesos, Puente Sondorillo y Accesos, Puente Chalaco y Accesos), de donde se desprende el Estudio Hidrológico e Hidráulico para el puente Chalaco, ubicado en el departamento de Piura, provincia de Morropón, Distrito de Santa Catalina De Mossa/Yamango con la finalidad de asegurar la conectividad vial en la red vial Vecinal de la zona de estudio mencionada.

El presente Trabajo de Suficiencia Profesional dará a conocer los procedimientos realizados para la obtención la Avenida de Diseño o caudal máximo por medio de la modelación hidrológica en la cuenca del río Chalaco y posterior modelamiento hidráulico en la sección del río que determinó las dimensiones hidráulicas del puente Chalaco, además de considerar parámetros geomorfológicos, topográficos y geomorfológicos propios de la zona para una propuesta multidisciplinaria. Todo ello con la finalidad de no afectar el drenaje natural de la zona y sin comprometer la estabilidad de la estructura a mejorar o construir.



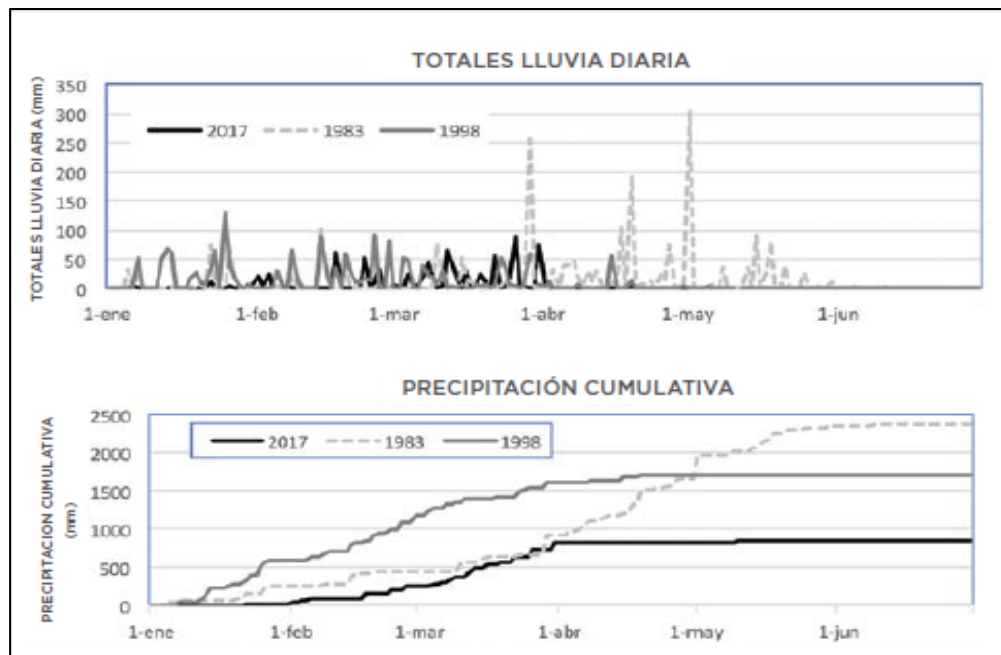
**Figura 1: Puentes en La Red Vial Nacional. Estado De Los Puentes**

*Nota:* Se observa el estado de los puentes en red vial a nivel nacional y departamental. Adaptado de *Estado y Ubicación de puentes, 2018*. (<https://www.pvn.gob.pe/conservacion/estado-y-ubicacion-de-puentes/>).



**Figura 2: Histograma de principales causas de colapso de puentes**

*Nota:* Adaptado de *Investigación de la falla hidráulica del puente Bella Unión para el análisis comparativo de costo de falla y costos de prevención, brindando lineamientos para el análisis del fenómeno de socavación en otros puentes*. Alarcón, Ramírez & Santos, 2016. Universidad de Ciencias Aplicadas.



**Figura 3: Totales de precipitación acumulativa desde 1/01 al 30/06 de 1983, 1998 y 2017 para Piura**

*Nota:* Adaptado de Portal web *Tu Tiempo*. (<https://www.tutiempo.net/clima/ws-844010.html>).

## 1.2. Objetivos

### 1.2.1. Objetivo general

Modelación hidrológica e hidráulica del río chalaco, para el diseño de puente chalaco, cuenca medio alto Piura. -

### 1.2.2. Objetivos específicos

- Determinar la caracterización fisiográfica de la cuenca del río Chalaco por medio de los parámetros geomorfológicos.
- Analizar y determinar las precipitaciones máximas anuales a diferentes periodos de retorno.
- Realizar la modelación hidrológica para determinar el caudal de diseño para diferentes periodos de retorno en la cuenca del río Chalaco, Cuenca Piura.
- Realizar la modelación hidráulica para el diseño del puente en río Chalaco, cuenca Piura.
- Determinar las dimensiones hidráulicas básicas necesarias para el diseño de puentes.



## **II. REVISIÓN DE LITERATURA**

### **2.1. Definición de hidrología**

Hidrología es la ciencia natural que estudia al agua, su ocurrencia, circulación y distribución en la superficie terrestre, sus propiedades químicas y físicas, su relación con el medio ambiente, incluyendo a los seres vivos.

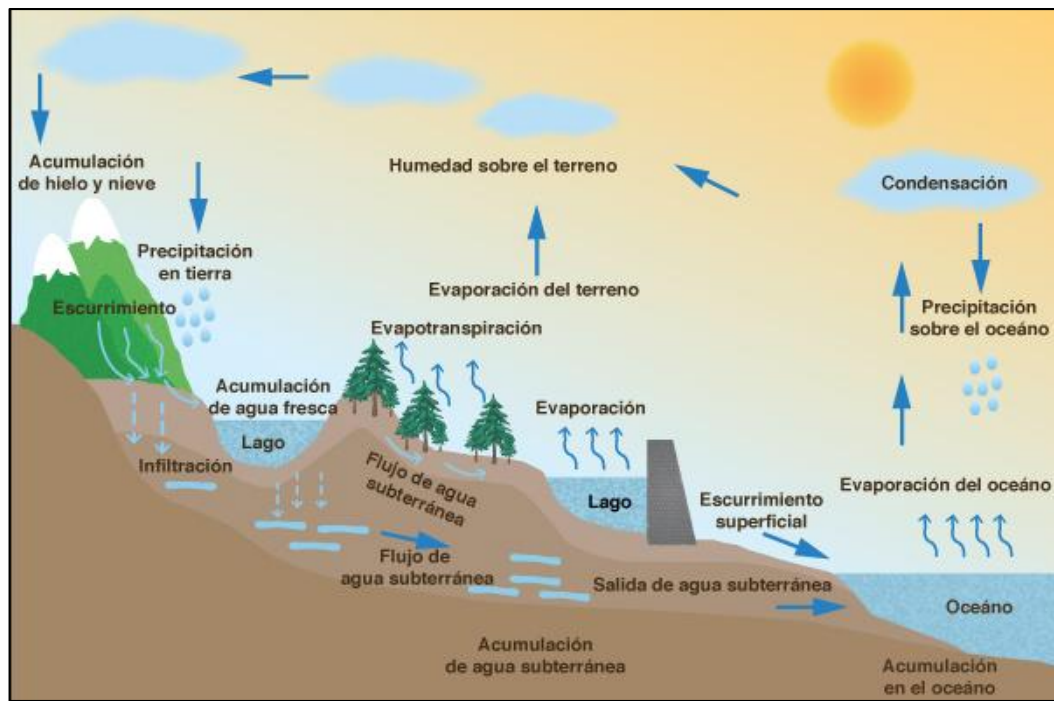
Sin embargo, es necesario limitar dicho concepto a la parte de la hidrología que estudia la ingeniería, es decir, la hidrología aplicada, el cual compete el campo de la hidrología relacionada al diseño, construcción y operación de proyectos de ingeniería con fines de control y aprovechamiento hídrico (Aparicio, 1995).

Aplicaciones prácticas de la hidrología se encuentran en labores tales como diseño y operación de estructuras hidráulicas, abastecimiento de agua, tratamiento y disposición de aguas residuales irrigación, drenaje, generación hidroeléctrica, control de inundaciones, navegación, erosión y control de sedimentos, control de sanidad, disminución de la contaminación, uso recreacional de agua y protección de la vida terrestre y acuática. El papel de la hidrología aplicada es ayudar a analizar problemas relacionados con estas labores y proveer una guía para el planeamiento y el manejo de los recursos hidráulicos (Chow et al., 1994).

### **2.2. Ciclo hidrológico**

Es el foco central de la hidrología. No tiene principio ni fin y sus procesos ocurren en forma continua: el agua se evapora desde los océanos y de la superficie terrestre para volver a la atmósfera; posteriormente, el vapor de agua se transporta y se eleva hasta condensarse y precipita sobre la superficie terrestre o los océanos. El agua que precipitada es interceptada por la vegetación, convertirse en flujo superficial sobre el suelo o infiltrarse en él; también puede escurrir por el suelo como flujo subsuperficial y descargar en ríos como escorrentía superficial. El agua infiltrada puede percolar profundamente para recargar el agua

subterránea de donde emerge en manantiales o se desliza hacia ríos para formar la escorrentía superficial y finalmente fluye hacia el mar o se evapora y por tal dándose una retroalimentación del ciclo (Chow et al., 1994).



**Figura 4: El Ciclo hidrológico del agua**

*Nota:* Adaptado de *Ingeniería Hidrología, Principios Y Prácticas*, V. Ponce, 2017, ([http://ponce.sdsu.edu/enghydro/engineering\\_hydrology\\_01.php](http://ponce.sdsu.edu/enghydro/engineering_hydrology_01.php)).

### 2.3. Cuenca hidrográfica

Es un espacio geográfico cuyos aportes de agua son alimentados exclusivamente por precipitaciones que caen en el interior y el excedente de agua o en materia sólida transportadas por el agua forman, en un punto espacial único, una desembocadura, una estación de aforo, o un punto arbitrario (Llamas, 1993).

El flujo anual de la cuenca es determinado por las condiciones climáticas de la zona de influencia y el uso del suelo. Estas características físicas desempeñan un papel importante en el comportamiento de los componentes del ciclo hidrológico como evaporación, infiltración, flujo superficial, etc. (Campos, 1992; Llamas, 1993).

La cuenca hidrográfica es considerada como el territorio delimitado topográficamente por la

línea de las cumbres (parteaguas), también llamadas divisoria de aguas, de tal modo que las aguas caídas por las precipitaciones forman cursos de agua que convergerán hacia un mismo cauce (Villon, 2002).

#### **2.4. Características fisiográficas de una cuenca**

Una cuenca hidrográfica puede describirse y analizarse acorde a las características geométricas, topográficas, hidráulicas, hidrológica, etc. en respuesta a eventos hidro meteorológicos.

##### **2.4.1. Área de la cuenca**

El área de la cuenca se define como la superficie, en proyección horizontal, delimitada por el parteaguas, mientras que la corriente principal de una cuenca es la corriente que discurre por la salida de ésta (en cuencas exorreicas) Las demás corrientes secundarias son denominados corrientes tributarias (Aparicio, 1995).

##### **2.4.2. Perímetro de la cuenca (P)**

El perímetro de la cuenca está definido por la longitud de la línea de división de aguas, que se conoce como el “parte aguas o Divortium Aquarium”, medida en km.

##### **2.4.3. Longitud de cauce principal (L)**

Es la longitud mayor de recorrido que realiza el río o quebrada, desde la cabecera de la cuenca, siguiendo todos los cambios de dirección o sinuosidades, hasta el punto más bajo del colector común, conocido como punto emisor. Este parámetro tiene relación directa con el tiempo de concentración de la cuenca, el mismo que depende de la geometría de la cuenca, de la pendiente del recorrido y de la cobertura vegetal.

##### **2.4.4. Ancho promedio**

Es la relación entre el área de la cuenca y la longitud mayor del curso del río:

$$Ap = \frac{A}{L}$$

Ap = Ancho promedio de la cuenca o Unidad Hidrográfica (km)

A = Área de la cuenca o Unidades Hidrográficas (km<sup>2</sup>)

L = Longitud mayor del río (km)

#### 2.4.5. Factor de forma (Kf)

Es la relación entre el área (A) de la cuenca y el cuadrado del máximo recorrido (L). Este parámetro mide la tendencia de la cuenca hacia las crecidas, rápidas y muy intensas a lentas y sostenidas, según que su factor de forma tienda hacia valores extremos grandes o pequeños, respectivamente. Es un parámetro adimensional que denota la forma redondeada o alargada de la cuenca.

$$K_f = \frac{A}{L^2}$$

Donde:

Kf = Factor de forma []

A = Área de la cuenca [Km<sup>2</sup>]

L = Longitud del cauce principal [km]

#### 2.4.6. Coeficiente de compacidad (Kc)

Parámetro adimensional que relaciona el perímetro de la cuenca y el perímetro de un círculo de igual área que el de la cuenca. Este parámetro, al igual que el anterior, describe la geometría de la cuenca y está estrechamente relacionado con el tiempo de concentración del sistema hidrológico.

Las cuencas redondeadas tienen tiempos de concentración cortos con gastos pico muy fuerte y recesiones rápidas, mientras que las alargadas tienen gastos pico más atenuado y recesiones más prolongadas.

$$K_c = \frac{P}{2\pi R} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Donde:

Kc = coeficiente de compacidad [ adimensional]

P = perímetro de la cuenca [Km]

A = área de la cuenca [Km<sup>2</sup>]

De la expresión se desprende que  $K_c$  siempre es mayor o igual a 1, y se incrementa con la irregularidad de la forma de la cuenca. Este factor adimensional constituye un índice indicativo de la tendencia de avenida en una cuenca.

#### **2.4.7. Pendiente media de corriente principal ( $S_o$ )**

Es el promedio de las pendientes del cauce principal. Este parámetro se relaciona directamente con la magnitud del socavamiento o erosión en profundidad y con la capacidad de transporte de sedimentos en suspensión y de arrastre. Dependiendo de la pendiente, existirán tramos críticos de erosión y tramos críticos de sedimentación, los primeros relacionados con las mayores pendientes y la segunda con las mínimas.

La metodología más recomendada para determinar la pendiente promedio del cauce principal está basada en el uso del perfil longitudinal y mediante la expresión siguiente:

$$S_o = \left[ \frac{\sum_{i=1}^n l_i}{\sum_{i=1}^n \frac{l_i}{(S_i)^{1/2}}} \right]^2$$

Donde:

$S_o$  = Pendiente del cauce principal [m/m]

$l_i$  = Longitud de cada tramo de pendiente  $S_i$  [Km]

$n$  = Número de tramos de similar pendiente

#### **2.4.8. Tiempo de concentración ( $K_c$ )**

Se define como el tiempo mínimo necesario para que todos los puntos de una cuenca estén aportando agua de escorrentía de forma simultánea al punto de salida, punto de desagüe o punto de cierre. Está determinado por el tiempo que tarda en llegar a la salida de la cuenca el agua que procede del punto hidrológicamente más alejado, y representa el momento a partir del cual el caudal de escorrentía es constante, al tiempo que máximo; el punto hidrológicamente más alejado es aquél desde el que el agua de escorrentía emplea más tiempo en llegar a la salida.

Las fórmulas más comunes solo incluyen la pendiente, la longitud del cauce mayor des de

las divisorias y el área de la cuenca. El tiempo de concentración se puede calcular por los siguientes métodos:

**a. Método de Kirpich (1940)**

Desarrollada a partir de información del SCS en siete cuencas rurales de Tennessee con canales bien definidos y pendientes empinadas (3 a 10%); para flujo superficial en superficies de concreto o asfalto se debe multiplicar  $t_c$  por 0.4; para canales de concreto se debe multiplicar por 0.2; no se debe hacer ningún ajuste para flujo superficial en suelo descubierto o para flujo en cunetas.

$$T_c = 0.01947 * L^{0.77} * S^{-0.385}$$

Donde:

$T_c$ : tiempo de concentración (minutos)

$L$ : longitud máxima de salida (m)

$S$ : pendiente (m/m)

**b. California Culverts Practice (1942)**

Esencialmente es la ecuación de Kirpich; desarrollada para pequeñas cuencas montañosas en California.

$$T_c = 0.0195 * \left(\frac{L^3}{H}\right)^{0.385}$$

$L$  = longitud del curso de agua más largo, m.

$H$  = diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida, m.

**c. Temez**

$$T_c = 0.30 \frac{L^{0.76}}{S^{0.19}}$$

Donde:

$T_c$  = Tiempo de concentración [hr]

$L$  = Longitud del curso principal [Km]

$S$  = Pendiente a lo largo del cauce [m/m]

**d. Bransby Williams**

$$T_c = 0.2433 \frac{L}{A^{0.1} S^{0.2}}$$

Donde:

- T<sub>c</sub> = Tiempo de concentración [hr]
- L = Longitud del curso principal [Km]
- A = Área de cuenca [Km<sup>2</sup>]
- S = Pendiente a lo largo del cauce [m/m]

**e. Izzard (1946)**

Desarrollada experimentalmente en laboratorio por el Bureau of Public Roads para flujo superficial en caminos y Áreas de céspedes; los valores del coeficiente de retardo varían desde 0.0070 para pavimentos muy lisos hasta 0.012 para pavimentos de concreto y 0.06 para superficies densamente cubiertas de pasto; la solución requiere de procesos iterativos; el producto de i por L debe ser ≤ 3800.

$$T_c = 525 \frac{(0.0000276 i + c) * L^{0.33}}{S^{0.33} i^{0.667}}$$

- i = intensidad de lluvia, mm/h
- c = coeficiente de retardo
- L = longitud de la trayectoria de flujo, m.
- S = pendiente de la trayectoria de flujo, m/m.

**f. Federal Aviation Administration (1970)**

Desarrollada de información sobre el drenaje de aeropuertos recopilada por el Corps of Engineers: el método tiene como finalidad el ser usado en problemas de drenaje de aeropuertos, pero ha sido frecuentemente usado para flujo superficial en cuencas urbanas.

$$T_c = 0.7035 \frac{(1.1 - C) * L^{0.50}}{S^{0.33}}$$

C = coeficiente de escorrentía del método racional.

L = longitud del flujo superficial, m.

S = pendiente de la superficie, m/m

#### g. Ecuación de retardo SCS (1973)

Ecuación desarrollada por el SCS a partir de información de cuencas de uso agrícola; ha sido adaptada a pequeñas cuencas urbanas con áreas inferiores a 800 Ha; se ha encontrado que generalmente es buena cuando el área se encuentra completamente pavimentada; para áreas mixtas tiene tendencia a la sobreestimación; se aplican factores de ajuste para corregir efectos de mejoras en canales e impermeabilización de superficies; la ecuación supone que  $t_c = 1.67 \times$  retardo de la cuenca.

$$T_c = \frac{0.0136 * L^{0.8} \left( \frac{100}{CN} - 9 \right)^{0.7}}{S^{0.5}}$$

L = longitud hidráulica de la cuenca mayor trayectoria de flujo), m.

CN = Número de curva SCS

S = pendiente promedio de la cuenca, m/m.

#### h. Método de Hathaway

$$T_c = 0.61 * (L * n)^{0.467} * S^{-0.385}$$

Donde:

T<sub>c</sub>: tiempo de concentración (horas)

L: longitud de cauce principal (Km)

n: factor de rugosidad

S: pendiente (m/m)

El factor de rugosidad (n)

#### 2.4.9. Número de curva de la cuenca

El número de curva es uno de los parámetros requeridos para realizar modelación hidrológica de cuencas tendiente a estimar los caudales máximos por la metodología del Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos de América (SCS) (Chow et al., 1994). El número de Curva considera los usos de la cobertura del suelo por medio de su clasificación:



**Tabla 1: Valores de número de curva según pendiente y tipo de suelo**

Números de escurrimiento						
Uso de la tierra y cobertura	Tratamiento del suelo	Pendiente del terreno en %	Tipo de Suelo			
			A	B	C	D
<b>Sin cultivo</b>	Surcos rectos	-	77	86	91	94
<b>Cultivo en surco</b>	Surcos rectos	>1	72	81	88	91
	Surcos rectos	<1	67	78	85	89
	Contorneo	>1	70	79	84	88
	Contorneo	<1	65	75	82	86
	Terrazas	>1	66	74	80	82
	Terrazas	<1	62	71	78	81
	<b>Cereales</b>	Surcos rectos	>1	65	76	84
	Surcos rectos	<1	63	75	83	87
	Contorneo	>1	63	74	82	85
	Contorneo	<1	61	73	81	84
	Terrazas	>1	61	72	79	82
	Terrazas	<1	59	70	78	81
<b>Leguminosas o praderas con rotación</b>	Surcos rectos	>1	66	77	85	89
	Surcos rectos	<1	58	72	81	85
	Contorneo	>1	64	75	83	85
	Contorneo	<1	55	69	78	83
	Terrazas	>1	63	73	80	83
	Terrazas	<1	51	67	76	80
<b>Pastizales</b>		>1	68	79	86	89
		<1	39	61	74	80
	Contorno	>1	47	67	81	88
	Contorno	<1	6	35	70	79
<b>Pradera permanente</b>		<1	30	58	71	78
<b>Bosques naturales</b>						
<b>Muy malo</b>			56	75	86	91
<b>Ralo</b>			46	68	78	84
<b>Normal</b>			36	60	70	77
<b>Espeso</b>			26	52	62	69
<b>Muy espeso</b>			15	44	54	61
<b>Caminos</b>						
<b>De terracería</b>			72	82	87	89
<b>Con superficie dura</b>			74	84	90	92

*Nota:* Tomado de *Fundamentos de Hidrología de Superficie*. Aparicio, 2015, editorial Limusa.

## **2.5. Precipitación**

Se denomina precipitación, a toda agua meteórica que cae en la superficie terrestre, en estado líquido (llovizna, lluvia, etc.) y sólido (nieve, granizo, etc.) y las precipitaciones depositadas (roció, la helada blanca, etc.). Estos son provocados por un cambio de la temperatura o presión. La precipitación constituye la principal y única entrada al sistema hidrológico continental (Ordoñez, 2011).

### **2.5.1. Intensidad**

Representa la cantidad de precipitación dada en un tiempo específico. La intensidad máxima nos brinda información de la altura máxima de agua que cae en una unidad de tiempo (mm/hora), el cual es variable a lo largo de una tormenta (Chereque, 1989). Es por ello, que la intensidad se expresa de la siguiente manera:

$$i_{max} = \frac{P}{t}$$

Donde:

$i_{max}$ : Intensidad máxima en mm/hora

t: tiempo en horas

P: precipitación en mm.

### **2.5.2. Duración**

Es el tiempo que transcurre entre el comienzo y el fin de la tormenta, tomado en minutos u horas. Tiene importancia para la determinación de las intensidades máximas. La intensidad y la duración se obtienen de un pluviograma o banda pluviográfica.

### **2.5.3. Frecuencia**

Es la cantidad de veces que se repite una tormenta, con características de intensidad y duración definidas en un período de tiempo más o menos largo, tomado comúnmente en años.

## **2.6. Periodos de retorno**

El tiempo promedio, en años, en que el valor del caudal pico de una creciente determinada es igualado o superado una vez cada “T” años, se le denomina Período de Retorno “T”. Si se supone que los eventos anuales son independientes, es posible calcular la probabilidad de falla para una vida útil de n años.

Para adoptar el período de retorno a utilizar en el diseño de una obra, es necesario considerar la relación existente entre la probabilidad de excedencia de un evento, la vida útil de la estructura y el riesgo de falla admisible, dependiendo este último, de factores económicos, sociales, técnicos y otros (Manual de Hidrología y Drenaje – MTC, 2008).

## **2.7. Análisis de datos dudosos**

### **2.7.1. Método Water Resources Council**

Según Ven Te Chow (1994) el método Water Resource Council recomienda la realización de ajustes de valores atípicos denominados “outliers”, los cuales los datos de la información que se alejan significativamente de la tendencia restante. La retención, modificación y/o eliminación de estos valores pueden afectar de manera significativa los parámetros estadísticos de una determinada información, en especial en muestras pequeñas. La detección y tratamiento de valores atípicos requieren en última instancia un juicio que involucra consideraciones matemáticas e hidrológicas.

#### **a. Detección y tratamiento de valores atípicos altos y bajos**

Si el sesgo de la estación es superior a +0.4, se consideran las pruebas de valores atípicos altos. Si el sesgo de la estación es inferior a -0.4, primero se considera pruebas de valores atípicos bajo. Cuando el sesgo de la estación se encuentre entre  $\pm 0.4$ , se deben considerar pruebas para valores atípicos altos y bajos antes de eliminar cualquier valor atípico del conjunto de datos.

La siguiente ecuación se utiliza para valores atípicos altos en unidades logarítmicas:

$$y_H = \bar{y} + K_n s_y$$

Dónde:

$y_H$  : Umbral para datos dudosos altos en unidades logarítmicas.

$\bar{y}$  : Promedio de los logaritmos de las precipitaciones máximas.

$s_y$  : Desviación estándar de los logaritmos de las precipitaciones máximas.

$K_n$  : Valor tabulado para una muestra de tamaño n (Tabla 2 ).

Si los valores logarítmicos de los picos en una muestra son mayores que  $Y_H$ , se consideran valores atípicos altos. Los picos de la información tratada considerados valores atípicos altos deben compararse con los datos históricos de eventos extremos y la información de inundaciones en sitios cercanos. Si hay información disponible que indica que un valor atípico es el máximo en un periodo de tiempo prolongado, el valor atípico se trata como dato histórico de un evento extremo. Si no se dispone de una información histórica útil para ajustar los valores atípicos altos, entonces se deben conservar como parte del registro sistemático. El tratamiento de todos los datos históricos de inundaciones y valores atípicos altos debe estar documentado en el análisis, de ser el caso.

La siguiente ecuación es usada para detectar valores atípicos bajos o umbrales inferiores:

$$y_L = \bar{y} - K_n s_y$$

$y_L$  : Umbral para datos dudosos bajos en unidades logarítmicas.

Los picos de crecientes considerados como datos dudosos bajos, se eliminan del registro y puede aplicarse una valor de probabilidad condicional descrito por Water Resources Council (1981).

**Tabla 2: Valores de  $K_n$  para la prueba de datos dudosos**

<b>n</b>	<b><math>K_n</math></b>	<b>n</b>	<b><math>K_n</math></b>	<b>n</b>	<b><math>K_n</math></b>	<b>n</b>	<b><math>K_n</math></b>
10	2.036	24	2.467	38	2.661	60	2.837
11	2.088	25	2.486	39	2.671	65	2.866
12	2.134	26	2.502	40	2.682	70	2.893
13	2.175	27	2.519	41	2.692	75	2.917
14	2.213	28	2.534	42	2.700	80	2.940
15	2.247	29	2.549	43	2.710	85	2.961
16	2.279	30	2.563	44	2.719	90	2.981
17	2.309	31	2.577	45	2.727	95	3.000
18	2.335	32	2.591	46	2.736	100	3.017
19	2.361	33	2.604	47	2.744	110	3.049
20	2.385	34	2.616	48	2.753	120	3.078
21	2.408	35	2.628	49	2.760	130	3.104
22	2.429	36	2.639	50	2.768	140	3.129
23	2.448	37	2.650	55	2.804		

*Nota:* Tomado de *Hidrología Aplicada*, Ven Te Chow, 1994, Ed. Mc Graw-Hill.

## **2.8. Análisis de frecuencia**

El análisis de frecuencia que se realiza en la información hidrológica tiene como objetivo relacionar la magnitud de eventos extremos con su frecuencia de ocurrencia, mediante el uso de distribuciones de probabilidad (OMM, 2012). Suponiendo ello que la información analizada es independiente y está idénticamente distribuida, y el sistema hidrológico que la produce se considera estocástico, independiente del espacio y tiempo (Chow et al., 1994).

### **2.8.1. Evaluación de datos pluviométricos para el Análisis de Frecuencia**

Los datos pluviométricos utilizados para el análisis de frecuencia generalmente se encuentran disponibles en series máximas anuales, las cuales provienen de registros de datos diarios u horarios. Las series mencionadas contienen el valor más alto de precipitación de lluvia para cada año de registro completo.

La calidad de datos en los registros de precipitación tiende a influir en la práctica y en su interpretación en los estudios de análisis de frecuencia de máximas avenidas. Por ello, es necesario reconocer que las mediciones de precipitación contienen errores ya sean del tipo aleatorios o sistemáticos. Estos errores constan de irregularidades en la topografía,

variaciones micro climáticas que influyen en la estación de aforo; como en errores en las mediciones de precipitación puntuales.

Según la Guía de Prácticas Hidrológicas de la Organización Mundial de Meteorología – OMM (2011), es necesario realizar ajustes en datos de precipitaciones que fueron observados a intervalos diarios y/o horarios, de tal manera que se obtendrán valores cercanos a los obtenidos mediante un análisis de máximos verdaderos. La OMM recomiendan los siguientes factores:

**Tabla 3: Factor de ajuste de la frecuencia de observación diaria**

Número de Observaciones/día	1	2	3-4	5-8	9-24	>24
Factor de ajuste	1.13	1.04	1.03	1.02	1.01	1.00

*Nota: Tomado de Guía de Prácticas Hidrológicas – Volumen II. Gestión de Recursos Hídricos y Aplicación de prácticas hidrológicas – Tabla II.5.5, OMM N°168, 2011.*

### 2.8.2. Funciones de distribución usadas en Hidrología

Asignado el periodo de retorno al caudal de diseño de una obra determinada, generalmente es necesario, para conocer dicho gasto, hacer extrapolaciones a partir de los datos registrados, ya que rara vez este periodo es menor al periodo de datos. Por tanto, se genera un problema de cómo extender la tendencia de los datos ya registrados hasta el periodo de retorno deseado, es por ello que se recurre a funciones de distribución de probabilidad teóricas que pueda ajustarse mejor a los datos medidos y usar esta función para extrapolarlos (Aparicio, 1987).

#### a. Distribución Normal

Esta distribución se define:

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-u}{\sigma}\right)^2}$$

Donde:

f(x) = densidad de probabilidad

x = variable aleatoria

### b. Distribución Lognormal 2 Parámetros

Esta distribución es una extensión de la distribución Log Normal 2P1, en la cual los valores logarítmicos de una secuencia son considerados como normalmente distribuidos.

La función de distribución de probabilidad es:

$$f(x) = \frac{1}{x\sqrt{2\pi}\sigma_y} * e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(x)-\mu_y}{\sigma_y}\right)^2}$$

Donde:

$\mu_y$ ,  $\sigma_y$  son la media y la desviación estándar de los logaritmos naturales de x, es decir de  $\ln x$ , y representan respectivamente, el parámetro de escala y el parámetro de forma de la distribución.

### c. Distribución Lognormal 3 Parámetros

Esta distribución es una extensión de la distribución Log Normal 3P, en la cual los valores logarítmicos de una secuencia son considerados como normalmente distribuidos. La función de densidad de x es:

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

Para:  $x_0 < x < \infty$

Dónde:

$x_0$ : parámetro de posición en el dominio de x.

$\mu_y$ : parámetro de escala o media en el dominio de x.

$\sigma_y^2$ : parámetro de forma o varianza en el dominio de x.

### d. Distribución Pearson Tipo III

La función de densidad de probabilidad es la siguiente:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha_1 \Gamma(\beta_1)} \left[ \frac{x - \delta_1}{\alpha_1} \right]^{\beta_1 - 1} e^{-\frac{x - \delta_1}{\alpha_1}}$$

Dónde:

$\alpha_1, \beta_1, \delta_1$  = Parámetros de la función

$\Gamma(\beta_1)$  = Función Gamma.

Los parámetros  $\alpha_1, \beta_1, \delta_1$  se evalúan a partir de los datos de intensidades observadas (en este caso estimadas a partir de la lluvia máxima en 24 horas), mediante el siguiente sistema de ecuaciones.

$$\bar{x} = \alpha_1 \beta_1 + \delta_1$$

$$S^2 = \alpha_1^2 \beta_1$$

$$\gamma = \frac{2}{\sqrt{\beta_1}}$$

Dónde:

$\bar{x}$  = es la media de los datos

S2= variancia de los datos

$\gamma$ = coeficiente de sesgo, definido como:

$$\gamma = \frac{\sum (x_i - \bar{x})^3 / n}{S^3}$$

La función de distribución de probabilidad es:

$$F(x) = \frac{1}{\alpha_1 \Gamma(\beta_1)} \int_0^x e^{-\frac{x-\delta_1}{\alpha_1}} \left( \frac{x-\delta_1}{\alpha_1} \right)^{\beta_1-1} dx$$

Sustituyendo  $y = \frac{x - \delta_1}{\alpha_1}$ , la ecuación anterior se escribe como:

$$F(y) = \frac{1}{\Gamma(\beta_1)} \int y^{\beta_1-1} e^{-y} dy$$

Esta última ecuación es una función de distribución chi cuadrado con  $2\beta_1$  grados de libertad y también  $x^2 = 2y$ , es decir:

$$F(y) = F(\chi^2 | \nu) = F\chi^2(2y | 2\beta_1)$$

La función chi cuadrado se encuentra en tablas estadísticas.



### e. Distribución Log Pearson III

Si se toman los logaritmos de la variable aleatoria y suponiendo que estos se comportan según la distribución Pearson Tipo III, se tiene la función Log Pearson Tipo III. Para la solución se sigue el mismo procedimiento que la distribución Pearson Tipo III.

La función de distribución de probabilidades es:

$$F(y) = \int_0^y \frac{y^{\beta-1} e^{-y}}{\Gamma(\beta)} dy$$

Donde:  $y = \frac{\ln x}{\beta}$

Siendo:

$\beta$  : Parámetro de escala ( $0 < \beta < \infty$ )

$\beta$  : Parámetro de forma ( $0 < \beta < \infty$ )

$\Gamma / \beta$  : Función Gamma

Sy: Desviación estándar de los valores logarítmicos.

Cs: Coeficiente de asimetría de los valores logarítmicos.

### f. Distribución Gumbel

El “valor máximo” que se quiere determinar para un determinado período de retorno se determina por medio de la expresión:

$$x = x_m + D \quad x = x_m + k \cdot s_{n-1}$$

Donde:

x: valor máximo (caudal o precipitación) para un período de retorno T.

x<sub>m</sub>: media de la serie dada de valores máximos.

Dx: desviación respecto a la media, que se estima mediante el producto: k · s<sub>n-1</sub>

k: factor de frecuencia, que indica el número de veces de desviación típica en que el valor extremo considerado excede a la media de la serie.

S<sub>n-1</sub>: desviación estándar, desviación típica de los valores extremos.

El valor de la variable “k” se estima a partir del conocimiento del período de retorno en años y del número de años disponibles en la serie. Así:  $k = (y_T - y_n) / S_n$

$y_T$ : variable de Gumbel para el período de retorno T.

$y_n$ : valor que se obtiene a partir del número de años de la serie.

$S_n$ : valor que se obtiene a partir del número de años de la serie.

## 2.9. Prueba de Bondad de Ajuste

Son pruebas brindada por la estadística que nos permiten para eliminar la incertidumbre por saber cuál de las distribuciones de probabilidad se ajusta mejor más a la serie de datos analizada.

Las pruebas de bondad de ajuste pueden probarse comparando los valores teóricos y muestrales de las funciones de frecuencia relativa o de frecuencia acumulada (Chow et al., 1994).

### 2.9.1. Prueba Chi Cuadrado ( $\chi^2$ )

Esta prueba fue propuesta por Karl Pearson en 1910, se aplica para verificar bondad de las distribuciones normales y log normales. Para aplicar la prueba, el primer paso es dividir los datos en un número k de intervalos de clase. Luego se calcula el parámetro estadístico:

$$D = \sum_{i=1}^k (\theta_i - \varepsilon_i)^2 / \varepsilon_i$$

Donde:

$\theta_i$ : es el número observado de eventos en el intervalo i y  $\varepsilon_i$  es el número esperado de eventos en el mismo intervalo.

### 2.9.2. Kolmogorov-Smirnov

La prueba de ajuste 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 máximo del valor absoluto, de la diferencia entre el valor observado y el valor de la recta teórica del modelo, es decir:

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

Dónde:

$\Delta$ : Estadístico de Smirnov-Kolmogorov, representa el valor de la diferencia máxima existente entre la probabilidad ajustada y la probabilidad empírica.

$F(x)$ : Probabilidad de distribución teórica.

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

La prueba requiere que el valor  $\Delta$  calculado con la expresión anterior sea menor que el valor tabulado  $\Delta\alpha$  para un nivel de probabilidad requerido. Esta prueba es fácil de realizar y comprende las siguientes etapas:

El estadístico  $\Delta$  es la máxima diferencia entre la función de distribución acumulada de la muestra y la función de distribución acumulada teórica escogida.

Se fija el nivel de probabilidad  $\alpha$ , valores de 0.05 y 0.01 son los más usuales.

El valor crítico  $\Delta_0$  de la prueba debe ser obtenido de tablas en función de  $\alpha$  y  $n$ .

Si el valor calculado  $\Delta$  es mayor o igual que el  $\Delta_0$ , la distribución escogida se debe rechazar.

### 2.9.3. Error cuadrático Mínimo

Para seleccionar la función de distribución de eventos extremos máximos, existen dos métodos: gráfico y analítico, el primero consiste en inspeccionar un gráfico donde se hayan colocado las diferentes funciones de distribución, junto a los puntos medidos, la mejor función de distribución que se selecciona será la que se apege visualmente mejor a los datos medidos. El segundo método es el analítico, que es el del error cuadrático mínimo, consiste en calcular para cada función de distribución el error cuadrático, con la siguiente expresión.

$$C = \left[ \sum_{i=1}^n (x_{e_i} - x_{o_i})^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

Donde  $x_{e_i}$  es el  $i$ -ésimo dato estimado y  $x_{o_i}$  es el  $i$ -ésimo dato calculado con la función de distribución bajo análisis, la función seleccionada será el de menor valor.

## 2.10. Determinación de Intensidad – Duración Frecuencia

Las curvas de intensidad-duración-frecuencia, se han calculado indirectamente, mediante la siguiente relación:

$$I = \frac{K T^m}{d^n}$$

Dónde:

I = Intensidad máxima (mm/min)

K, m, n = factores característicos de la zona de estudio

T = período de retorno en años

d = duración de la precipitación equivalente al tiempo de concentración (min)

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

$$\text{Log (I)} = \text{Log (K)} + m \text{Log (T)} - n \text{Log (t)}$$

$$\text{O bien: } Y = a_0 + a_1 X_1 + a_2 X_2$$

Dónde:

$$Y = \text{Log (I)}, \quad a_0 = \text{Log K}$$

$$X_1 = \text{Log (T)} \quad a_1 = m$$

$$X_2 = \text{Log (t)} \quad a_2 = -n$$

Los factores de K, m, n, se obtienen a partir de las intensidades máximas calculadas, mediante regresión lineal múltiple.

## 2.11. Estimación de Caudales Máximos

Chow et al. (1994), define la crecida máxima probable como la mayor corriente que puede esperarse suponiendo una coincidencia completa de todos los factores que producirán la máximas lluvias y máxima escorrentía.

Los caudales máximos referidas a un determinado periodo de retorno pueden ser estimados por diferentes métodos teniendo en cuenta la disponibilidad de registros hidrometeorológicos. Cuando no se cuenta con datos de caudales suficientes, se utilizan las precipitaciones como dato de entrada para calcular el caudal, bajo el criterio de que cuando

ocurre la precipitación, la cuenca se humedece infiltrándose una parte a al subsuelo y luego de un tiempo se convierte en un flujo superficial que permite calcular un caudal a diferentes periodos de retorno (MTC, 2008).

### **2.11.1. Método racional**

Este método se aplica normalmente a cuencas pequeñas y los resultados obtenidos así son aceptables para dichos casos. Sin embargo, también es empleado en cuencas de tamaño medio si se hacen las hipótesis mínimas requeridas. Para estimar caudales máximos a través del método racional se considera que la lluvia cae con una intensidad uniforme en toda la cuenca y que el valor del coeficiente de escorrentía representa toda el área de la cuenca. Una vez estimados todos los parámetros necesarios para el cálculo de los caudales máximos, se procede a su estimación partir de la siguiente ecuación:

$$Q_p = 0.2178 * C * I * A$$

Donde  $Q_p$  es el caudal máximo en  $m^3/s$  para el periodo de retorno  $Tr$  dado,  $C$  es el coeficiente de escorrentía,  $I$  es la intensidad en  $mm/h$ ,  $A$  es el área que está dada en  $km^2$  (Vélez et al., 2013).

### **2.11.2. Método empírico**

Emplea una ecuación sencilla para la estimación del caudal máximo en  $m^3/s$ , en la que se relaciona la lluvia con un período de retorno de 10 años,  $P_{10}$ , el periodo de retorno  $Tr$  y el área de la cuenca  $A$  en  $km^2$ :

$$Q_p = 0,06 * P_{10} * Log(Tr) * A^{0.75}$$

Los métodos empíricos sólo sirven para dar una idea sobre el orden de magnitud de los caudales máximos.

### 2.11.3. Hidrograma unitario

El hidrograma es un gráfico que muestra la variación en el tiempo de alguna información hidrológica; siendo el hidrograma unitario de una cuenca, el hidrograma de escorrentía directa que se produciría en la salida de la cuenca si sobre ella se produjera una precipitación neta unidad de una duración determinada (por ejemplo, 1 mm durante 1 hora). Es desarrollado a partir de la información de lluvia y de caudal en una cuenca y se aplica sólo para la cuenca.

El hidrograma unitario es el método lineal propuesto por Sherman en 1932, como un hidrograma típico para la cuenca. Se denomina unitario puesto que, el volumen de escorrentía bajo el hidrograma se ajusta generalmente a 1 cm (ó 1 pulg).

El hidrograma unitario se puede considerar como un impulso unitario en un sistema lineal. Por lo tanto, es aplicable el principio de superposición; 2 cm de escorrentía producirán un hidrograma con todas las ordenadas dos veces más grandes que aquellas del hidrograma unitario, es decir, la suma de dos hidrogramas unitarios.

Matemáticamente, el hidrograma unitario es la función Kernel  $U(t-T)$  dada por:

$$q(t) = \int i(t)U(t - T)dt$$

Donde:

$q(t)$ : función del hidrograma de salida

$i(t)$ : función del hidrograma de entrada

Se debe tomar en cuenta que aun cuando las características físicas de la cuenca permanezcan relativamente constantes, las características variables de las tormentas producen cambios en la forma de los hidrogramas resultantes (Manual de Hidrología y Drenaje – MTC, 2008).

#### 2.11.4. Hidrogramas sintéticos

Además de los hidrogramas naturales, existen hidrogramas sintéticos que son simulados, artificiales los que se calculan usando las características fisiográficas y parámetros de la cuenca de estudio. Tiene como fin representar o simular un hidrograma representativo del evento hidrológico de una cuenca y así calcular el caudal pico (MTC, 2008).

##### a. Hidrograma sintético triangular del SCS

Con base en la revisión de un gran número de HU, el SCS sugiere este hidrograma donde el tiempo está dado en horas y el caudal en m<sup>3</sup>/s.cm.

El volumen generado por la separación de la lluvia en neta y abstracciones es propagado a través del río mediante el uso del hidrograma unitario.

El tiempo de recesión,  $t_r$ , puede aproximarse a:

$$t_r = 1.67T_p$$

Como el área bajo el HU debe ser igual a una escorrentía de 1 cm, puede demostrarse que:

$$q_P = \frac{2.08A}{T_p}$$

Donde:

A: Es el área de drenaje en Km<sup>2</sup>

T<sub>p</sub>: Es el tiempo de ocurrencia del pico en horas

Adicionalmente, un estudio de muchas cuencas ha demostrado que:

$$t_p = 0.6t_c$$

Donde:

t<sub>p</sub>: Tiempo de retardo (entre el centroide del hidrograma y el pico de caudal) (h)

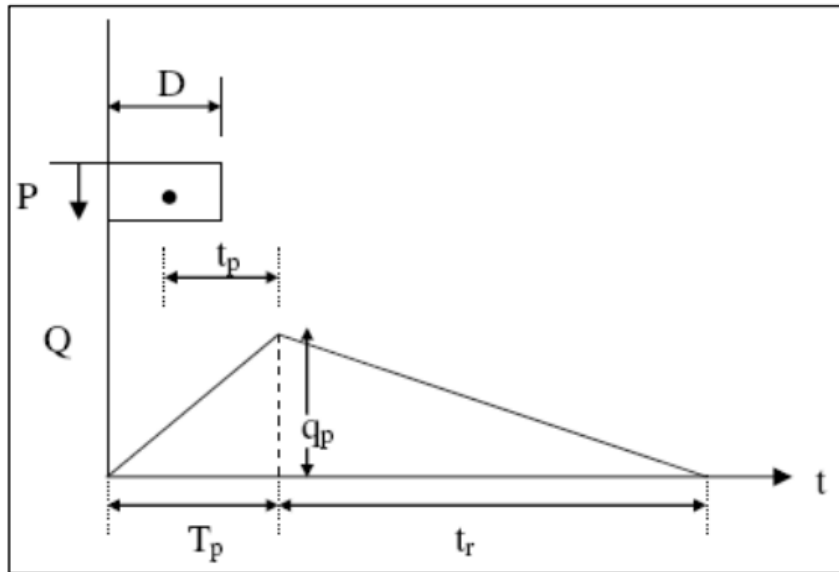
t<sub>c</sub>: Tiempo de concentración de la cuenca.

El tiempo de ocurrencia del pico,  $T_p$ , puede expresarse como:

$$T_p = \frac{D}{2} + t_p$$

Dónde:

D: duración de la lluvia (h)



**Figura 5: Hidrograma Unitario Triangular del SCS**

*Nota:* Adaptado de *Hidrología Aplicada*, Chow, V., Maidment, D. y Mays, L, 2000, Mc Graw Hill.

Este método es recomendable tan solo para cuencas de hasta a  $30 \text{ Km}^2$ . Es muy usado en cuencas sin muchos datos. Es muy usado en cuencas sin muchos datos hidrológicos (MTC, 2008).

#### b. Método Hidrograma Unitario Sintético de Snyder

Snyder definió el hidrograma unitario estándar como aquel cuya duración de lluvia  $t_r$  está relacionada con el retardo de cuenca  $t_p$  por:

$$t_p = 5.5t_r$$

El retardo de cuenca está dado por:

$$t_p(\text{hr}) = 0.75 Ct (L.Lc)^{0.3}$$



Donde:

L: Longitud del curso principal en km.

Lc: Longitud del curso principal al centro de gravedad en km.

El caudal pico por unidad de área de drenaje en  $m^3/s * km^2$  del hidrograma unitario estándar es:

$$q_P = \frac{2.75C_p}{t_p}$$

A partir de un hidrograma unitario deducido en la cuenca se obtienen los valores de su duración efectiva  $t_R$  en horas, su tiempo de retardo en la cuenca  $t_{pR}$  en horas y su caudal pico por unidad de área de drenaje  $q_{pR}$  en  $m^3/s * km^2 * cm$ .

El retardo de cuenca estándar es:

$$t_p = t_{pR} + (t_r - t_R)/4$$

La relación entre  $q_p$  y el caudal pico por unidad de área de drenaje  $q_{pR}$  del hidrograma unitario requerido es:

$$q_{pR} = q_p \frac{t_p}{t_{pR}}$$

El rango de aplicación de este método es de 30 a 30 000  $Km^2$  (MTC, 2008).

## 2.12. Modelos hidrológicos

Un modelo hidrológico es la representación del ciclo hidrológico, donde se simulan los procesos e interrelaciones tanto a nivel superficial y subsuperficial. Implica realizar mediciones u obtener datos de entrada. Las variables principales requeridos para la realización de un modelo es la precipitación y el caudal, los cuales tienen una evolución a lo largo del tiempo en su medición. Sim embargo no sucede lo mismo con otros componentes del ciclo hidrológico, sobre todo los que se encuentran bajo el suelo. La infiltración, percolación profunda, flujo subsuperficial, flujo subterráneo, etc. son procesos que se miden indirectamente por ello se generan incertidumbres respecto al funcionamiento del ciclo

hidrológico.

### **2.12.1. Sistema de Modelamiento Hidrológico HEC-HMS**

El HEC – HMS (Hydrologic Engineering Center's Hydrologic Modeling System) es un programa de simulación hidrológica del tipo evento, lineal y semi distribuido, desarrollado para estimar los hidrogramas de salida en una sola cuenca o varias subcuencas (información resultante: caudales máximos y tiempo pico) a partir de información de lluvia, aplicando para ello métodos de cálculo de transformación de lluvia a escorrentía, pérdidas por infiltración y flujo base.

El Sistema de Modelado Hidrológico es una aplicación desarrollada por el Centro de Ingeniería Hidrológica (HEC-Hydrologic Engineering Center) del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (US Army Corps of Engineers).

Con el modelo HEC-HMS, se puede simular la respuesta que tendrá la cuenca de un río en su escurrimiento superficial, como producto de la precipitación, mediante la representación de la cuenca como un sistema interconectado de componentes hidrológicos e hidráulicos.

Cada componente modela un aspecto del proceso de escurrimiento por precipitaciones dentro de una parte de la cuenca comúnmente referida como una subcuenca. Un componente puede representar una identidad de escurrimiento superficial, un canal de flujo o embalse.

La representación de un componente requiere un conjunto de parámetros que especifiquen las características particulares del componente y las relaciones matemáticas que describen el proceso físico. El resultado del proceso del modelaje es el cálculo de los hidrógrafos del flujo en sitios elegidos de la cuenca del río.

### **2.13. Modelos hidráulicos**

Una de las formas de conocer mejor el comportamiento fluvial es estudiándolo en un modelo físico, en un modelo hidráulico o, como dicen los franceses, en un modelo reducido. La enorme ventaja de un modelo hidráulico reside en que en él el flujo es tridimensional. Un modelo hidráulico es un eficaz instrumento de ayuda para el ingeniero en los casos en los

que la teoría es incompleta, inaplicable o inexistente.

Un modelo representa de una manera simplificada la complejidad de la Naturaleza. Esta simplificación, o mejor, esquematización, es completamente lícita puesto que para el planteamiento y solución de un problema se requiere "construir un modelo", es decir, simplificar la realidad. La palabra modelo no debe entenderse únicamente con el significado restringido que tiene en la Hidráulica. Modelo es toda esquematización de la realidad hecha con fines de estudio.

El estudio en modelo hidráulico permite no sólo la obtención de un diseño más seguro, sino también más eficiente y económico. Cuando no se dispone de un modelo hidráulico se toman por lo general márgenes de seguridad muy amplios, lo que encarece el proyecto. El estudio en modelo permite dar a nuestro proyecto las dimensiones justas para su funcionamiento eficiente. Otra ventaja de los modelos hidráulicos es la de poder reproducir diversidad de exigencias y de condiciones naturales (Rocha, 1998).

### **2.13.1. Sistema de Modelamiento Hidráulico HEC-RAS**

HEC-RAS es un programa de hidráulica que es utilizado para simular el comportamiento de un caudal en un canal artificial o en un cauce natural (ríos y arroyos). Es útil para determinar zonas de inundabilidad de un cuerpo de agua.

El sistema HEC-RAS contiene cuatro componentes de análisis río unidimensionales para: (1) perfil de la superficie del agua flujo constante cálculos; (2) de simulación de flujo inestable; (3) cálculos de transporte de sedimentos frontera móvil; y (4) el análisis de la calidad del agua. Un elemento clave es que los cuatro componentes utilizan una representación geométrica de datos común y rutinas de cálculos geométricos e hidráulicos comunes. Además de los cuatro componentes de análisis de río, el sistema contiene varias características de diseño hidráulicos que se pueden invocar una vez que se calculan los perfiles básicos de la superficie del agua.

HEC-RAS es un programa de hidráulica que es utilizado para simular el comportamiento de un caudal en un canal artificial o en un cauce natural (ríos y arroyos). Es útil para determinar

zonas de inundabilidad de un cuerpo de agua.

El sistema HEC-RAS contiene cuatro componentes de análisis río unidimensionales para: (1) perfil de la superficie del agua flujo constante cálculos; (2) de simulación de flujo inestable; (3) cálculos de transporte de sedimentos frontera móvil; y (4) el análisis de la calidad del agua. Un elemento clave es que los cuatro componentes utilizan una representación geométrica de datos común y rutinas de cálculos geométricos e hidráulicos comunes. Además de los cuatro componentes de análisis de río, el sistema contiene varias características de diseño hidráulicos que se pueden invocar una vez que se calculan los perfiles básicos de la superficie del agua.

## **2.14. Socavación**

Se entiende por socavación como el fenómeno hidrodinámico que consiste en la profundización del nivel del fondo del cauce de una corriente, causada por el incremento de nivel de agua en avenidas, modificaciones en la morfología del cauce o por la construcción de estructuras en dicho cauce como lo es el caso en puentes, donde se remueven las partículas sólidas del lecho fluvial. Dicho proceso ocasiona frecuentes fallas en las cimentaciones de los puentes.

### **2.14.1. Caracterización granulométrica del cauce**

El muestreo del material granulométrico del lecho del río nos permite conocer el tamaño representativo que abarque todo el espectro de tamaños presentes en éste. Para ello se debe determinar la gravedad específica y análisis granulométrico de las muestras. Dicho tamaño representativo se obtiene con el hallazgo de D50 de la distribución granulométrica o también, utilizando el diámetro medio de la distribución mediante:

El muestreo del material granulométrico del lecho del río nos permite conocer el tamaño representativo que abarque todo el espectro de tamaños presentes en éste. Para ello se debe determinar la gravedad específica y análisis granulométrico de las muestras. Dicho tamaño representativo se obtiene con el hallazgo de D50 de la distribución granulométrica o también, utilizando el diámetro medio de la distribución mediante:

$$D_m = \frac{\sum_{i=1}^n D_i \Delta p_i}{100}$$

Donde:

$D_i$ : Tamaño de partícula, donde  $i$  % es el porcentaje en peso de las fracciones de partículas cuyo tamaño es menor o igual al diámetro  $D_i$ .

$\Delta p_i$ : Porcentaje en peso del material cuyo tamaño cae dentro del intervalo de marca de clase  $D_i$ , para  $i=1$  a  $n$  intervalos.

## 2.14.2. Descripción de métodos para el Diseño de Socavación

### a. Profundidad de Socavación General

Se entiende por socavación general como el descenso del fondo del río al presentarse un gasto creciente, que a su vez genera el arrastre de sedimentos por aumento de la velocidad de flujo del agua. Dicha socavación se desarrolla en condiciones naturales.

#### • Método de Lischvan Levedlev

El método propuesto por Lischvan-Levediev es el más usado en nuestro país para el cálculo de la socavación general incluyendo el efecto de la contracción de un puente. Se fundamenta en la existencia de dos tipos de velocidades: la velocidad media de corriente y la velocidad media erosiva, la cual es la velocidad mínima que mantiene un movimiento generalizado del material de fondo, por lo que, si el suelo es cohesivo ésta velocidad es capaz de levantar el sedimento y suspenderlo. La velocidad real se da en función de las características del río (pendiente, rugosidad y tirante o profundidad del agua).

Para suelos Granulares:

$$H_s = \left( \frac{\alpha H_0^{5/3}}{0,68 \beta d_m^{0,28}} \right)^{\frac{1}{1+X}}$$
$$\alpha = \frac{Q_d}{H_m^{5/3} B_e \mu}$$

Dónde:

HS: Tirante después de la erosión, en m

H0: Tirante antes de la erosión

- $\alpha$ : Coeficiente de sección o de distribución de gasto  
 $d_m$ : Diámetro medio del material del fondo del cauce  
 $Q_d$ : Caudal de diseño,  $Q_d$   
 $H_m$ : Tirante medio de la sección,  $H_m$   
 $B_e$ : Ancho efectivo  
 $\beta$ : Coeficiente de frecuencia  
 $\mu$ : Coeficiente de contracción  
 $X$ : Coeficiente que depende del diámetro medio de las partículas

Dicha expresión no considera el efecto de la contracción del flujo debido a la presencia de estribos y pilares, ni el peso específico del agua durante la creciente, por lo que es necesario hacer uso de factores de ajuste para evaluar un puente. Generalmente el factor de corrección por contracción  $\mu$  es menor que 1 y contribuye al incremento de la profundidad de socavación.

**Tabla 4: Factor de corrección por contracción del cauce  $\mu$**

V (m/s)	LUZ LIBRE (m)												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
<1.0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1	1	1	1	1	1
1.5	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1	1	1
2	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1
2.5	0.9	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1
3	0.899	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.5	0.87	0.9	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
>4	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Tomado de: *Ballido y Rodríguez, 1992.*

Donde:

V: Velocidad media en la sección transversal.

$\mu$ : 1.0, Si no se evidencia obstáculos.

## b. Profundidad de Socavación local en estribos

### • Método de Liu

El método se basa en una ecuación resultante de estudios de laboratorio y análisis dimensional realizado en 1961 y se aplica para:

- Socavación en lecho móvil
- Estribos que se proyectan dentro del cauce principal

- Inexistencia de flujo sobre las bancas del cauce de inundación
- Largo del estribo menor que 5 veces la profundidad media del agua ( $L/h < 25$ ).
- Flujo subcrítico
- Lecho de cauce arenoso
- Las ecuaciones poseen factor de corrección K, para considerar el efecto del ángulo de ataque de flujo.

$$S_G = KL^{0.40} Y_{H2O}^{0.60} F_r^{0.33}$$

Donde:

SG : Profundidad de socavación máxima (m).

YH20 : Tirante aguas arriba

K : Coeficiente de corrección por forma del estribo, para estribos con pared vertical

Kf = 2.15

L : Longitud del estribo que se opone al paso del agua (Componente de la longitud del estribo en la dirección del flujo)

Fr : Número de Froude.....  $F_r = \frac{v}{\sqrt{gh}}$

• **Método de Blench**

Este método se basa en la Teoría de Régimen, donde se propone la ecuación siguiente para hallar la profundidad de socavación para un gasto dado:

$$S_G = 0.476 \left( \frac{Q}{f} \right)^{1/3} \quad S_L = 0.7 \left( \frac{Q}{f} \right)^{1/3} \quad f = 1.76 \sqrt{D_{50}}$$

Donde:

SG: Socavación general.

SL: Socavación Local.

h: Profundidad de socavación máxima (m),  $ST = SG + SL$ .

Q: Descarga Total (m<sup>3</sup>/s).

f: factor de sedimento.

D50: Diámetro medio de las partículas del lecho (mm).

### **III. DESARROLLO DEL TRABAJO**

#### **3.1. Generalidades del proyecto**

El estudio de Ingeniería básica del presente estudio se desprende de los Términos de Referencia de la Contratación denominada “Rehabilitación de Puentes Paquete 10 – Obra 2: Piura 4: Puente El Higuerón y Accesos, Puente Chalaco y Accesos, Puente Sondorillo y Accesos”.

La finalidad de la ejecución del proyecto en mención permitirá asegurar la conectividad vial terrestre de modo adecuado y seguro en varios corredores vales de la Red Vial Vecinal, desarrollando la infraestructura de puentes del país en condiciones de competitividad, continuidad, fluidez y seguridad, rehabilitándose estructuras en mal estado y/o colapsadas en las zonas afectadas por el Fenómeno del Niño Costero – (FEN 2017) y para garantizar la seguridad del usuario, enmarcados dentro del Plan Integral para la reconstrucción con Cambios (PIRCC).

##### **3.1.1. Antecedentes de diagnóstico**

Acorde con la información registrada en el catastro de datos del PIRCC, y en la evaluación de campo efectuado en las estructuras afectadas por el Fenómeno El Niño Costero 2017, se describe el estado inicial de la estructura, además de la información acorde a los términos de Referencia (Tabla 4 y Tabla 5).

##### **a. Puente Chalaco**

De la Ficha de inspección de puentes de Provias Descentralizado del año 2017, se señala que existe un puente del tipo viga-losa de concreto armado de luz 20.0m en mal estado, simplemente apoyada en alineamiento recto, tiene insuficiente capacidad hidráulica. El estribo izquierdo del puente se encuentra ubicado entre el cauce fluvial y terraza aluvial. Los estribos presentan socavación a causa de las grandes avenidas.



El puente tiene un ancho de 4.80m con un carril de circulación de 3.40 metros, veredas de 0.70m en ambos lados y baranda metálica en cada lado. Este puente en la actualidad se encuentra colapsado debido al asentamiento en el estribo izquierdo.

Se recomienda construir el nuevo puente metálico de 70m de luz y ubicado 20m aguas abajo del puente existente.

**Tabla 5: Estado inicial y proyectado de Puente Chalaco**

<b>Puente</b>	<b>Estructura inicial</b>	<b>Estructura Proyectada</b>
<b>Chalaco</b>	Puente Viga losa de concreto armado de 20m de luz	Puente reticulado metálico tipo arco de tablero inferior, con losa de concreto armado de 70.0m de luz, de un solo tramo simplemente apoyado en alineamiento recto.

*Nota:* Descripciones acorde a la información diagnóstica de Términos de Referencia. Tomado de *Elaboración de Expediente Técnico Y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco.*

**Tabla 6: Ubicación de Puente Chalaco, según términos de referencia**

<b>Puente</b>	<b>Nombre de Ruta</b>	<b>Red Vial</b>	<b>Latitud</b>	<b>Longitud</b>
<b>Chalaco</b>	Emp. PE--1N R (Yumbe) - Altamiza-Los Bosques-Dv. Choco-Pagay-Yamango-La Loma-Flore de Agua-Piscan-Faical-Manbluque-Nuevo Progreso-Pueblo Nuevo-Linderos de Maray-Maray-Boca Negra-Emp. PE-1N R (Morropón) Referencia Rio Chalaco	PI-800	5°11'6.02" S	79°53'9.99" O

*Nota:* Descripción acorde a la información diagnóstica de Términos de Referencia. Tomado de *Elaboración de Expediente Técnico Y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco.*

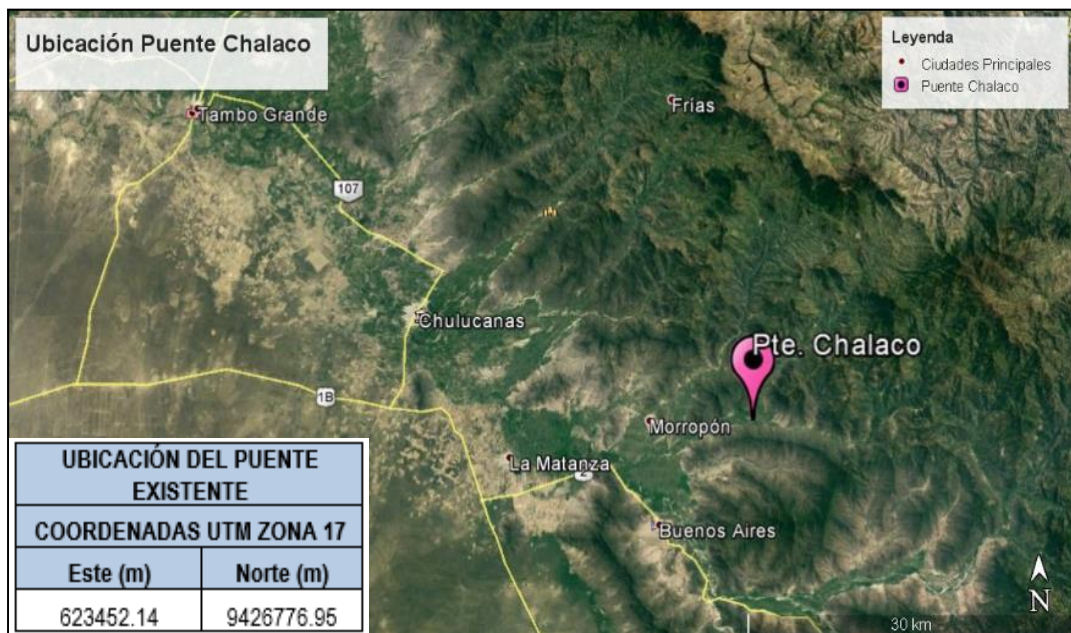
### 3.1.2. Descripción general del área de estudio

#### a. Ubicación

El Puente Chalaco presenta la siguiente ubicación:

- Departamento: Piura
  - Provincia: Morropón
  - Distrito: Santa Catalina De Mossa/Yamango
  - Zona del proyecto: Datum WGS84-Zona 17M
  - Región Natural: Sierra
  - Altitud Media: 1966 msnm.
  - Ubicación Geográfica: Este 623452.14 - Norte 9426776.96
  - Carretera: Centro Poblado Pueblo Nuevo de Maray.
- Referencia Emp. PE -1N R (Yumbe) – Altamiza – Los Bosques – Dv. Choco – Pagay - Yamango – La Loma – Flor de Agua – Piscan – Faical – Manbluque – Nuevo progreso – Pueblo Nuevo – Linderos de Maray – Maray – Boca Negra – Emp. PE-1N R (Morropón). Referencia: Rio Chalaco.

En la Figura 6 se muestra la ubicación del puente Chalaco.



**Figura 6: Ubicación del puente Chalaco**

*Nota: Tomado de Elaboración de Expediente Técnico Y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco.*

#### b. Acceso

El área del estudio se conecta a través de la carretera asfaltada de la Panamericana

Norte hasta llegar a la ciudad de Piura, siendo su recorrido el siguiente:

**Tabla 7: Distancias a zona de Proyecto - Puente Chalaco**

<b>Origen –Destino</b>	<b>Distancia (Km)</b>	<b>Tipo de Carretera</b>
<b>Lima – Piura</b>	973	Asfaltada (Panamericana Norte)
<b>Piura – La Matanza</b>	76.7	Asfaltada (1N)
<b>La Matanza – Desvío a Morropón</b>	10.8	Asfaltada (2A)
<b>Desvío a Morropón – Ciudad Morropón</b>	19.3	Asfaltada (2C)
<b>Morropón – Puente Chalaco</b>		Trocha Carrozable

*Nota: Tomado de Elaboración de Expediente Técnico Y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco.*

#### **c. Geomorfología**

El área de estudio se encuentra dentro del Valle Medio Piura, la geomorfología es representada por dos cadenas de cordilleras: Cordillera de la Costa y Cordillera Occidental de Los Andes, ambas son de naturaleza rocosa correspondientes a unidades metamórficas, intrusivas y volcánico sedimentarias con gran variedad de unidades formacionales, así como gran variedad de materiales que las componen. Estas dos unidades geomorfológicas encierran la llanura costanera, por tanto, al valle del Medio Piura. Se caracteriza por presentar un paisaje de Montañas con laderas de moderada a fuerte pendiente.

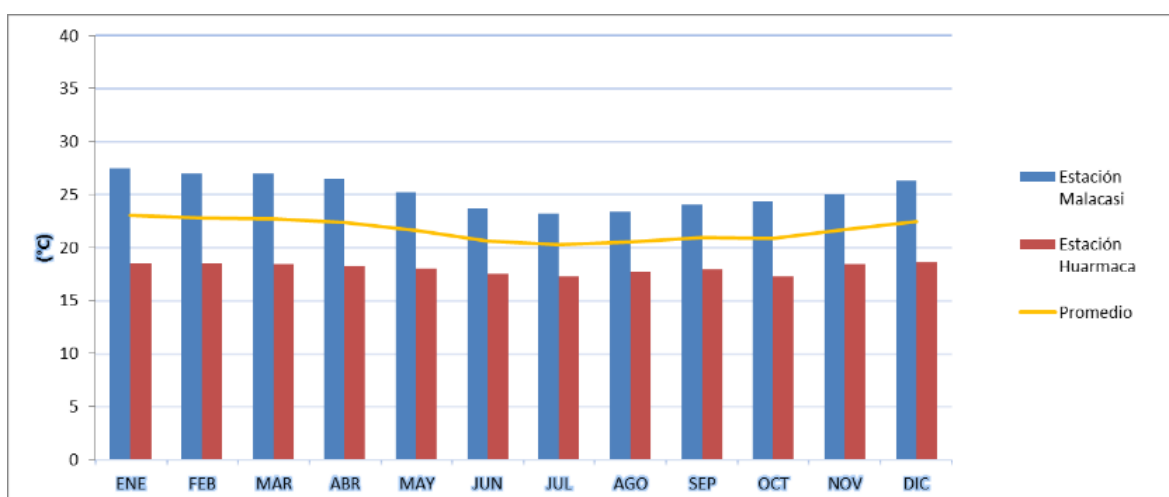
#### **d. Hidrografía**

La hidrografía de la zona de estudio se encuentra enmarcada dentro de la cuenca del río Chalaco, uno de los afluentes del Río Corrales que vierte sus aguas al Río Piura en su parte media. Dicho río se encuentra ubicado en la sub cuenca Corrales (586.6 km<sup>2</sup>) que representa el 5.4% del área total de la Cuenca Piura, en la vertiente del Pacífico. La cuenca de influencia en el estudio representa el 27% del área de la cuenca del Río Corrales, con un área de 158.2 km<sup>2</sup>. Desde el aspecto socioeconómico, el recurso hídrico es aprovechado para uso agrícola en su parte baja para beneficios de la población cercana.

### e. Clima y Meteorología

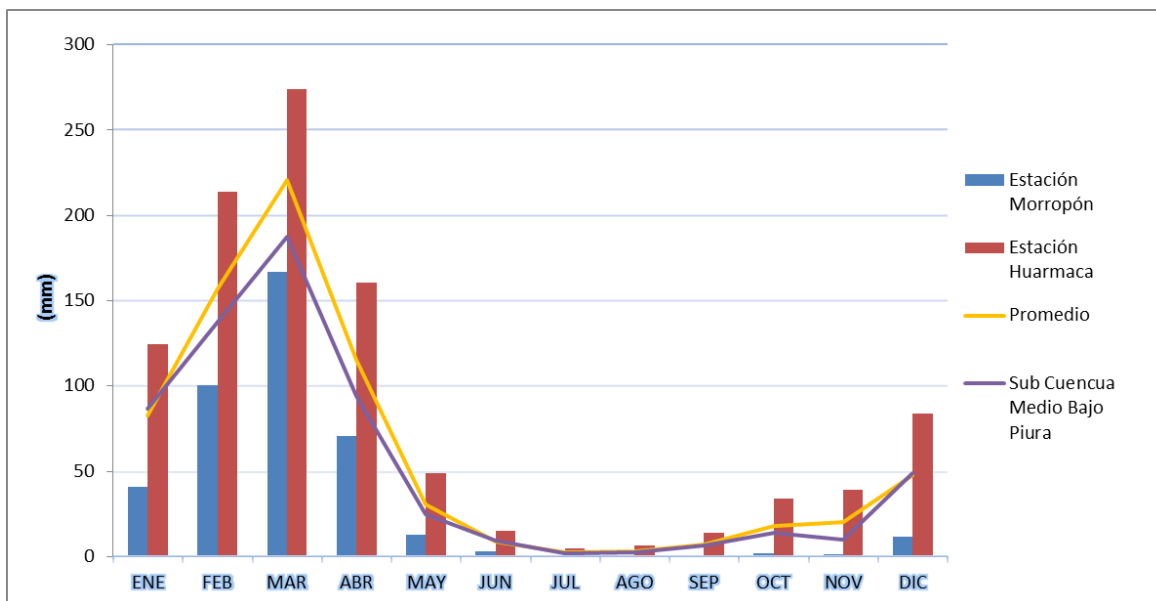
La zona de estudio presenta un clima que varía desde Templado - Cálido a Templado - Frío. La precipitación es considerable en los meses de avenida, especialmente vulnerable a efecto del fenómeno del Niño. La temperatura media anual es de 18 °C (zona alta) a 25°C (zona media a baja) según las estaciones Huarmaca (periodos 1973-2010, ANA) y Malacasi (periodos 2002-2010, ANA). Mientras que la precipitación promedio es de 400mm (parte media a baja) y 700 (parte alta) mm al año.

La descripción del clima comprende un análisis general del comportamiento temporal de los parámetros meteorológicos: precipitación y temperatura. Para dicho análisis se tomaron datos de precipitación media mensual de las Estaciones Malacasi (153 msnm, periodos 2002-2010), Morropón (128 msnm, periodos 1964-2008) y Huarmaca (2178 msnm, periodos 1964-2008), ya que estas estaciones se encuentran en diferentes pisos altitudinales (Fuente: Autoridad Nacional del Agua, Evaluación de Recursos Hídricos Superficiales en la Cuenca del Río Piura – Tomo I, 2015).



**Figura 7: Distribución Temporal de Temperatura - Estaciones Malacasi y Huarmaca.**

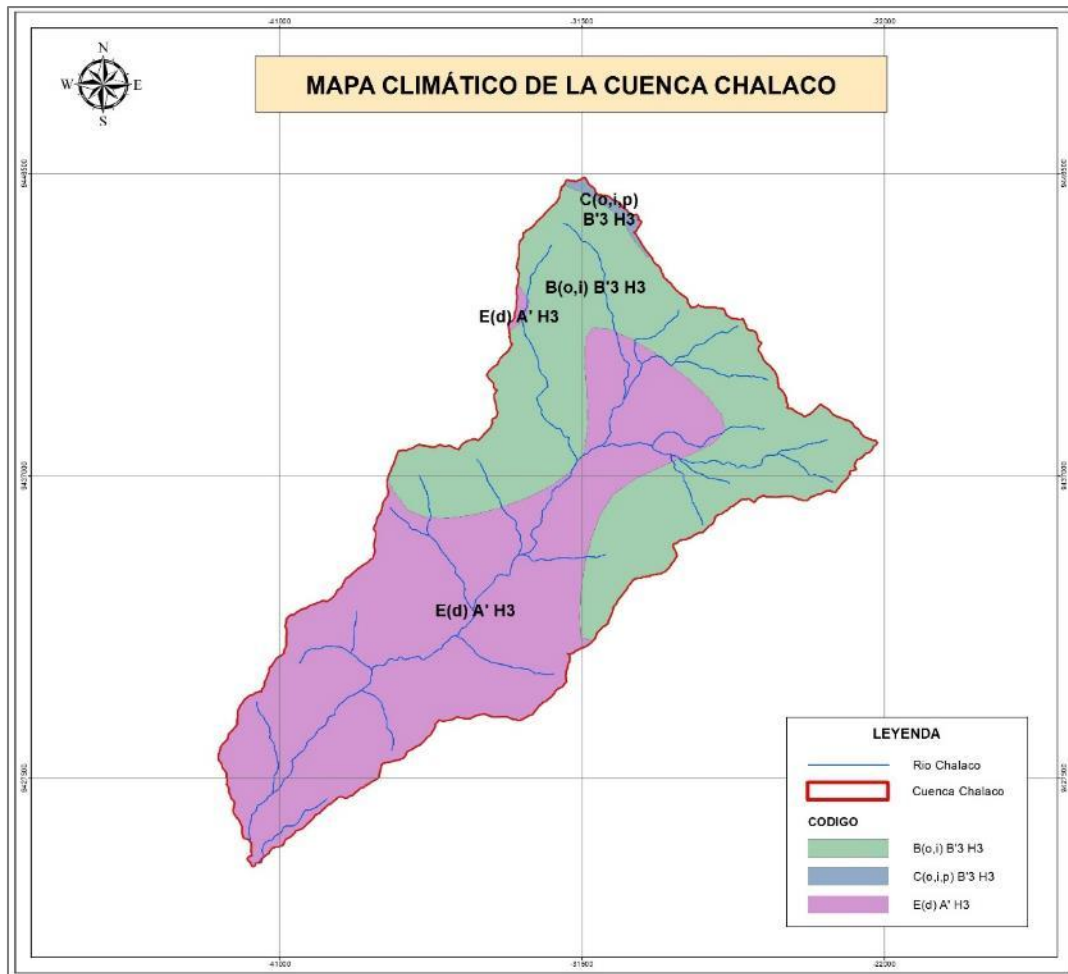
*Nota:* Tomado de Autoridad Nacional del Agua, Evaluación de Recursos Hídricos Superficiales en la Cuenca del Río Piura – Tomo I, 2015.



**Figura 8: Precipitación Media Mensual – Estaciones Morropón y Huarmaca**

*Nota:* Tomado de *Autoridad Nacional del Agua, Evaluación de Recursos Hídricos Superficiales en la Cuenca del Río Piura – Tomo I, 2015.*

Según la caracterización climática de la cuenca hidrográfica Chalaco acorde al plano de Clasificación Climática elaborado por el Ministerio del Ambiente, el 55.07% del área de la cuenca (87.12 km<sup>2</sup>) corresponde a zona desértica cálida, con deficiencia de lluvias en todas las estaciones del año y con humedad relativa, calificada como húmeda. El 44.38% del área (70.19 km<sup>2</sup>) corresponde a zona de clima semifrío, lluvioso, con deficiencia de lluvias en otoño e invierno, con humedad relativa calificada como húmeda y el 0.55% de área restante (0.88 km<sup>2</sup>) corresponde a zona semiseca, semifría, con deficiencia de lluvias en otoño, invierno y primavera, con humedad relativa calificada como húmeda, tal como se puede apreciar en la Figura 9.



**Figura 9: Mapa de clasificación climática de la cuenca Chalaco**

*Nota: Adaptado de Clasificación Climática elaborado por el Ministerio del Ambiente.*

### 3.1.3. Evaluación de campo

Con la finalidad de evaluar el comportamiento hidrodinámico de los cursos de agua existentes en el ámbito del proyecto, se realizó el análisis de las características topográficas e hidráulicas de las zonas donde los cursos de agua comprometen la estabilidad del puente en proyección, asimismo las condiciones en que se halla el Puente Chalaco, mediante la inspección en campo de dicha estructura. También se evaluó el entorno que rodea al curso de agua que intercepta la zona del proyecto.

#### a. Río Chalaco

El drenaje natural en el ámbito de la zona en estudio está constituido por el río Chalaco, de régimen permanente, que intercepta la estructura y desagua en el Río Corrales. Durante la evaluación se observó escorrentía en dicho río (Ver Figura 11).



**Figura 10: Lecho de río Chalaco aguas arriba de Puente Chalaco**

Nota: Se observa lecho de río Chalaco con presencia de escorrentía y bolonería propia de la zona. Tomado de *Elaboración de Expediente Técnico Y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco*.

**b. Estructura Existente: Puente Chalaco**

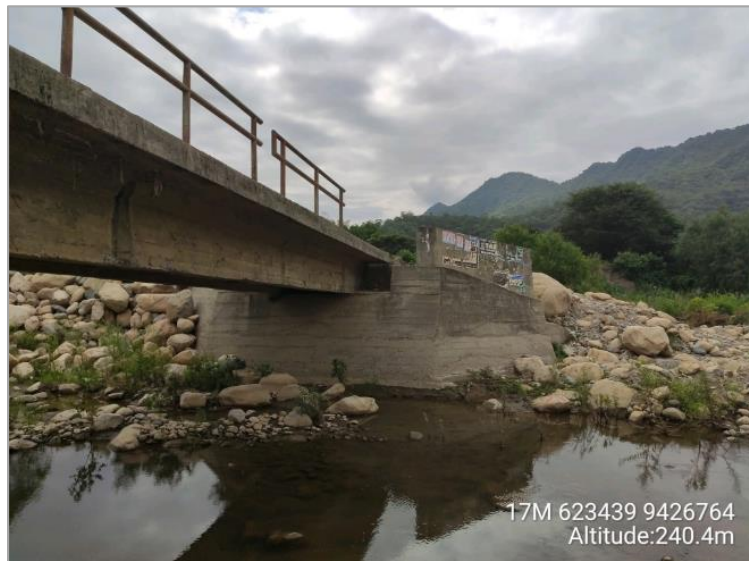
Es un puente de concreto (viga tipo losa), con una longitud total de 19.50m y 5.00m de ancho. Dicha estructura se encuentra en mal estado ya que los estribos de éste presentan erosión debido a la constante corriente de agua y arrastre de piedras. Se observa asentamiento del estribo en su lado izquierdo (ver Imagen 5), además de presentar éstos socavación en dicho estribo (ver Imagen 3) y las estructuras presentan cangrejeras (Ver Imagen 6). En la actualidad, esta estructura es de uso peatonal y de transporte de vehicular, como parte del camino vecinal que lleva al Centro Poblado Cruz Pampa.

En la inspección de campo se evidenció la capacidad hidráulica insuficiente del Puente Chalaco, ya que en época de avenidas el nivel de agua sobrepasó el nivel máximo del puente. Las aguas fluviales erosionaron el estribo del puente y la viga presenta daños.



**Figura 11: Vista Lateral de Puente Chalaco**

Nota: Tomado de *Elaboración de Expediente Técnico Y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco.*



**Figura 12: Estribo de Puente Chalaco**

Nota: Se observa erosión de estribo izquierdo de Puente. Tomado de *Elaboración de Expediente Técnico Y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco.*





**Figura 13: Vista Longitudinal de Puente Chalaco**

*Nota:* Se observa desnivel de tablero del puente producto del colapso de estribo izquierdo. Tomado de *Elaboración de Expediente Técnico Y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco.*



**Figura 14: Vista de Tablero y vía respectiva de Puente Chalaco**

*Nota:* Tomado de *Elaboración de Expediente Técnico Y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco.*



**Figura 15: Estado de estructuras del Puente Chalaco**

*Nota:* Se observa cangrejas en estribo y vigas. Tomado de *Elaboración de Expediente Técnico Y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco*

**c. Estructura existente: Canal**

Se observó un canal de concreto de sección rectangular (Canal Pueblo Nuevo), con secciones de 0.6m de ancho por 0.35m de alto en la margen derecha del Río Chalaco, debajo del Puente Chalaco. Asimismo, se evidencia la presencia de una toma aguas abajo del puente Chalaco.



**Figura 16: Canal de concreto en Puente Chalaco.**

*Nota:* El canal se encuentra ubicado en la margen derecha del Puente. Tomado de *Elaboración de Expediente Técnico Y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco.*

**d. Estructura existente: Dique de Mampostería**

Existe un dique cubierto con mampostería de piedra en buen estado de conservación, el dique tiene 30m de longitud y se ubica en la margen derecha aguas abajo del puente para proteger la entrega y derivación del canal de riego.



**Figura 17: Dique de mampostería en riberas del río Chalaco**

*Nota: Tomado de Elaboración de Expediente Técnico Y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco.*

**e. Estructura existente: Badén**

A la margen izquierda del río a una distancia de 120m existe un badén pequeño el cual será afectado con el nuevo trazo de la carretera. Este badén será reemplazado posteriormente durante la ejecución del proyecto.



**Figura 18: Vista lateral de badén cercano a puente chalaco**

*Nota: Badén cercano a la margen izquierda del río Chalaco. Tomado de Elaboración de Expediente Técnico Y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco.*

### **3.2. Metodologías empleadas**

A continuación, se presenta el esquema de metodologías utilizadas en el presente estudio (Ver Figura 19).

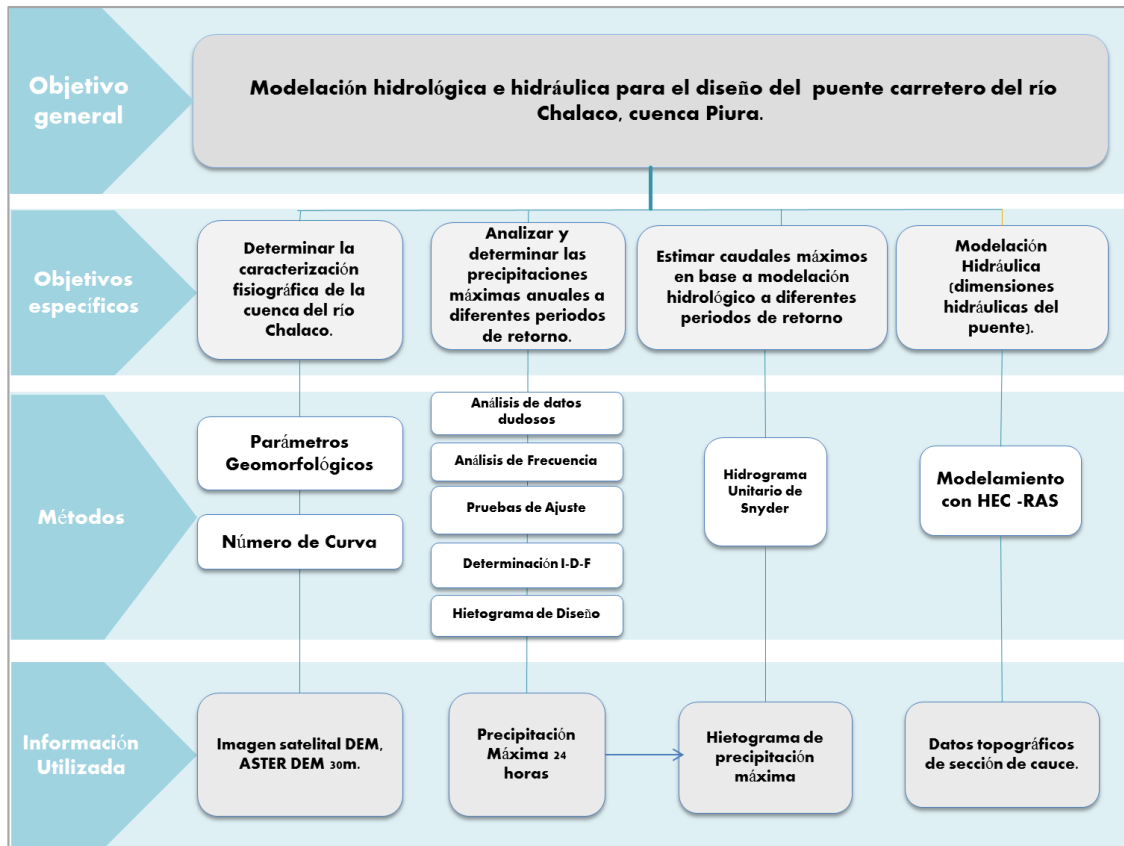


Figura 19: Esquema de metodologías utilizadas

### 3.2.1. Información utilizada

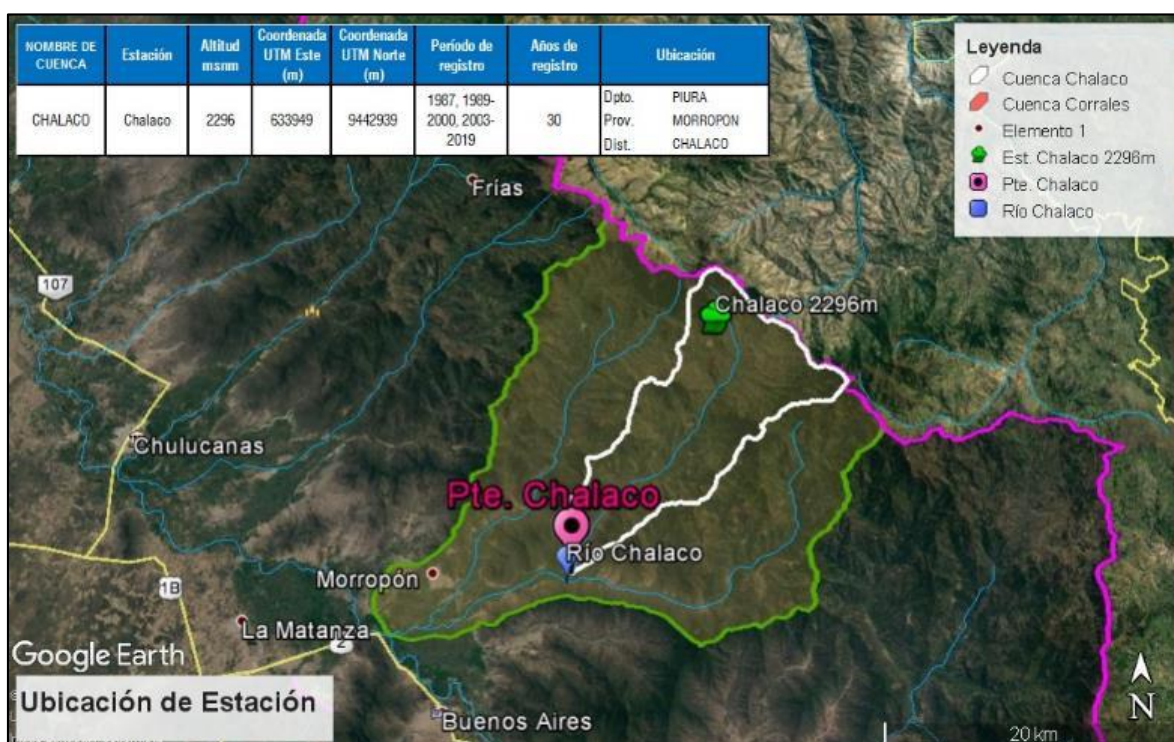
#### a. Data Hidro Meteorológica

No existen estaciones Hidrométricas en la zona de estudio, por lo que se optó por seleccionar la estación pluviométrica Chalaco que posee información completa de precipitación máxima 24 horas y se encuentra dentro de la cuenca en estudio. Dicha estación cuenta con periodo de registro de 30 años, por lo que cumple con los requerimientos mínimos para este tipo de estudios. La información fue obtenida del Servicio Nacional de Hidrología y Meteorología SENAMHI.

**Tabla 8: Estación Pluviométrica PP Max 24h Chalaco**

Estación	Altitud msnm	Latitud / Este	Longitud / Norte	Período de registro	Años de registro	Ubicación
Chalaco	2296	05°02'	79°47'	1987, 1989- 2000, 2003-2019	30	Dpto. PIURA Prov. MORROPON Dist. CHALACO

*Nota:* Estación Chalaco es la más cercana y representativa del área de estudio. Tomado de *Elaboración de Expediente Técnico Y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco.*



**Figura 20: Ubicación de Estación Chalaco**

*Nota:* Estación pluviométrica de Precipitación Máxima 24 horas seleccionada para el tratamiento de información correspondiente al modelamiento hidrológico. Tomado de *Elaboración de Expediente Técnico Y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco.*

### b. Data Topográfica

Se realizó el levantamiento topográfico de 245,000m<sup>2</sup> correspondiente al área del puente Chalaco, considerando la medición del cauce del río a 600m aguas arriba y 400m aguas abajo.

### c. Cartas Nacionales

Se utilizó información cartográfica elaborada por el Instituto Geográfico Nacional (IGN) a escala 1/100000. Las cartas utilizadas corresponden a (Ver Tabla 8):

**Tabla 9: Información Cartográfica Nacional utilizada**

<b>Código</b>	<b>Nombre</b>	<b>Escala</b>
<b>10-d</b>	Ayabaca	1:100 000
<b>11-d</b>	Morropón	1:100 000

*Nota: Tomado de Elaboración de Expediente Técnico Y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco.*

### d. Imágenes Satelitales

Fue necesario contar con el Modelo de Elevación Digital ASTER DEM (resolución 12.5m), y Google Earth Pro.

### e. Ensayo Granulométrico

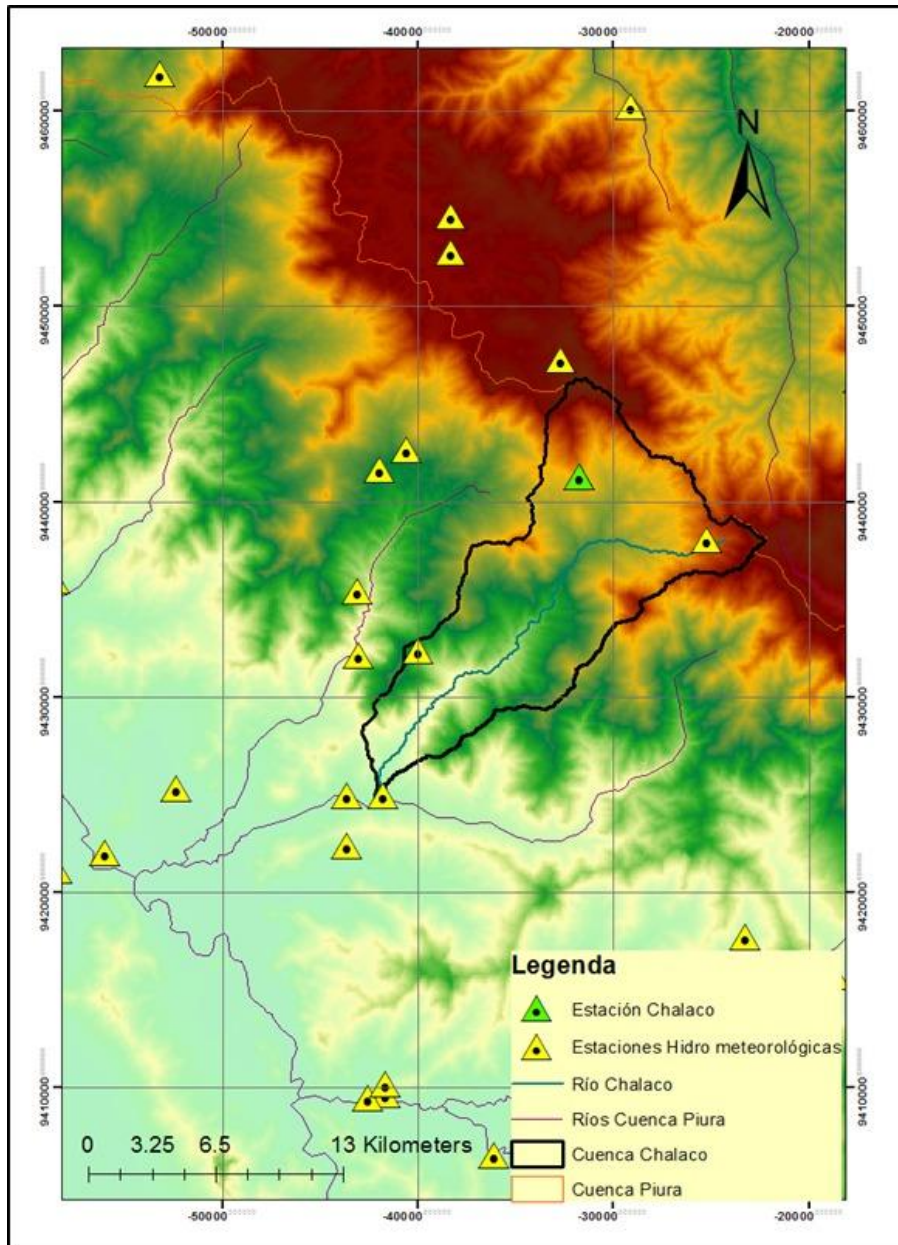
Se obtuvieron muestras del lecho de río Chalaco para obtener el Análisis granulométrico que permitió identificar el diámetro representativo del material. Dicho dato es primordial para el cálculo de socavación en el puente en estudio.

## 3.2.2. Determinación de características fisiográficas de la cuenca

La caracterización fisiográfica de la cuenca comprende las características geomorfológicas los cuales nos brindan información propia de la cuenca en estudio, estos datos son importantes ya que son parámetros a considerar en la modelación hidrológica. Dichas características se obtuvieron de la siguiente manera:

### a. Delimitación de la cuenca

Se contó con un modelo digital de terreno (DEM) con una resolución espacial de 12.5m.



**Figura 21: Ubicación de estaciones Pluviométricas cercanas a la zona de estudio**

**b. Determinación de los parámetros geomorfológicos de la cuenca delimitada**

Para ello fueron necesarios datos básicos como: área de la cuenca, perímetro de la cuenca, longitud máxima de cauce, pendiente media de la cuenca.



**Tabla 10: Parámetros Geomorfológicos de Cuenca del río Chalaco**

Estructura existente	Nombre de cuenca	Area (Km <sup>2</sup> )	Perimetro (Km)	Longitud del cauce (m)	Desnivel del cauce (m)	Cota del cauce (msnm)		Pendiente del cauce (m/m)	Altitud media (msnm)
						Máx	Mín		
Puente	Chalaco	158,189	71,032	28622.68	2832	3075	243	0,098	1659

Nota: Tomado de *Elaboración de Expediente Técnico Y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco.*

**Tabla 11: Tiempo de concentración de Cuenca del río Chalaco**

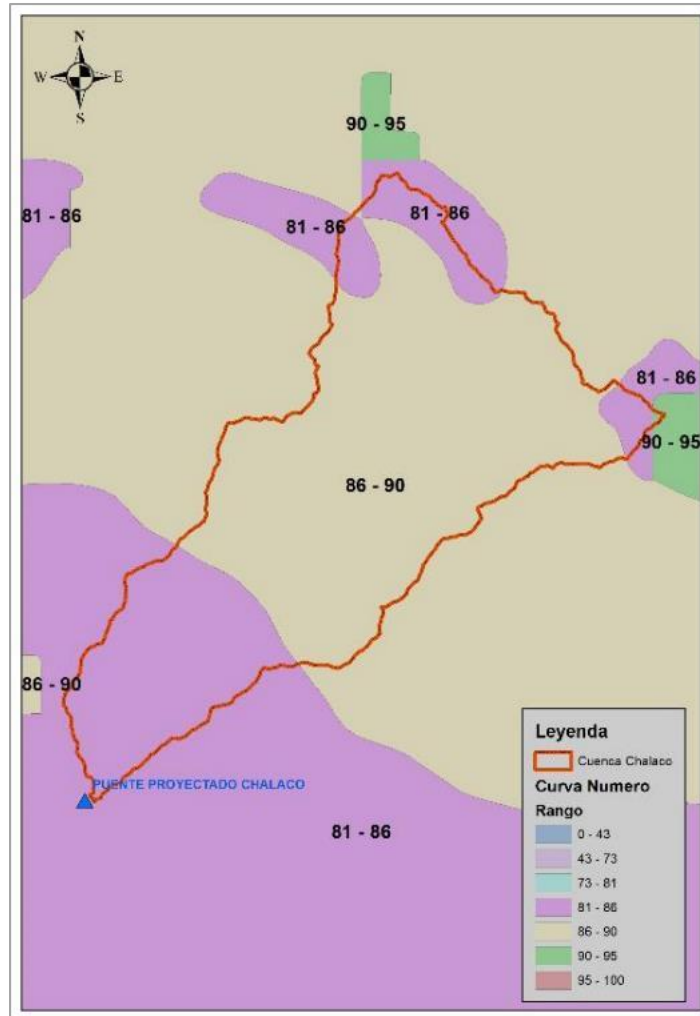
Tiempo Concentración Tc Temez		FACTOR DE FORMA (kf)	INDICE DE COMPACIDAD (Kc)
(hora)	(min)		
5,73	343.69	0,19	muy alargada
			1,59 De oval redonda a oval oblonga

Nota: Tomado de *Elaboración de Expediente Técnico Y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco.*

### c. Determinación de Número de Curva de la cuenca delimitada

Para el presente estudio se tomó los datos de CN recomendado por la Autoridad Nacional del Agua (ANA), en donde el CN en la cuenca Chalaco varía entre 81 a 90. Con fines de calibración se optó por el CN adecuado para ajustar los caudales a la huella hídrica en el modelamiento hidráulico, obteniendo un valor de 82.

En la siguiente figura se presenta los valores recomendados de CN para la cuenca Chalaco de acuerdo con el Mapa Temático de Curva Número – 2015.



**Figura 22: Valores de Número de Curva (CN) de la cuenca del río Chalaco**

*Nota: Adaptado de Mapa temático de Curva Número, Autoridad Nacional del Agua, 2015.*

### 3.2.3. Determinación de precipitaciones máximas anuales a diferentes periodos de retorno

Para ello se realizó la validación de datos y análisis del registro de precipitación máxima de 24 horas, con un periodo de por lo menos 30 años. Se realizó los siguientes pasos:

- Análisis de datos dudosos; por medio de la detección de datos “Outliers”.
- Análisis de frecuencia; Por medio de la selección de Distribución de frecuencia que represente mejor a los datos de precipitación.
- Pruebas de Ajuste; Para determinar qué tan adecuado es el ajuste de los datos a una distribución de probabilidades.
- Determinación de Intensidad, Duración, Frecuencia; por medio de la elaboración de

curva IDF.

- Determinación de Hietogramas de precipitación de diseño.
- Selección del periodo de retorno para fines de diseño hidráulico del puente.

**a. Análisis de datos dudosos**

Para el análisis de datos dudosos se utilizó el método Water Resources Council.

Se verificó que en la estación Chalaco existe un “outlier” bajo (año 1996 con 20.0 mm) el cual fue descartado del registro de datos ya que este valor puede influir de manera significativa en el ajuste de alguna distribución de probabilidades.

En la Tabla 11 se muestran los resultados de segunda prueba de datos dudosos sin considerar el registro del año 1996, con una Pp. máx. 24 horas de 20mm.

**Tabla 12: Resultado de Prueba de Datos dudosos de PP. Máx. 24 horas – Estación Chalaco**

	P24	Log (P24)
Numero de datos n	29	29
Suma $\Sigma$	1551.0	49.6502
Máximo	103.3	2.0141
Mínimo	32.4	1.5105
Promedio $\bar{x}$	53.5	1.7121
Desviación estándar s	15.4221	0.1193
Coficiente asimetría Cs	1.1656	0.2450
Cs/6 k	0.1943	0.0408

**PRUEBA DE DATOS DUDOSOS (Método Water Resources Council)**

$$n = 29$$

$$Kn = 2.549 *$$

*Kn: valor recomendado, varía según el valor de n (significancia: 10%)*

> Umbral de datos dudosos altos ( $x_H$ : unid. logarítmicas)

$$x_H = \bar{x} + Kn \cdot s$$

$$x_H = 2.0161$$

Precipitación máxima aceptada

$$PH = 10^{x_H}$$

$$PH = 103.8 \text{ mm}$$

> Umbral de datos dudosos bajos ( $x_L$ : unid. logarítmicas)

$$x_L = \bar{x} - Kn \cdot s$$

$$x_L = 1.4080356$$

Precipitación mínima aceptada

$$PL = 10^{x_L}$$

$$PL = 25.6$$

$$PL = 25.6 \text{ mm}$$

**Nota:**

Se observa que todos los valores ' P24 ' están dentro de los límites PH y PL, es decir se encuentran entre 25.6 y 103.8 mm.

\* Referencia: Tabla 12.5.3 - Hidrología Aplicada, Ven Te Chow

**Nota:** se muestran los resultados de segunda prueba de datos dudosos sin considerar el registro del año 1996, con una Pp. máx. 24 horas de 20mm. Tomado de *Elaboración de Expediente Técnico Y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco.*

En la Tabla 12 se muestran datos de precipitación máxima 24 horas corregidos con el factor 1.13, recomendado por la OMM (Organización Mundial de Meteorología) ordenados de manera ascendente.

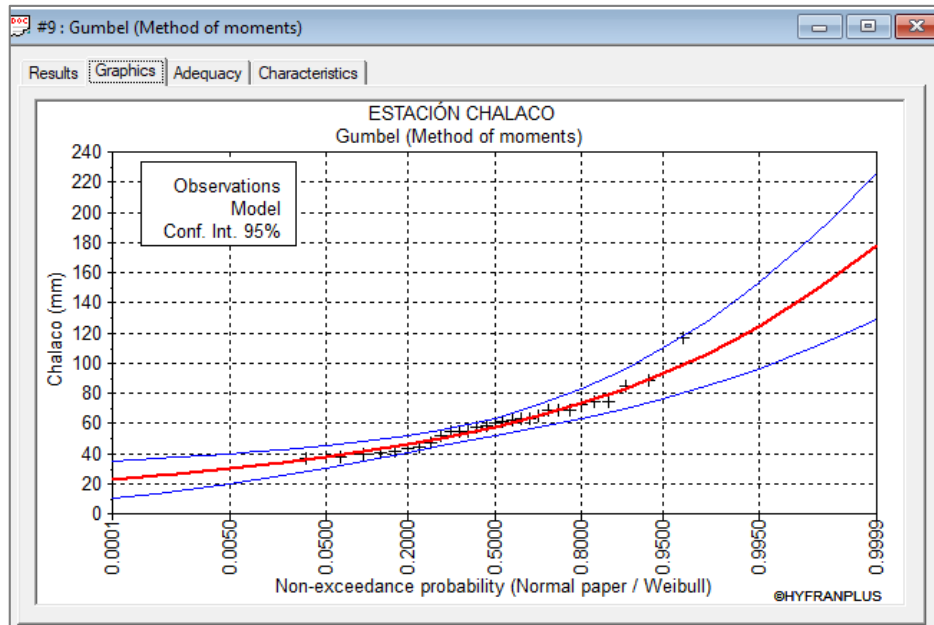
**Tabla 13: Datos de precipitación máxima 24 horas corregidos con el factor 1.13, recomendado por la OMM**

<b>Nº</b>	<b>AÑO</b>	<b>PP MAX 24 H (mm)</b>	<b>CORRECCIÓN OMM Corregido con Factor 1.13</b>	<b>Datos Ordenado</b>
<b>1</b>	1987	33.70	38.08	36.61
<b>2</b>	1989	61.00	68.93	38.08
<b>3</b>	1990	35.00	39.55	39.55
<b>4</b>	1991	48.20	54.47	40.79
<b>5</b>	1992	46.20	52.21	41.25
<b>6</b>	1993	38.00	42.94	42.94
<b>7</b>	1994	54.50	61.59	44.07
<b>8</b>	1995	56.00	63.28	46.78
<b>9</b>	1997	32.40	36.61	52.21
<b>10</b>	1998	65.40	73.90	54.13
<b>11</b>	1999	60.70	68.59	54.47
<b>12</b>	2000	56.20	63.51	54.47
<b>13</b>	2003	53.30	60.23	57.18
<b>14</b>	2004	36.10	40.79	58.42
<b>15</b>	2005	36.50	41.25	60.23
<b>16</b>	2006	47.90	54.13	61.59
<b>17</b>	2007	51.70	58.42	62.15
<b>18</b>	2008	55.00	62.15	63.28
<b>19</b>	2009	65.80	74.35	63.51
<b>20</b>	2010	103.30	116.73	64.64
<b>21</b>	2011	50.60	57.18	68.25
<b>22</b>	2012	57.20	64.64	68.59
<b>23</b>	2013	39.00	44.07	68.93
<b>24</b>	2014	64.30	72.66	72.66
<b>25</b>	2015	48.20	54.47	73.90
<b>26</b>	2016	78.10	88.25	74.35
<b>27</b>	2017	60.40	68.25	84.64
<b>28</b>	2018	41.40	46.78	88.25
<b>29</b>	2019	74.90	84.64	116.73

*Nota: Tomado de Elaboración de Expediente Técnico Y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco.*

## b. Análisis de Frecuencia de Precipitación Máxima en 24 horas

Para el presente estudio, la distribución de frecuencia que mejor se ajustó a los datos de precipitación máxima en 24 horas de la estación Chalaco fue la distribución Gumbel, como se observa en la Figura 23.



**Figura 23: Gráfico distribución de mejor ajuste – Gumbel**

*Nota:* Elección de distribución con el Software Hyfran v1.2. Tomado de *Elaboración de Expediente Técnico Y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco.*

## c. Prueba de ajuste

Para determinar qué tan adecuado es el ajuste de los datos a una distribución de probabilidades se realizó la prueba estadística de Smirnov Kolmogorov, el cual determinó el ajuste adecuado.

Para realizar la prueba de Bondad de Ajuste se utilizó el software Hyfran v1.2, el cual realiza el ajuste de función de distribución por el método de máxima verosimilitud y momentos, donde la función de probabilidad que más se ajuste a los datos analizados es la que muestra un error menor (valores BIC – Criterio de información bayesiano y AIC – Criterio de información de Akaike).

Para la estación Chalaco la función de probabilidad que más se ajusta con el método Smirnov Kolmogorov es la Función de Probabilidad GUMBEL, ya que muestra un error menor (valores BIC Y AIC).

Comparison criteria of the distributions

Return period :  WARNING ! The decision-support system ( comparison criteria as described in the HYFRAN menu ) is still being developed. It should therefore only be used as an indication.

Sample size :

Model	Nb param	XT	P(Mi)	P(Mi   y)	BIC	AIC
Gumbel (Method of moments)	2	115.098	16.67	36.84	248.656	245.922
Lognormal (Maximum Likelihood)	2	110.329	16.67	33.97	248.818	246.084
Pearson type 3 (Method of moments)	3	114.944	16.67	11.29	251.022	246.920
3-parameter lognormal (Method of moments)	3	115.038	16.67	7.76	251.773	247.671
Log-Pearson type 3 (Method of moments (BO	3	113.435	16.67	7.33	251.885	247.783
Normal (Maximum Likelihood)	2	100.984	16.67	2.82	253.798	251.064

P(Mi) : A priori probability P(Mi | x) : A posteriori probability (Method of Schwarz) BIC : Bayesian information criterion AIC : Akaike information criterion

Ponderated mean by A posteriori probability of quantiles :

**Figura 24: Criterio de comparación de distribuciones –Smirnov Kolmogorov**

*Nota:* Criterio de Comparación realizado con el Software Hyfran v1.2. Tomado de Elaboración de Expediente Técnico Y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco.

**Tabla 14: Distribución de precipitación (mm) –  
Función Gumbel (Smirnov-Kolgomorov)**

Probabilidad	Período de Retorno	Distribución
	Años	Valor
<b>0.995</b>	200	124.6
<b>0.990</b>	100	115.1
<b>0.980</b>	50	105.6
<b>0.960</b>	25	96.05
<b>0.900</b>	10	83.17
<b>0.800</b>	5	72.97
<b>0.667</b>	3	64.86
<b>0.500</b>	2	57.57

*Nota:* Tomado de *Elaboración de Expediente Técnico Y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco.*

#### d. Determinación de Intensidad – Duración - Frecuencia

- **Intensidades de Lluvia**

A partir de la precipitación máxima de 24 horas se han determinado las precipitaciones máximas instantáneas, para las duraciones de 5, 10, 15, 20, 30 y 60 minutos mediante el método indirecto DYCK PESCHKE y WEIBULL; la información fue sometida a un análisis de ajuste de frecuencia, utilizando las funciones de distribución para eventos máximos Gumbel).

**Tabla 15: Precipitaciones máximas (mm) por periodos de duración – Estación Chalaco**

TR	P. Max 24 horas	Duración en minutos					
		5	10	15	20	30	60
100	115.10	27.9	33.2	36.8	39.5	43.7	52.0
50	105.60	25.6	30.5	33.7	36.3	40.1	47.7
25	96.05	23.3	27.7	30.7	33.0	36.5	43.4
10	83.17	20.2	24.0	26.6	28.6	31.6	37.6
5	72.97	17.7	21.1	23.3	25.1	27.7	33.0
3	64.86	15.7	18.7	20.7	22.3	24.6	29.3
2	57.57	14.0	16.6	18.4	19.8	21.9	26.0

*Nota: Tomado de Elaboración de Expediente Técnico Y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco.*

- **Lluvias de Diseño**

La lluvia de diseño se agrupó en los tiempos de retorno, entre 2 a 100 años como se muestra en la Tabla 15, donde se aprecia que la profundidad de la lluvia de diseño varía según los tiempos de retorno para diferentes duraciones.



**Tabla 16: Intensidad de lluvia de diseño por períodos de duración – Estación Chalaco**

TR	P. Max 24 horas	Duración en minutos					
		5	10	15	20	30	60
100	115.10	335.3	199.4	147.1	118.5	87.5	52.0
50	105.60	307.6	182.9	134.9	108.8	80.2	47.7
25	96.05	279.8	166.4	122.7	98.9	73.0	43.4
10	83.17	242.3	144.1	106.3	85.7	63.2	37.6
5	72.97	212.6	126.4	93.2	75.2	55.4	33.0
3	64.86	188.9	112.3	82.9	66.8	49.3	29.3
2	57.57	167.7	99.7	73.6	59.3	43.7	26.0

*Nota: Tomado de Elaboración de Expediente Técnico Y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco.*

- **Cálculo de la Intensidad Duración – Frecuencia (IDF)**

Se determinó la ecuación de intensidad válida para la estación Chalaco, así como su curva IDF.

$$I = \frac{522.99 \times T^{0.17}}{t^{0.75}}$$

Dónde:

I: Intensidad de precipitación (mm/hr)

T: Periodo de Retorno (años)

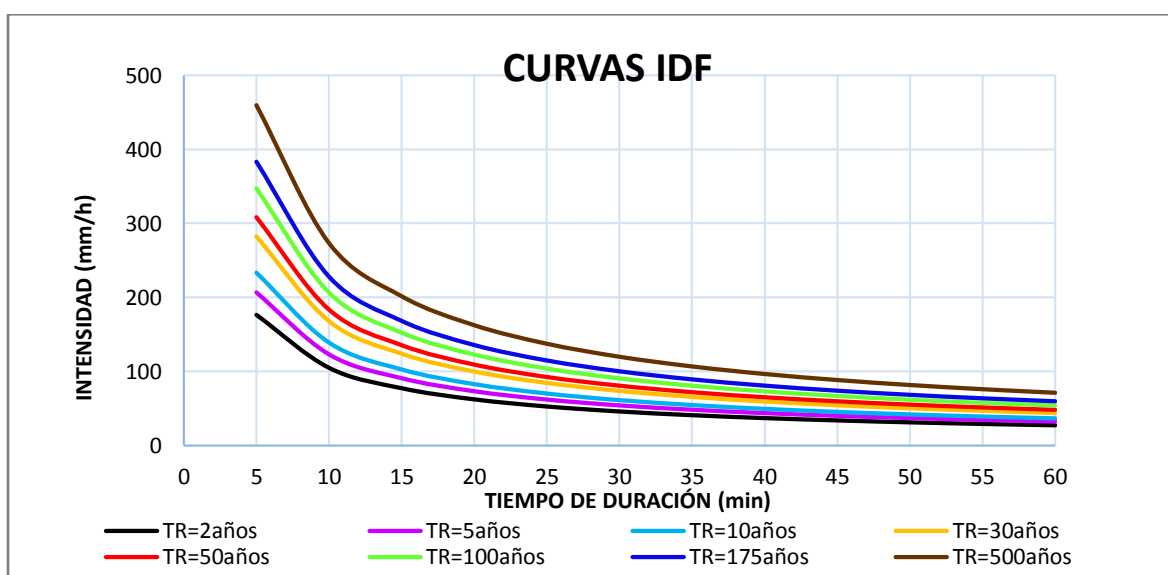
t: Tiempo de duración de precipitación (min)

En la Tabla 16 se muestran las intensidades (mm/hr) y su duración (min) para diferentes períodos de retorno, desde 2 años hasta 500 años. Asimismo, en la Figura 25 se muestra la curva IDF de la estación Chalaco.

**Tabla 17: Tabla de intensidades y tiempo de duración – Estación Chalaco**

Frecuencia años	Duración en minutos											
	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
2	176.38	104.88	77.38	62.36	52.75	46.01	40.99	37.08	33.94	31.37	29.20	27.36
5	206.75	122.93	90.70	73.10	61.83	53.93	48.04	43.46	39.79	36.77	34.23	32.07
10	233.14	138.63	102.28	82.43	69.73	60.81	54.17	49.01	44.87	41.46	38.60	36.16
25	282.05	167.71	123.73	99.72	84.35	73.57	65.54	59.29	54.28	50.16	46.70	43.75
50	308.17	183.24	135.19	108.95	92.16	80.39	71.61	64.78	59.31	54.80	51.02	47.80
100	347.51	206.63	152.45	122.86	103.93	90.65	80.75	73.06	66.88	61.80	57.53	53.90
200	382.92	227.68	167.98	135.38	114.52	99.88	88.98	80.50	73.69	68.09	63.40	59.39
500	459.35	273.13	201.51	162.40	137.38	119.82	106.74	96.57	88.40	81.68	76.05	71.25

Nota: Tomado de *Elaboración de Expediente Técnico Y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco.*



**Figura 25: Curva IDF – Estación Chalaco**

Nota: Tomado de *Elaboración de Expediente Técnico Y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco.*

**e. Selección del Periodo de Retorno**

El Manual de Hidrología y Drenaje (MTC, 2014) recomienda un riesgo admisible (R) para puentes en general de un máximo de 25%, pudiendo ser menor el riesgo, por tanto, un mayor periodo de retorno en caso se amerite acorde a diversos factores que puedan afectar la durabilidad del puente o poner en riesgo la inversión económica, vidas humanas, etc. Así mismo recomienda una vida útil de 40 años para puentes y defensas ribereñas.

En el caso del puente Chalaco, que presenta problemas de asentamiento en su

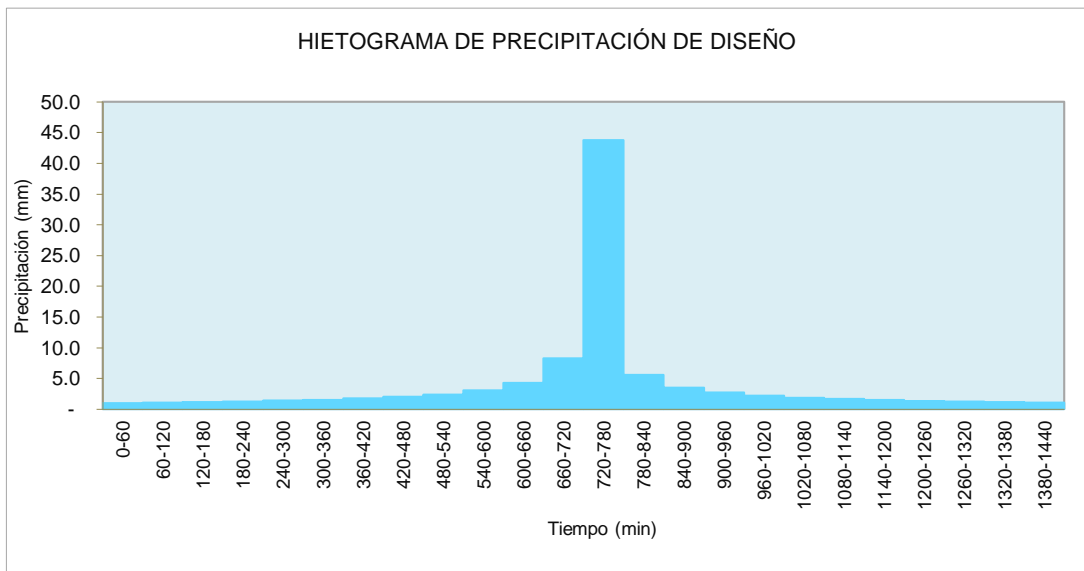
estructura y una inversión económica considerable para el nuevo puente, se ha considerado una vida útil de 50 años y un periodo de retorno de 175 años.

### 3.2.4. Modelación hidrológica

Para el cálculo del caudal de diseño, se utilizó el método del Hidrograma unitario sintético de Snyder, donde se utilizó el hietograma de precipitación como dato de entrada.

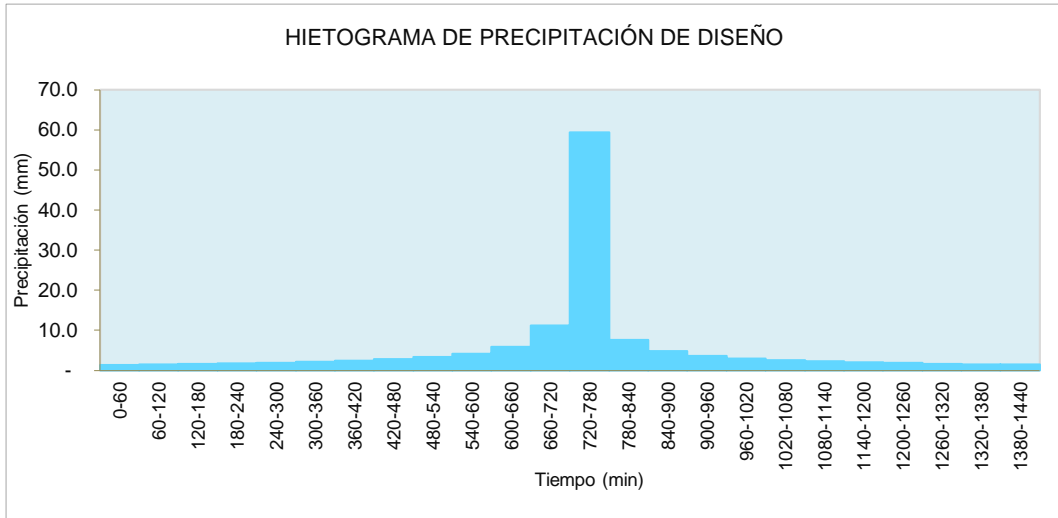
#### a. Hietograma de Precipitación de Diseño

El hietograma de precipitación de Diseño proviene de la ecuación de Intensidad validada para la estación Chalaco. Se utilizó el Método del Bloque alterno para calcular las recitaciones para tiempos de retorno de 30, 175 y 500 años respectivamente.



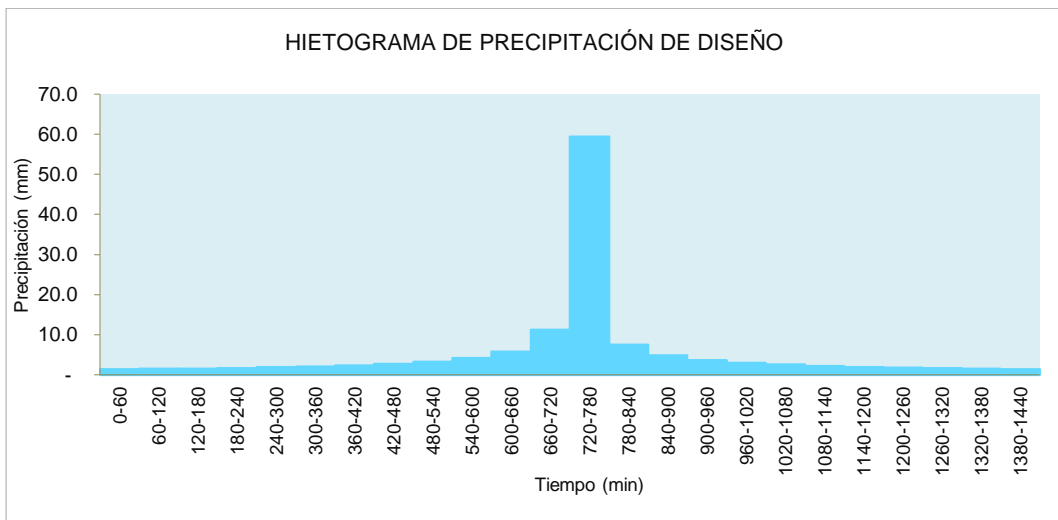
**Figura 26: Hietograma de Precipitación de Diseño - TR= 30 años. ÑKIO**

*Nota: Tomado de Elaboración de Expediente Técnico Y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco.*



**Figura 27: Hietograma de Precipitación de Diseño – TR= 175 años**

*Nota: Tomado de Elaboración de Expediente Técnico Y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco.*



**Figura 28: Hietograma de Precipitación de Diseño – TR= 500 años**

*Nota: Tomado de Elaboración de Expediente Técnico Y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco.*

### 3.2.5. Modelación hidráulica

Para la modelación hidráulica, se contó con información del eje del río (secciones transversales) y posteriormente se desarrolló la modelación unidimensional para el periodo de retorno elegido con el Programa HEC-RAS.

Se obtuvo el Nivel Máximo Extraordinario en la sección de puente, determinación de la Luz, altura y la sección hidráulica del puente.

## a. Datos de entrada para el modelamiento

- **Secciones topográficas**

Para lograr una correcta aplicación del modelo unidimensional, se utilizaron secciones transversales detalladas y se definieron tramos de análisis y separación de secciones adecuadas para la variación esperada del gradiente de energía en condición de crecientes.

Con las curvas de nivel (archivo dwg) se generó un Modelo de Elevación Digital (DME) en formato vectorial TIN (Triangulated Irregular Network) con el software ArcGIS, para posteriormente trabajar con la herramienta HEC-GeoRas y generar las secciones transversales (XS Cutlines), lo cual nos permitió importar al HecRas y hacer la simulación hidráulica.

- **Geometría de las estructuras hidráulicas**

Para el presente estudio se realizó el modelamiento sin estructura, considerando el estado actual del puente aguas arriba y aguas abajo; y el modelamiento del puente considerando la estructura proyectada.

- **Coefficiente de rugosidad de Manning**

Se utilizó el método de Cowan (Chow, 1994) para el cálculo de coeficiente de Rugosidad de Manning a partir de la separación de los siguientes factores de incidencia:

$$n = m (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)$$

Dónde:

n: coeficiente de rugosidad de Manning.

m: factor de corrección por sinuosidad del cauce (meandros).

n<sub>0</sub>: valor base, suponiendo cauce ideal.

n<sub>1</sub>: valor adicional por irregularidades superficiales.

n<sub>2</sub>: valor adicional por variaciones de forma y tamaño de las secciones transversales.

n<sub>3</sub>: valor adicional por obstrucciones.

n<sub>4</sub>: valor adicional según presencia de vegetación y condiciones del flujo.

La obtención del valor de coeficiente de rugosidad utilizado en el modelamiento se resume en la Tabla 17.

**Tabla 18: Determinación del Coeficiente Manning**

CONDICIONES DE CAUCE			VALOR	CAUCE
<b>MATERIAL</b>	Tierra	no	0.020	0.024
	Roca		0.025	
	Grava Fina		0.024	
<b>GRADO DE IRREGULARIDAD</b>	Grava Gruesa		0.028	0.005
	Despreciable	n1	0.000	
	Leve		0.005	
	Moderado		0.010	
<b>VARIACIONES EN LA SECCIÓN TRANSVERSAL DEL CAUCE</b>	Graduales	n2	0.000	0.005
	Ocasionalmente		0.050	
	Frecuentemente		0.010-0.015	
<b>EFECTO RELATIVO DE OBSTRUCCIONES</b>	Despreciable	n3	0.000	0
	Leve		0.010-0.015	
	Apreciable		0.020-0.030	
	Alto		0.040-0.060	
	Baja	n4	0.005-0.010	
	Media		0.010-0.025	
<b>DENSIDAD DE VEGETACIÓN</b>	Alta		0.025-0.050	0.005
	Muy Alta		0.050-0.100	
	Leve	m	1.000	
	Apreciable		1.150	
<b>GRADO DE SINUOSIDAD</b>	Alto		1.300	1
<b>Valor de n</b>				<b>0.039</b>

*Nota: Tomado de Elaboración de Expediente Técnico y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco.*

- **Pendiente del Cauce**

La pendiente del cauce en la zona de proyecto, para el modelamiento hidráulico se determinó de acuerdo con la topografía actual del cauce, siendo el pendiente promedio igual a 0.0197 m/m y una pendiente promedio de 0.0175 m/m aguas arriba del puente existente y 0.0199 m/m aguas abajo, tomando en cuenta el modelamiento en situación sin proyecto.

- **Altura libre o gálibo**

En los puentes sobre cursos de agua, se debe considerar como mínimo una altura libre de 1.50 m de la parte más baja del fondo de la viga de la superestructura con respecto al nivel de aguas máximas extraordinarias, NAME, que corresponde al caudal de diseño cuando el río no arrastra palizadas. Para el caso de los ríos que arrastran palizadas y troncos se considerará como mínimo la altura libre de 2.50 m. (MTC, 2014).

Para el presente estudios se recomienda utilizar Galibo mínimo de 2.5m debido a las características del río el cual arrastra material en épocas de eventos extraordinarios, este valor se ajustó en el modelamiento hidráulico con todas las estructuras proyectadas.

**b. Calibración del Modelo**

Para realizar la calibración del modelo hidráulico, se consideró la huella máxima del nivel de agua vista en campo, dicho caudal debería representar el NAME (nivel de avenidas máximas extraordinarias) por lo que se realizó una comparación de las alturas de agua del modelo y el nivel medido en la sección del puente a reemplazar. Dicho procedimiento de calibración se determinó por medio de la variación del coeficiente de rugosidad de Manning del cauce y las riberas, así se buscó que los niveles de agua simulados con el modelo coincidan con el nivel de agua de la huella hídrica que indica el nivel máximo en la estructura.

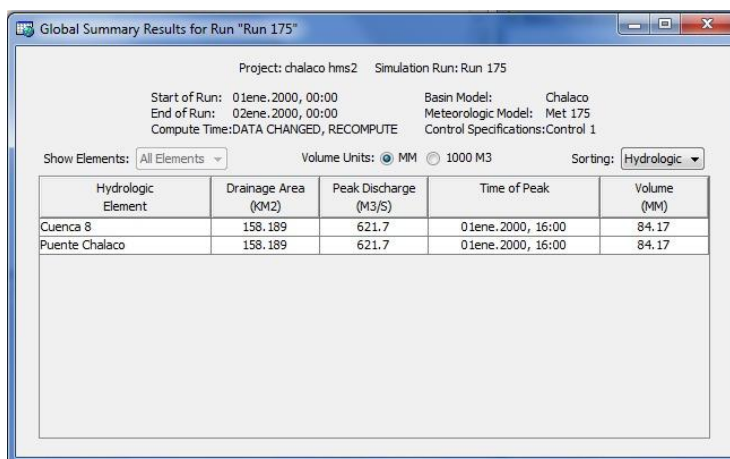
## IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

### 4.1. Modelamiento hidrológico

En la Figura 29 se presentan los resultados obtenidos de la simulación por el método Hidrograma Sintético. Snyder, con una estimación de caudal pico de 621.7 m<sup>3</sup>/s para un periodo de retorno de 175 años y 790 m<sup>3</sup>/s para un tiempo de retorno de 500 años (Figura 31), el cual es necesario para estimación de la socavación.

#### 4.1.1 Calibración del modelo

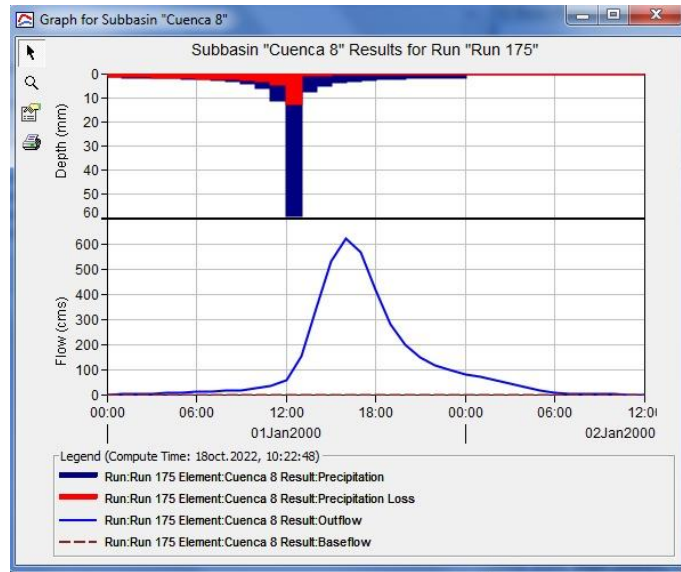
Para fines de calibración, se realizaron ajustes en el número de curva y porcentaje de impermeabilidad, los cuales representan las condiciones físicas y así reducir el porcentaje de error entre el caudal máximo simulado y el caudal de la huella de máxima inundación para un periodo de retorno de 30 años, ya que se cuenta con información de precipitaciones máximas 24 horas. Se realizó además un ajuste en el valor de CN igual a 82. Para fines de calibración, fue necesario estimar el caudal a un periodo de retorno de 30 años.



Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Cuenca 8	158.189	621.7	01ene.2000, 16:00	84.17
Puente Chalaco	158.189	621.7	01ene.2000, 16:00	84.17

**Figura 29: Simulación por el método de transformación Snyder, TR=175 años**





**Figura 30: Hietograma – Simulación por método Snyder, TR= 175 años**

Global Summary Results for Run "Run 500"

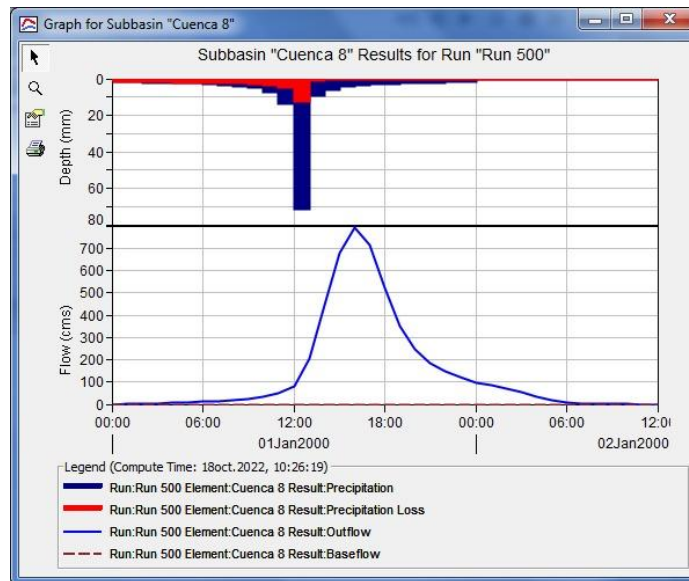
Project: chalaco hms2 Simulation Run: Run 500

Start of Run: 01ene.2000, 00:00 Basin Model: Chalaco  
 End of Run: 02ene.2000, 00:00 Meteorologic Model: Met 500  
 Compute Time: 18oct.2022, 10:11:28 Control Specifications:Control 1

Show Elements: All Elements Volume Units:  MM  1000 M3 Sorting: Hydrologic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Cuenca 8	158.189	790.0	01ene.2000, 16:00	107.11
Puente Chalaco	158.189	790.0	01ene.2000, 16:00	107.11

**Figura 31: Simulación por el método de transformación Snyder, TR=500 años**

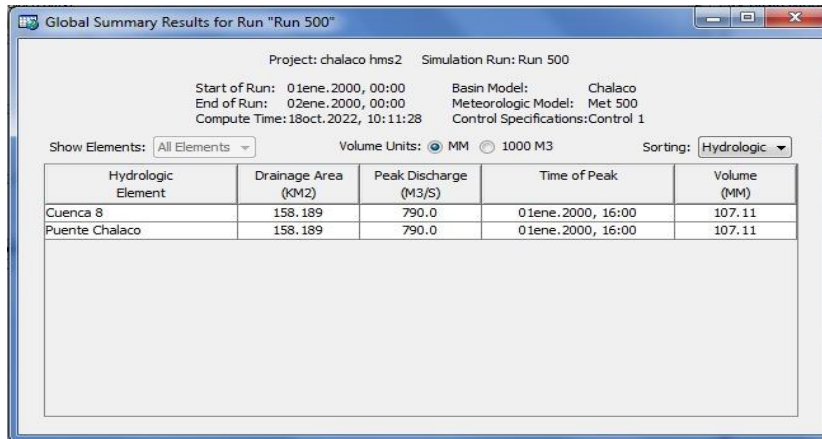


**Figura 32: Hietograma - Simulación por el método Snyder, TR=500 años**

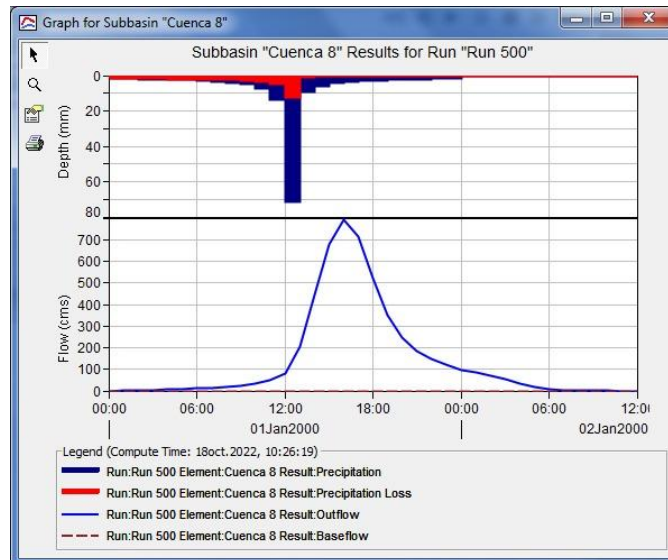


**Figura 33: Huella máxima vista en campo ubicado en estribo izquierdo de puente**

*Nota: Tomado de Elaboración de Expediente Técnico y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco.*



**Figura 34: Simulación por el método de transformación Snyder, TR=500 años**



**Figura 35: Hietograma - Simulación por el método Snyder, TR=30 años**

**Tabla 19: Caudales Calibrados en Modelamiento Hidrológico**

<b>MODELAMIENTO HIDROLOGICO CALIBRADO</b>			
<b>Hidrograma Unitario Snyder</b>		<b>Parámetros de ajuste</b>	
<b>Metodología empleada</b>	<b>Pérdida</b>	Número de Curva	82.00
		Porcentaje de Impermeabilidad (%)	16.37
	<b>Transformación</b>	Tiempo de retardo (HR)	3.44
		Coefficiente pico cota (msnm)	0.80 224.00
		Sección huella	160 623471.00
	<b>Datos de Huella Máxima</b>		Coordenadas UTM
<b>Caudal de Calibración (m3/s)</b>		TR=30 años	404.90
		TR=175 años	621.70
		TR=500 años	790.00

*Nota: Tomado de Elaboración de Expediente Técnico y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco.*

## 4.2. Parámetros morfológicos del cauce

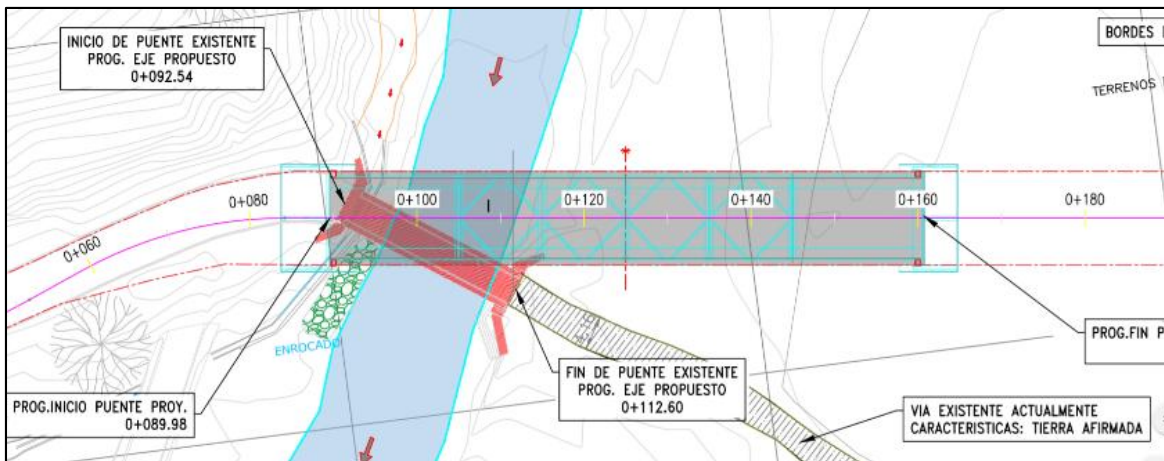
### 4.2.1. Validación de ubicación del eje de Puente

De acuerdo con el análisis multidisciplinario con las especialidades de topografía, geología y estructuras se determinó la ubicación óptima teniendo los criterios de ancho estable, cimentación de estribos, diseño vial, y afectaciones. En el siguiente cuadro e ilustración se muestra la ubicación del puente.

**Tabla 20: Coordenadas del Puente Proyectoado**

<b>UBICACIÓN DEL PUENTE PROYECTADO</b>			
<b>COORDENADAS UTM ZONA 17</b>			
<b>Inicio</b>		<b>Fin</b>	
<b>Este (m)</b>	<b>Norte (m)</b>	<b>Este (m)</b>	<b>Norte (m)</b>
<b>623454.98</b>	9426774.20	623530.32	9426765.06

*Nota: Tomado de Elaboración de Expediente Técnico y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco.*



**Figura 36: Ubicación de Puente Chalaco - proyectado**

*Nota: Tomado de Elaboración de Expediente Técnico y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco.*

#### 4.2.2. Ancho estable

Se determinó el ancho estable acorde a las ecuaciones empíricas más comunes, tomando como dato de entrada el caudal para un periodo de retorno de 175 años, características del suelo, material de composición, pendiente, etc.

El ancho estable del río Chalaco vía entre 62.75m y 110.71, considerando un caudal de diseño de 621.70 m<sup>3</sup>/s. Las dimensiones mencionadas fueron referenciales, ya que nos dan una idea del rango en que se encuentra el ancho del cauce.

**Tabla 21: Resultados de Ancho estable para puente Chalaco**

<b>DETERMINACIÓN DEL ANCHO (m)</b>	
<b>1. MÉTODO BLENCH-ALTUNIN</b>	110.55
<b>2. MÉTODO PETIT</b>	110.71
<b>3. MÉTODO SIMONS Y HENDERSON</b>	72.31
<b>4. MÉTODO MANNING STRICKLER</b>	72.79
<b>5. MÉTODO RECOMENDACIÓN PRÁCTICA</b>	62.75
<b>ANCHO MÁXIMO</b>	110.71
<b>ANCHO MÍNIMO</b>	62.75
<b>ANCHO PROMEDIO</b>	<b>85.82</b>

*Tomado de: Elaboración de Expediente Técnico y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco.*

### 4.2.3. Caracterización de erosión y/o Colmatación

Según la visita de campo realizada, se ha determinado que en la zona de estudio existe la una erosión considerable del río Chalaco, sobre todo en la margen izquierda del puente (aguas arriba), que ocasiona el asentamiento de ese estribo y una amplitud del cauce en dicho lado del puente. Mientras que la margen derecha el canal ubicado a lado del estribo derecho actúa como barrera ante una posible erosión, además de evidenciarse el acomodamiento de rocas que actúan como protección de dicha estructura en la margen derecha (aguas abajo) protegiendo ese lado del cauce del río, como se visualiza en la Figura 37.



**Figura 37: Diferencias en márgenes de puente actual – Puente Chalaco**

*Nota: Asentamiento de estribo producto de erosión (Izquierdo) y protección de estribo derecho (enrocado y canal de concreto).*



**Figura 38: Erosión de lado izquierdo de Puente actual Chalaco**

*Nota: Se evidencia asentamiento de estructura.*

Tomado de: *Elaboración de Expediente Técnico y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco.*



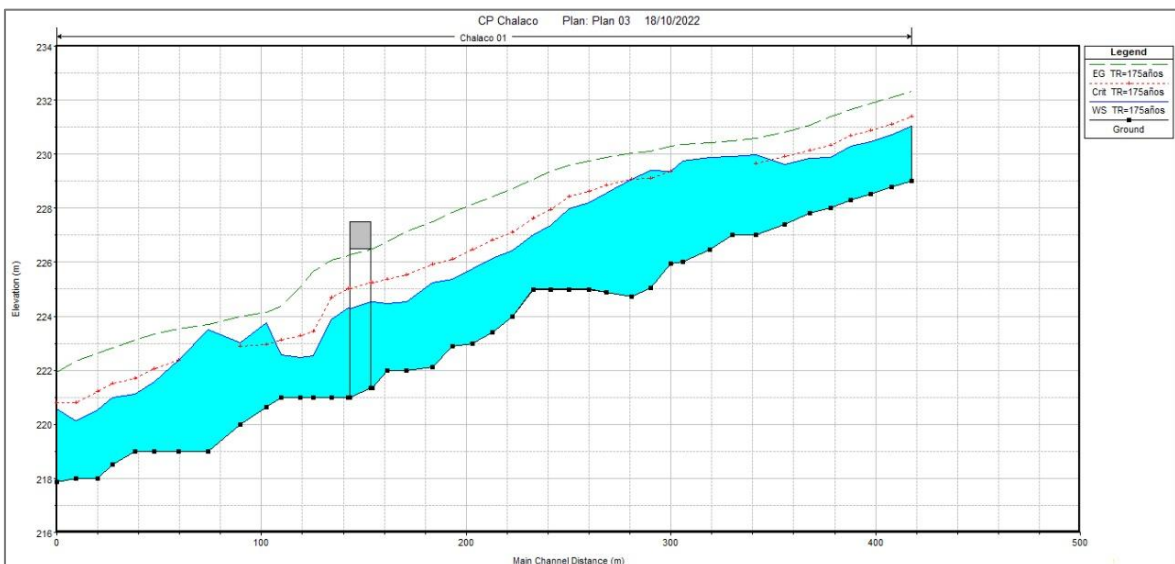
**Figura 39: Sedimentación de cauce de río en puente actual**

Tomado de: *Elaboración de Expediente Técnico y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco.*

### 4.3. Modelación hidráulica

Los resultados del modelamiento hidráulico incluyen las secciones transversales con los niveles de agua, tirantes normales, cotas de la línea de energía, velocidades y perfil de flujo, todo ello con el fin de verificar y/o determinar las dimensiones mínimas de la estructura a proyectar.

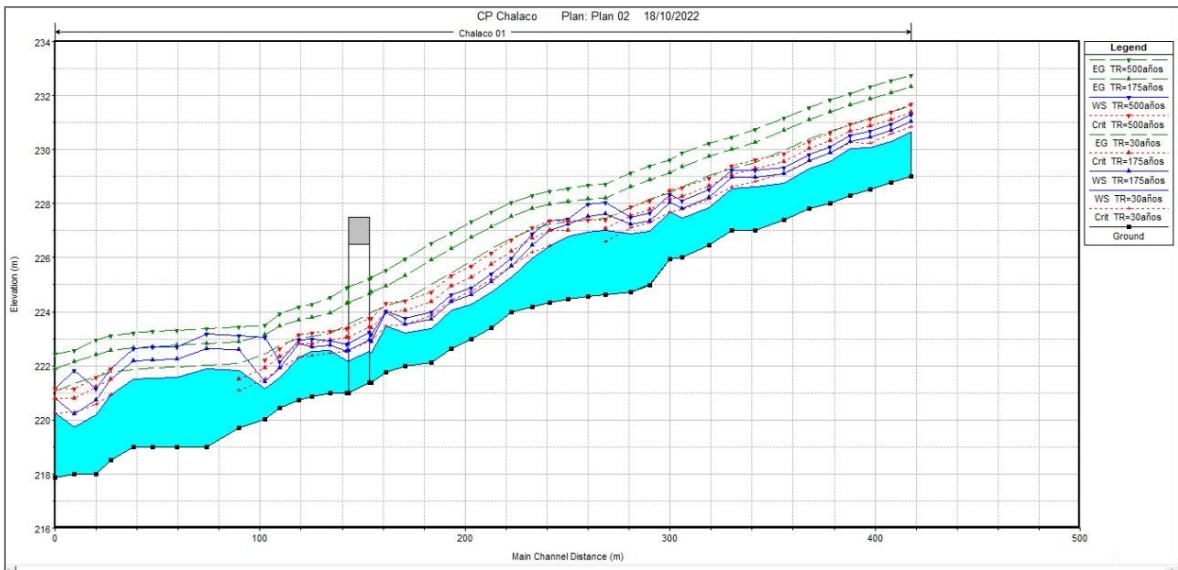
En los anexos 7 y 8 se presenta el resumen de resultados del modelamiento para las secciones cercanas al eje del puente actual y proyectado considerando un periodo de retorno de 175 años, mientras que en el Anexo 9 se tiene para un periodo de retorno de 500 años. En las figuras 40 y 41 se visualiza el perfil de flujo de río Chalaco en estado actual y con proyecto, mientras que en las figuras 42 y 43 se tiene una vista tridimensional del nivel de agua en el río ambos en estado actual y en una situación con proyecto. En las Figuras posteriores se presentan los niveles de agua en las secciones aguas arriba y aguas abajo del puente en situación actual (figuras 44 y 45) y con proyecto (figuras 46 y 47). Finalmente, en la Tabla 21 se muestran los parámetros hidráulicos obtenidos en el modelamiento hidráulico en situación actual y con proyecto. Por último, se obtuvieron las dimensiones hidráulicas con el caudal de diseño estimado en el modelamiento hidrológico para el puente proyectado (Ver Tabla 22).



**Figura 40: Perfil del flujo longitudinal del río en Puente Chalaco – Estado Actual**

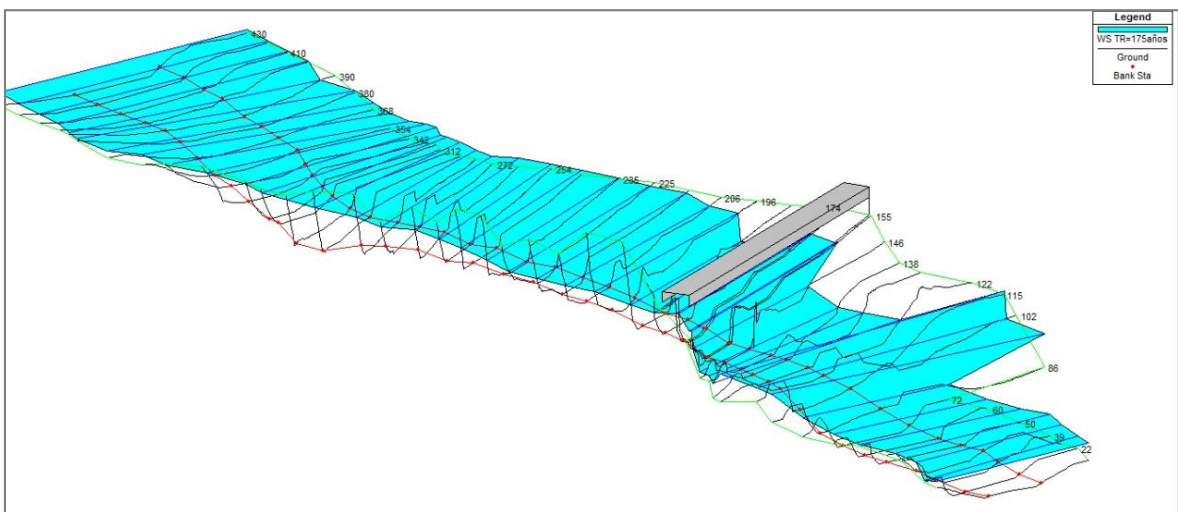
*Nota: Tomado de Elaboración de Expediente Técnico y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco.*





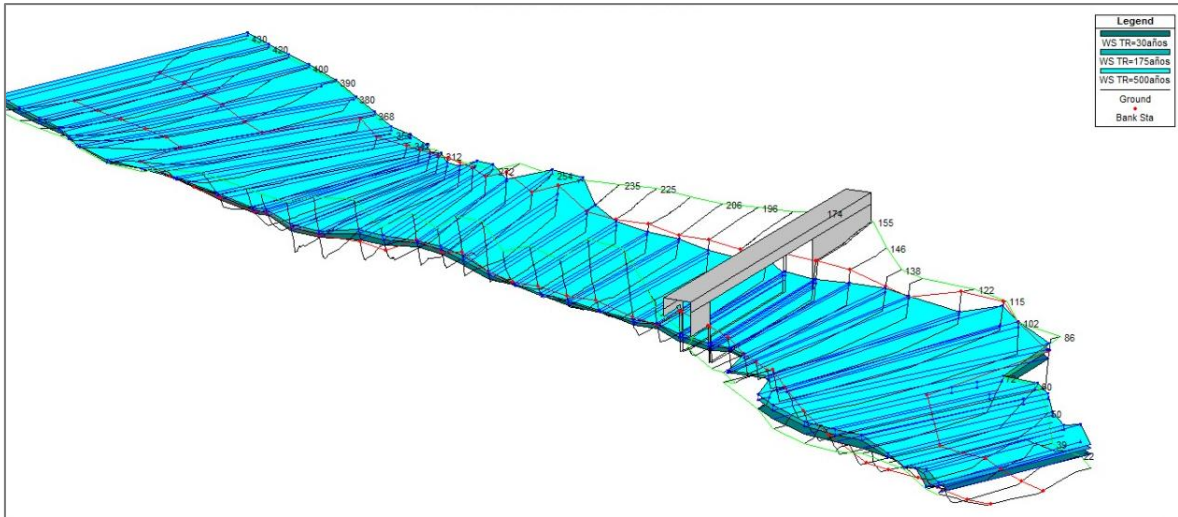
**Figura 41: Perfil del flujo longitudinal del río en Puente Chalaco – Projectado**

*Nota: Tomado de Elaboración de Expediente Técnico y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco.*



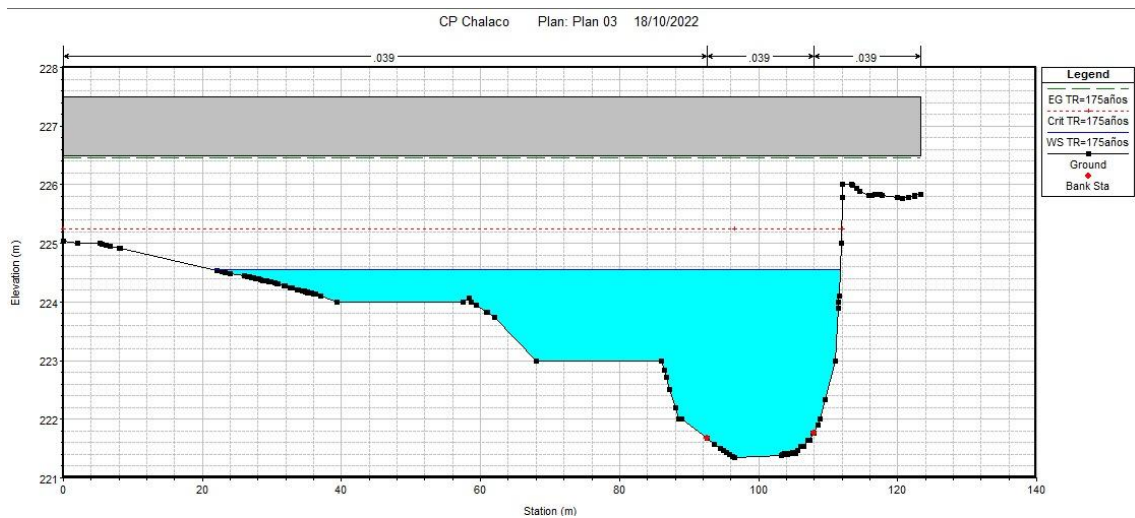
**Figura 42: Vista tridimensional de los niveles de inundación en Puente Chalaco – Estado Actual (TR=175 años)**

*Nota: Tomado de Elaboración de Expediente Técnico y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco.*



**Figura 43: Vista tridimensional de los niveles de inundación en Puente Chalaco –  
Proyectado (TR=175 años)**

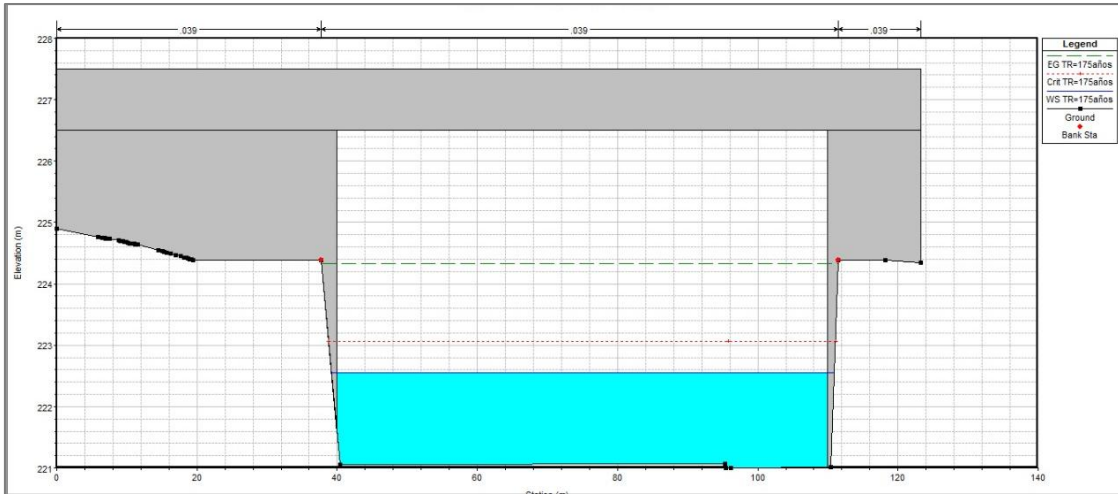
*Nota: Tomado de Elaboración de Expediente Técnico y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco.*



**Figura 44: Sección Transversal Aguas Arriba de Puente - estado actual**

*Nota: Tomado de Elaboración de Expediente Técnico y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco.*





**Figura 47: Sección Transversal Aguas Abajo de Puente Projectado**

*Nota: Tomado de Elaboración de Expediente Técnico y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco.*

**Tabla 22: Parámetros Hidráulicos en Puente Chalaco**

<b>Datos</b>	<b>Puente actual</b>	<b>Puente proyectado</b>
<b>Q diseño (TR = 175 años) m<sup>3</sup>/seg</b>	621.70	621.70
<b>NAME aguas arriba del puente (msnm)</b>	224.52	222.90
<b>NAME aguas abajo del puente (msnm)</b>	224.30	222.55
<b>Nivel Mínimo de agua - aguas arriba (msnm)</b>	221.35	221.38
<b>Nivel Mínimo de agua - aguas abajo (msnm)</b>	221.00	221.00
<b>Tirante aguas arriba (m)</b>	3.17	1.52
<b>Tirante aguas abajo (m)</b>	3.30	1.55
<b>Espejo de Agua aguas arriba</b>	89.17	69.97
<b>Espejo de Agua aguas abajo</b>	100.45	71.72

**Tabla 23: Dimensiones Hidráulicas de Puente Proyectado**

Datos técnicos	TR <sub>175</sub> = 621.70 m <sup>3</sup> /seg Puente proyectado
Luz hidráulica del puente (m)	70
Cota Fondo de Cauce (msnm)	221.38
Cota NAME (msnm)	222.90
Tirante (m)	1.52
Altura Libre o Gálibo (m)	3.5
Fondo de Viga mínima recomendada (msnm)	226.40
Altura de superestructura (m)	5.02

#### 4.4. Socavación

##### 4.4.1. Granulometría del cauce

La zona de estudio tiene, se tiene el análisis granulométrico de la muestra de suelo del lecho de río necesaria para determinar D50, utilizado para el cálculo de socavación general, como se observa en la Figura 48.

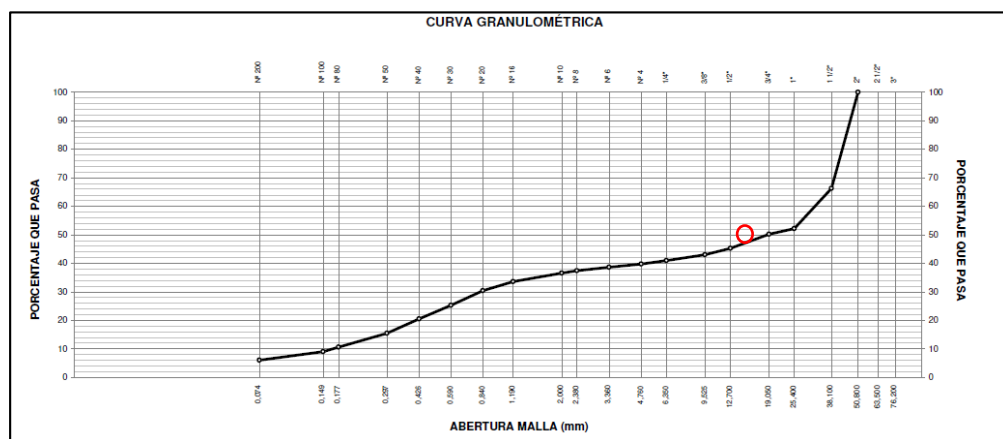
Como se muestra en la tabla de análisis granulométrico el D50, que representa el 50% de la masa de la muestra que pasa, nos brinda información que el tamaño medio de la muestra pasa por el tamiz  $\frac{3}{4}$ " o 19.00 mm de abertura.

La muestra de suelo analizado tiene un tamaño máximo de 50mm y es clasificada como Grava pobremente grabada con limo y arena (GP-GM) según clasificación SUCS (ASTM D 2487-11), así como una clasificación para el uso en vías de transporte (ASTM D 3282-09) A-1-a (0).

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS					
MALLAS		PESO RETENIDO (g)	RETENIDO PARCIAL (%)	RETENIDO ACUMULADO (%)	PASA (%)
SERIE AMERICANA	ABERTURA (mm)				
3"	75,000				
2 1/2"	62,500				
2"	50,000				100,0
1 1/2"	37,500	1425,6	33,7	33,7	66,3
1"	25,000	596,5	14,1	47,8	52,2
3/4"	19,000	84,6	2,0	49,8	50,2
1/2"	12,500	207,3	4,9	54,7	45,3
3/8"	9,500	97,3	2,3	57,0	43,0
1/4"	6,250	84,6	2,0	59,0	41,0
N° 4	4,750	50,8	1,2	60,2	39,8
N° 6	3,350	46,5	1,1	61,3	38,7
N° 8	2,360	55,0	1,3	62,6	37,4
N° 10	2,000	33,8	0,8	63,4	36,6
N° 16	1,180	126,9	3,0	66,4	33,6
N° 20	0,850	135,4	3,2	69,6	30,4
N° 30	0,600	215,7	5,1	74,7	25,3
N° 40	0,425	203,1	4,8	79,5	20,5
N° 50	0,300	211,5	5,0	84,5	15,5
N° 80	0,177	207,3	4,9	89,4	10,6
N° 100	0,150	63,5	1,5	90,9	9,1
N° 200	0,075	126,9	3,0	93,9	6,1
-200	<b>MTC E 137</b>	258,0	6,1	100,0	-

**Figura 48: Tabla de Análisis Granulométrico de Muestra de Lecho de Río – Chalaco**

*Nota: Tomado de Elaboración de Expediente Técnico y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco.*



**Figura 49: Curva Granulométrica de lecho de río Chalaco**

*Nota: Tomado de Elaboración de Expediente Técnico y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco.*

#### 4.4.2. Profundidad de Socavación General

A continuación, se presenta los resultados del análisis de socavación del puente proyectado Chalaco.

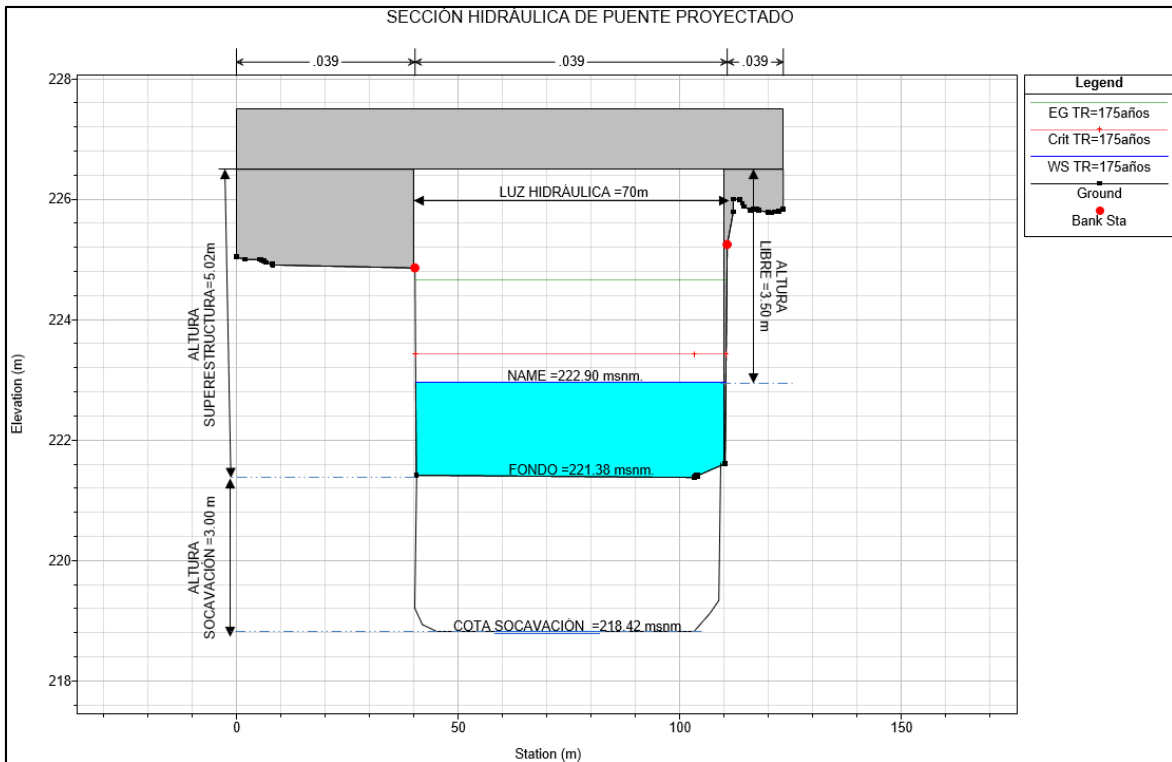
**Tabla 24: Estimación de Profundidad de Socavación – Puente Chalaco**

<b>METODO LICHTVAN - LEBEDIEV</b>			
<b>I) DATOS HIDROLOGICOS E HIDRAULICOS</b>			
Q	Descarga Máxima en (m <sup>3</sup> /s) TR 500 años		790.00
L	Luz del punte (m)		70.00
b	Ancho del pilar (m)		0.00
N	Número de pilar intermedio		0.00
b <sub>ef</sub>	Ancho efectivo (m)		70.00
A <sub>H</sub>	Area Hidráulica (m <sup>2</sup> )		126.85
R <sub>H</sub>	Tirante medio o radio hidráulico (A/b) (m)		1.81
<b>II) DATOS LABORATORIO DE ENSAYO</b>			
D <sub>50</sub>	Diámetro de los granos del lecho río (mm)		19.00
γ <sub>s</sub>	Peso volumetrico del material seco (Tn/m <sup>3</sup> )		0.00
<b>III) VALORES TABLA Y NOMOGRAMA</b>			
μ	(Para 1.0 -1.5 m/s)		0.98
Y <sub>H2O</sub>	Tirante antes de la Socavación (m)		1.79
1/(1+x)	Exponente en funcion del peso volumtrico		0.76
β	Coficiente en función del tiempo de retorno		1.05
<b>FORMULA PARA EL SUELO NO COHESIVO</b>			
$\alpha = \frac{Q_d}{R_H^{\frac{5}{3}} \cdot b_{ef} \cdot \mu}$	4.275	$H_S = \left( \frac{\alpha Y_{H2O}^{5/3}}{0.68 \beta D_{50}^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$	4.334
S <sub>G</sub>	=	H <sub>S</sub> - Y <sub>H2O</sub>	= 2.54

*Nota: Tomado de Elaboración de Expediente Técnico y Ejecución De La Obra: Rehabilitación de Puentes Paquete 10 Piura 4 – Tumbes: Obra 2: Puente Chalaco.*

Según el cálculo anterior, se tiene un valor H<sub>s</sub> de 4.334 m que representa el tirante después de la socavación y una variación de 2.54 m respecto al tirante inicial, para el puente Chalaco en estudio. Se recomienda redondear este valor a un múltiplo de 0.5m con fines constructivos, de tal manera que se tiene una socavación general S<sub>g</sub> = 3.00m.

Para el presente estudio no se ha considerado el cálculo por socavación local en estribos, ya éstos se encuentran nivelados con los taludes de las márgenes del río, no se encuentran expuestos al cauce y no obstruyen el paso del agua (Ver Figura 50), por lo que no habría presencia de socavación por contracción aguas arriba y aguas debajo de la obra proyectada. Asimismo, la profundidad de socavación local en pilares tampoco es considerado por la inexistencia de pilares en el diseño del puente proyectado.



**Figura 50: Sección Hidráulica de Puente Proyectado**



## V. CONCLUSIONES

1. Se caracterizó la cuenca del río Chalaco por medio de la obtención de parámetros geomorfológicos necesarios para la estimación de Caudales de Diseño. La cuenca estudiada posee un área de 158.19 km<sup>2</sup>, pendiente de cauce 0.119 y una altitud media de 1966 m.s.n.m. Según el parámetro de forma (kf), la cuenca del río Chalaco es de forma alargada, sujeta a crecientes.
2. Para el caso de análisis de precipitaciones máximas se eligió a la estación Pluviométrica Chalaco, por ser el más representativo de la cuenca en estudio y no contar con estaciones hidrométricas cercanas.
3. El análisis estadístico estableció la Distribución Gumbel para la estación Chalaco debido a que se ajusta satisfactoriamente a los datos de la muestra. Se utilizó la prueba de bondad de ajuste Kolmogorov – Smirnov.
4. Se seleccionó un tiempo de retorno (TR) de 175 años, con un riesgo máximo admisible del 25% recomendado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones, con una vida útil de 50 años. Ello teniendo en cuenta un riesgo de colapso en el estado inicial del puente.
5. Posterior al tratamiento de información, se obtuvo el hietograma de diseño para periodos de retorno de 30, 175 y 500 años, los cuales son necesarios para la estimación de caudales de diseño de estructuras como drenes, puentes y para el cálculo de socavación respectivamente.

6. En el modelamiento hidrológico se realizó la calibración por medio de ajustes en el número de curva que nos ayudó a reducir el porcentaje de error respecto al caudal de huella máxima.
7. Se determinó el caudal de diseño para diferentes periodos de retorno, siendo el caudal de diseño  $Q= 621.7 \text{ m}^3/\text{s}$  para un periodo de retorno 175 años y  $Q=790 \text{ m}^3/\text{s}$  para un periodo de retorno de 500 años, mediante el método del hidrograma unitario sintético de Snyder, para un tiempo pico de 16 horas.
8. Se realizó la calibración en la modelación hidrológica e hidráulica mediante la identificación de huella hídrica máxima identificada en campo con el software HEC-RAS. El ajuste se dio con la cota de dicha huella y el NAME dado por el caudal máximo a un periodo de retorno de 30 años.
9. Se determinó las dimensiones hidráulicas del puente proyectado, para el caudal de  $621.70 \text{ m}^3/\text{s}$ , con un NAME estimado de  $222.90 \text{ m.s.n.m.}$  tirante de  $1.57 \text{ m}$  considerando una cota de fondo de  $221.38 \text{ msnm.}$  y una altura de galibo de  $3.5\text{m}$ , acorde con la estructura proyectada cuya luz hidráulica es de  $70 \text{ m}$ .
10. Según el cálculo de socavación, se tiene un valor  $H_s$  de  $4.334 \text{ m}$  que representa el tirante después de la socavación y una variación de  $2.54 \text{ m}$  respecto al tirante inicial, para el puente Chalaco, siendo la socavación general  $S_g = 3.00\text{m}$ . No se ha considerado el cálculo por socavación local en estribos, ya que los estribos no se encuentran expuestos al cauce y no obstruyen el paso del agua. Asimismo, la profundidad de socavación local en pilares tampoco es considerado por la inexistencia de pilares en el diseño del puente proyectado.

## **VI. RECOMENDACIONES**

1. Para el caso de la estimación de dimensiones hidráulicas del presente estudio, se recomienda una luz hidráulica de puente de 70m y un fondo de viga mínima recomendada 226.40 m.s.n.m. Además de mantener la ubicación del puente actual.
2. Se recomienda mantener la ubicación del estribo derecho del puente proyectado ya que se encuentra en zona rocosa y estable para la cimentación, asimismo mejorar el eje del puente desde el acceso hasta el empalme con la vía existente a fin de dar más fluidez al tránsito.
3. Es necesario considerar la proyección de enrocado como estructura de protección en 4 tramos del cauce en estudio, tanto aguas arriba como aguas abajo en ambas márgenes, sumando una longitud total de aproximadamente 370m.
4. Se requiere limpieza de cauce en 185m aguas arriba del puente proyectado y 80m aguas abajo, con la finalidad de eliminar cualquier depósito de sedimento en el lecho.
5. Para el diseño óptimo de puentes, es necesario contar con opiniones multidisciplinarias respecto a la ubicación adecuada de la estructura, ya que los estudios de geología, geotecnia, hidráulica y topografía nos dan a conocer las condiciones físicas e hidrodinámicas del lecho de río a evaluar.
6. Un adecuado levantamiento de información en campo es de suma importancia para la definición. La evaluación pertinente, así como la recolección adecuada de información facilita la toma de decisiones para fines de estimación de dimensiones de la estructura.

7. Tomando en cuenta el modelamiento hidráulico unidimensional, es primordial contar con información detallada de la topografía del cauce del río, tanto aguas arriba como aguas debajo de la estructura existen o proyectada.
  
8. Es recomendable respetar el ancho de río correspondiente a su cauce natural, de manera tal que se afecte el flujo libre del río. Una reducción en dicha dimensión ocasiona un estrangulamiento del cauce y por tanto la elevación de niveles de flujo aguas arriba que incrementa la erosión hídrica pilares y/o estribos del puente, es decir el aumento de la profundidad de cimentación.

## VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alarcón Llaja, T.E.; Ramírez Arones, G.A.; Santos Hurtado, S. (2016). Investigación de la falla hidráulica del puente Bella Unión para el análisis comparativo de costo de falla y costos de prevención, brindando lineamientos para el análisis del fenómeno de socavación en otros puentes [Tesis de Titulación, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas]. Lima, Perú. Recuperado de <https://repositorioacademico.upc.edu.pe/handle/10757/620548>.
- Aparicio, M.F.J. (1995). Fundamentos de hidrología de superficies. México D.F.: Editorial Limosa.
- Badillo Juarez, E. y Rodriguez Rico, A. (1974). Mecánica de Suelos, Tomo III: Flujo de Agua en los Suelos. Editorial Limusa.
- Campos Aranda, D.F. (1992). Procesos del Ciclo Hidrológico. Universidad Autónoma de San Luis Potosí. San Luis de Potosí, México.
- Chereque, W. (1989). Hidrología: para estudiantes de ingeniería civil. Pontificia Universidad Católica del Perú. Fondo Editorial.
- Chow, V.T.; Maidment, D. y Mays, L. (1994). Hidráulica de Canales Abiertos. Mc Graw-Hill. 655 p.
- Chow, Ven Te. (1994). Hidrología Aplicada. Mc Graw-Hill. 577 p.
- Llamas, J. (1993). Hidrología General, Principios y Aplicaciones. Servicio Editorial de la Universidad del País Vasco, Bilbao.

- Lobo, E.V. (2017). Estudio Hidrológico e Hidráulico para la identificación de la vulnerabilidad a desbordes de la cuenca Baja del Rio Coata. Puno. Ing. Agrícola. La Molina. Lima. Perú.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2014). Manual de carreteras - hidrología, hidráulica y drenaje. Lima, Perú.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. Viceministerio de Transportes. Proviás Nacional, (2018). Estado de los Puentes. Recuperado de <https://www.pvn.gob.pe/conservacion/estado-y-ubicacion-de-puentes/>
- Monsalve, G. (1999). Hidrología en la Ingeniería. Santa fe de Bogotá. Colombia. Editorial Tercer Mundo. Tesis Ing. Agrícola. La Molina. Lima. Perú.
- Ordoñez Gálvez, J.J. (2011). Cartilla Técnica: Ciclo Hidrológico. Sociedad Geográfica de Lima, Foro Peruano para el Agua – Global Water Partnership. Lima, Perú. ISBN: 978-9972-602-77-1.
- Organización Meteorológica Mundial (R, 2012), Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la ciencia y la cultura (2012). Glosario Hidrológico Mundial. Ginebra, Suiza. ISBN 978-92-63-03385-8.
- Rocha, A. (1998). Introducción a la Hidráulica Fluvial. Perú. Facultad de Ingeniería Civil. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú.
- Tarazona, H.G. (2016). Modelamiento Hidrológico de la Cuenca del Rio Ica Con Fines de Prevención de Inundaciones en la Ciudad de Ica. [Tesis Ingeniero Agrícola, Universidad Nacional Agraria La Molina]. Lima. Perú.
- US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center. (s.f.). HEC-HMS. <https://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms/>.

U.S. Department Of The Interior Geological Survey, Office of Water Data Coordination  
Reston. Guidelines For Determining Flood Flow Frequency. Bulletin N°17B of The  
Hydrology Subcommittee. Virginia, 1981.

Vélez, J.J.; Botero, B.; Camilo, J.; Marulanda, A. (2013). Diseño Hidráulico e Hidrológico  
de Obras de Ingeniería para Proyectos Viales. Colombia. Facultad de Ingeniería y  
Arquitectura. Universidad Nacional de Colombia.

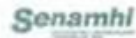
Vide Martín, J.P. (2003). Ingeniería de ríos. Alfaomega. grupo editor, S.A. de C.V.  
Universidad Politécnica de Catalunya.

## **VIII. ANEXOS**



## Anexo 1: Estaciones Pluviométricas

### SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGÍA E HIDROLOGÍA DEL PERÚ



#### DIRECCION DE REDES DE OBSERVACION Y DATOS

ESTACION : CHALACO / 152112 / 02-01  
 PARAMETRO : PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

LAT. : 5° 2' "S"  
 LONG. : 79° 47' "W"  
 ALT. : 2296 msnm

DPTO. : PURA  
 PROV. : MORROPON  
 DIST. : CHALACO

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
1987	21.4	30.0	33.7	31.0	3.4	0.0	4.8	2.0	3.2	14.0	0.0	3.2
1989	61.0	S/D	55.7	S/D	5.4	4.0	0.0	S/D	2.0	10.4	0.0	20.2
1990	11.2	22.2	30.0	35.0	S/D	4.0	S/D	S/D	S/D	5.2	S/D	13.6
1991	7.0	48.2	41.3	24.4	5.0	8.0	0.0	0.0	0.5	4.0	4.8	23.0
1992	31.1	S/D	S/D	46.2	10.0	4.0	0.0	S/D	3.6	1.2	S/D	8.0
1993	29.0	38.0	34.7	25.5	4.1	0.0	0.5	0.0	2.0	3.5	12.5	S/D
1994	54.5	48.0	53.2	25.5	7.3	1.0	0.0	2.1	S/D	0.0	2.3	37.8
1995	16.8	38.0	50.3	56.0	12.9	0.0	1.0	0.0	S/D	S/D	7.7	12.0
1996	S/D	S/D	S/D	12.5	18.4	4.0	0.0	0.5	0.0	20.0	3.2	0.0
1997	13.6	32.4	S/D	16.7	8.2	17.3	0.6	0.0	9.6	14.5	18.9	25.4
1998	47.0	65.4	36.0	54.4	24.4	11.0	0.0	2.8	10.0	8.4	3.2	10.5
1999	15.8	60.7	55.9	38.6	22.7	13.5	S/D	0.0	4.2	S/D	6.3	20.0
2000	S/D	S/D	56.2	37.6	S/D	13.8	2.4	2.3	S/D	0.0	2.1	32.1
2003	S/D	53.3	S/D	28.6	6.8	S/D	0.6	S/D	3.5	4.0	8.8	26.1

S/D= Sin Datos

INFORMACIÓN PREPARADA PARA: JOR INGENIEROS CONSULTORES SRL  
 LIMA, 20 de Febrero de 2020

PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN  
 TOTAL O PARCIAL



VÁLIDO SOLO EN ORIGINAL

N° PRES / EDUC. PROC. 20030086/S000000007 N° IMPRESION 00

SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGÍA E HIDROLOGÍA DEL PERÚ



DIRECCION DE REDES DE OBSERVACION Y DATOS

ESTACION : CHALACO / 152112 / 02-01  
 PARAMETRO : PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

LAT. : 5° 2' "S"  
 LONG. : 79° 47' "W"  
 ALT. : 2295 msnm

DPTO. : PIURA  
 PROV. : MORROPON  
 DIST. : CHALACO

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
2004	34.3	26.0	23.7	36.1	11.6	3.5	5.3	0.0	7.4	18.1	5.1	30.6
2005	25.8	35.1	36.5	15.0	6.9	7.3	0.0	S/D	1.5	12.5	6.3	28.8
2006	16.2	45.7	37.1	28.0	10.6	7.7	1.2	0.0	S/D	2.9	47.9	25.5
2007	21.0	51.7	36.1	26.1	9.8	1.1	8.7	0.0	0.0	12.6	13.8	6.8
2008	24.0	55.0	47.8	27.5	9.7	9.7	0.5	4.1	0.6	14.7	19.5	9.9
2009	46.8	65.8	53.2	18.9	25.1	2.4	0.7	5.6	0.0	9.5	20.7	26.6
2010	22.7	103.3	S/D	31.4	12.6	11.6	S/D	4.0	0.6	15.1	10.9	20.4
2011	45.8	50.6	32.7	44.9	19.8	12.7	S/D	0.0	5.2	10.2	14.4	29.5
2012	32.5	48.5	41.1	57.2	14.4	3.4	0.0	0.0	0.0	5.6	25.2	S/D
2013	39.0	27.1	32.7	20.6	8.3	0.0	0.0	4.5	0.0	19.8	2.5	S/D
2014	16.0	28.1	64.3	11.8	27.3	13.8	5.0	0.0	1.2	7.3	7.0	25.3
2015	25.4	17.3	48.2	17.3	16.4	2.3	1.7	0.0	0.0	10.2	S/D	0.0
2016	S/D	S/D	76.1	18.2	32.6	38.6	0.0	2.7	18.5	3.6	0.0	7.0
2017	S/D	S/D	60.4	S/D	20.5	20.0	0.5	5.1	1.4	6.6	15.0	13.6

S/D= Sin Data

INFORMACIÓN PREPARADA PARA: JOR INGENIEROS CONSULTORES EIRL  
 LBA, 20 de Febrero de 2020.

VÁLIDO SOLO EN ORIGINAL

PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN  
 TOTAL O PARCIAL



N° PRES / SOLIC. PROC: 020002000050020000007 N° M° PRESION: 981



## Anexo 2: Registro Anual – Precipitación Máxima 24 horas

---

Nº	AÑO	PP Max 24 H (mm)	PP Ordenado
1	1987	33.70	20.00
2	1989	61.00	32.40
3	1990	35.00	33.70
4	1991	48.20	35.00
5	1992	46.20	36.10
6	1993	38.00	36.50
7	1994	54.50	38.00
8	1995	56.00	39.00
9	1996	20.00	41.40
10	1997	32.40	46.20
11	1998	65.40	47.90
12	1999	60.70	48.20
13	2000	56.20	48.20
14	2003	53.30	50.60
15	2004	36.10	51.70
16	2005	36.50	53.30
17	2006	47.90	54.50
18	2007	51.70	55.00
19	2008	55.00	56.00
20	2009	65.80	56.20
21	2010	103.30	57.20
22	2011	50.60	60.40
23	2012	57.20	60.70
24	2013	39.00	61.00
25	2014	64.30	64.30
26	2015	48.20	65.40
27	2016	78.10	65.80
28	2017	60.40	74.90
29	2018	41.40	78.10
30	2019	74.90	103.30

---

### Anexo 3: Datos Dudosos 1 – Precipitación Máxima 24 horas

Nº	AÑO	ORDEN	P24	log(P24)
1	1987	28	33.70	1.5276
2	1989	7	61.00	1.7853
3	1990	27	35.00	1.5441
4	1991	18	48.20	1.6830
5	1992	21	46.20	1.6646
6	1993	24	38.00	1.5798
7	1994	14	54.50	1.7364
8	1995	12	56.00	1.7482
9	1996	30	20.00	1.3010
10	1997	29	32.40	1.5105
11	1998	5	65.40	1.8156
12	1999	8	60.70	1.7832
13	2000	11	56.20	1.7497
14	2003	15	53.30	1.7267
15	2004	26	36.10	1.5575
16	2005	25	36.50	1.5623
17	2006	20	47.90	1.6803
18	2007	16	51.70	1.7135
19	2008	13	55.00	1.7404
20	2009	4	65.80	1.8182
21	2010	1	103.30	2.0141
22	2011	17	50.60	1.7042
23	2012	10	57.20	1.7574
24	2013	23	39.00	1.5911
25	2014	6	64.30	1.8082
26	2015	18	48.20	1.6830
27	2016	2	78.10	1.8927
28	2017	9	60.40	1.7810
29	2018	22	41.40	1.6170
30	2019	3	74.90	1.8745

	P24	Log (P24)
Numero de datos n	30	30
Suma $\Sigma$	1571.0	50.9512
Máximo	103.3	2.0141
Mínimo	20.0	1.3010
Promedio $\bar{x}$	52.4	1.6984
Desviación estándar s	16.3404	0.1392
Coficiente asimetría Cs	0.8458	-0.4858
Cs/6 k	0.1410	-0.0810

#### PRUEBA DE DATOS DUDOSOS (Método Water Resources Council)

$$n = 30$$

$$K_n = 2.563 *$$

*K<sub>n</sub>: valor recomendado, varía según el valor de n (significancia:10%)*

> Umbral de datos dudosos altos ( $x_H$ : unid. logarítmicas)

$$x_H = \bar{x} + K_n \cdot s \quad x_H = 2.0551$$

Precipitación máxima aceptada

$$PH = 10^{x_H} \quad PH = 113.5 \text{ mm}$$

> Umbral de datos dudosos bajos ( $x_L$ : unid. logarítmicas)

$$x_L = \bar{x} - K_n \cdot s \quad x_L = 1.3416782$$

Precipitación mínima aceptada

$$PL = 10^{x_L} \quad PL = 22.0 \text{ mm}$$

**Nota:**

Se observa que existe datos dudosos de 'P24' que están fuera de los límites PH y PL, es decir no se encuentran entre 22.0 y 113.5 mm.

## Anexo 4: Datos Dudosos 2 – Precipitación Máxima 24 horas

Nº	AÑO	ORDEN	P24	log(P24)
1	1987	28	33.70	1.5276
2	1989	7	61.00	1.7853
3	1990	27	35.00	1.5441
4	1991	18	48.20	1.6830
5	1992	21	46.20	1.6646
6	1993	24	38.00	1.5798
7	1994	14	54.50	1.7364
8	1995	12	56.00	1.7482
9	1997	29	32.40	1.5105
10	1998	5	65.40	1.8156
11	1999	8	60.70	1.7832
12	2000	11	56.20	1.7497
13	2003	15	53.30	1.7267
14	2004	26	36.10	1.5575
15	2005	25	36.50	1.5623
16	2006	20	47.90	1.6803
17	2007	16	51.70	1.7135
18	2008	13	55.00	1.7404
19	2009	4	65.80	1.8182
20	2010	1	103.30	2.0141
21	2011	17	50.60	1.7042
22	2012	10	57.20	1.7574
23	2013	23	39.00	1.5911
24	2014	6	64.30	1.8082
25	2015	18	48.20	1.6830
26	2016	2	78.10	1.8927
27	2017	9	60.40	1.7810
28	2018	22	41.40	1.6170
29	2019	3	74.90	1.8745

	P24	Log (P24)
Numero de datos n	29	29
Suma $\Sigma$	1551.0	49.6502
Máximo	103.3	2.0141
Mínimo	32.4	1.5105
Promedio $\bar{x}$	53.5	1.7121
Desviación estándar s	15.4221	0.1193
Coficiente asimetría Cs	1.1656	0.2450
Cs/6 k	0.1943	0.0408

### PRUEBA DE DATOS DUDOSOS (Método Water Resources Council)

$$n = 29$$

$$Kn = 2.549^*$$

*Kn: valor recomendado, varía según el valor de n (significancia:10%)*

> Umbral de datos dudosos altos ( $x_H$ : unid. logarítmicas)

$$x_H = \bar{x} + Kn \cdot s$$

$$x_H = 2.0161$$

Precipitación máxima aceptada

$$PH = 10^{x_H}$$

$$PH = 103.8 \text{ mm}$$

> Umbral de datos dudosos bajos ( $x_L$ : unid. logarítmicas)

$$x_L = \bar{x} - Kn \cdot s$$

$$x_L = 1.4080356$$

Precipitación mínima aceptada

$$PL = 10^{x_L}$$

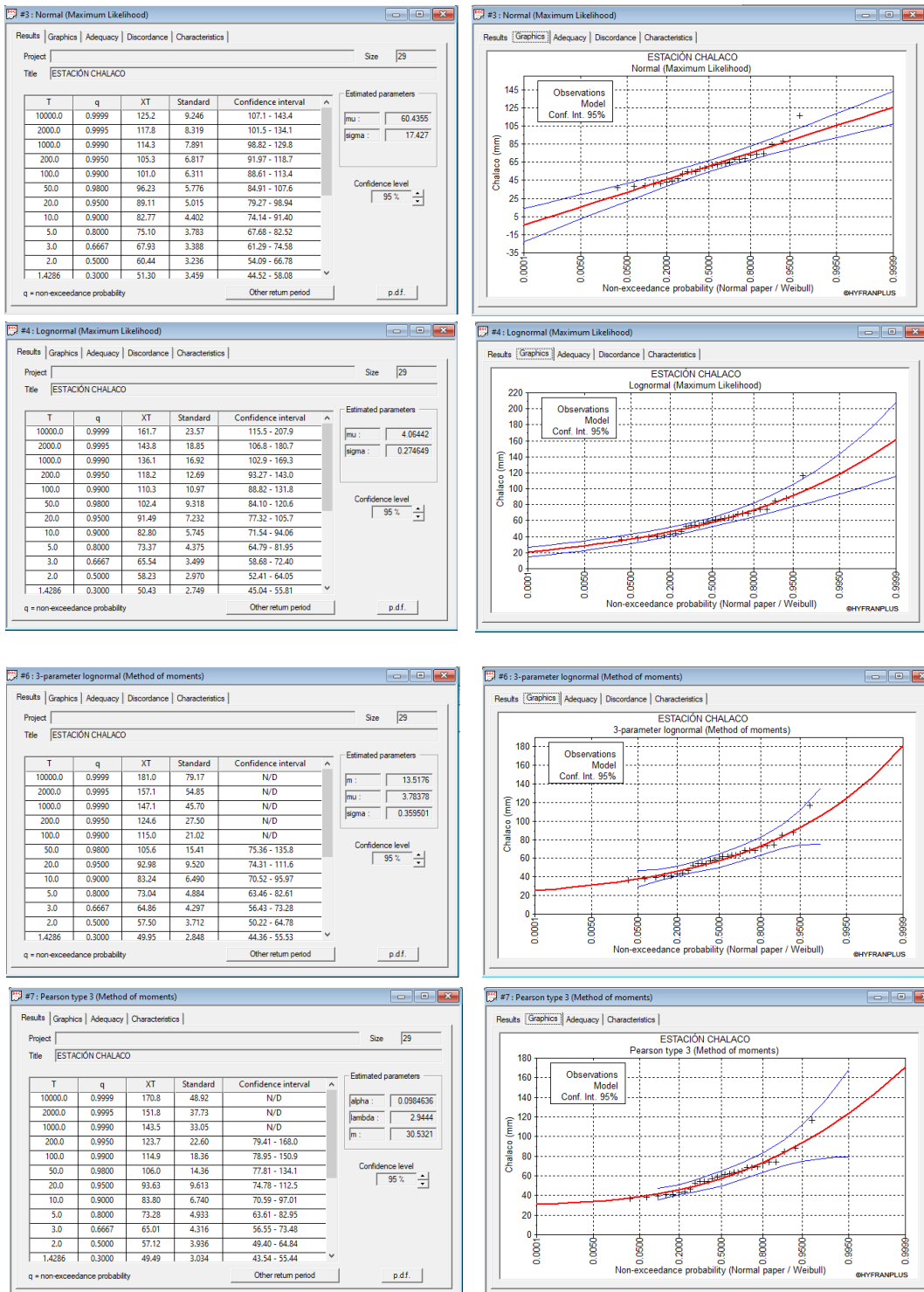
$$PL = 10^{x_L}$$

$$PL = 25.6 \text{ mm}$$

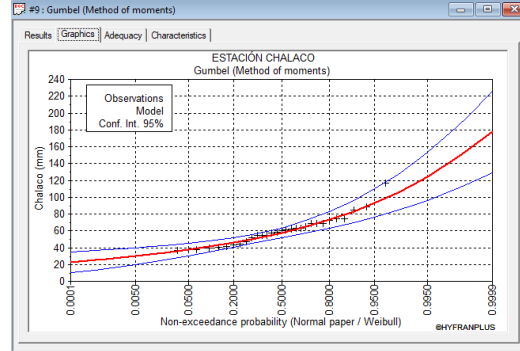
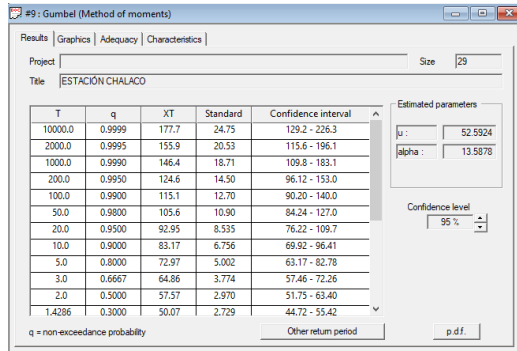
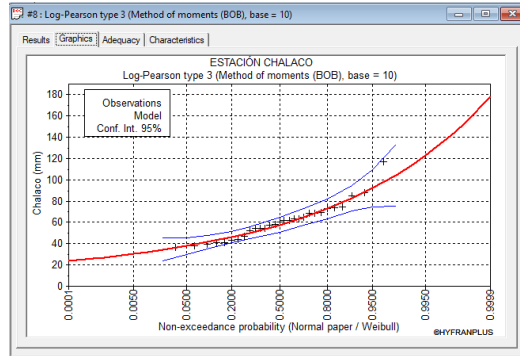
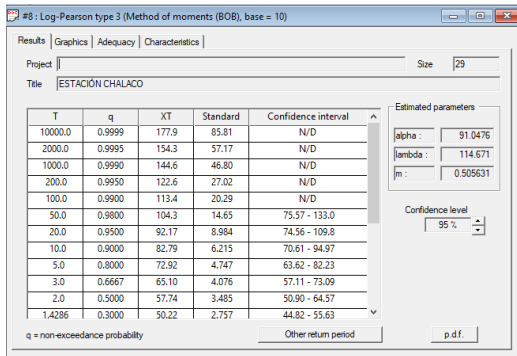
**Nota:**

Se observa que todos los valores ' P24 ' están dentro de los límites PH y PL, es decir se encuentran entre 25.6 y 103.8 mm.

## Anexo 5: Funciones de Distribución – Método Smirnov Kolmogorov



Software Hyfran V1.2.



Software Hyfran V1.2.



### Anexo 6: Hietogramas de Diseño

**T = 175 años**  
**K = 522.99**  
**m = 0.17**  
**n = 0.75**

<b>METODO DEL BLOQUE ALTERNO</b>					
DURACION min	INTENSIDAD mm/hr	PROFUNDIDA ACUMULADA mm	PROFUNDIDAD INCREMENTAL mm	TIEMPO min	PRECIPITACION mm
60	59.39	59.391	59.391	0-60	<b>1.391</b>
120	35.31	70.628	11.237	60-120	<b>1.487</b>
180	26.05	78.162	7.535	120-180	<b>1.600</b>
240	21.00	83.991	5.829	180-240	<b>1.736</b>
300	17.76	88.810	4.819	240-300	<b>1.901</b>
360	15.49	92.951	4.142	300-360	<b>2.109</b>
420	13.80	96.603	3.652	360-420	<b>2.379</b>
480	12.49	99.883	3.279	420-480	<b>2.746</b>
540	11.43	102.868	2.985	480-540	<b>3.279</b>
600	10.56	105.613	2.746	540-600	<b>4.142</b>
660	9.83	108.160	2.547	600-660	<b>5.829</b>
720	9.21	110.538	2.379	660-720	<b>11.237</b>
780	8.67	112.773	2.234	720-780	<b>59.391</b>
840	8.21	114.881	2.109	780-840	<b>7.535</b>
900	7.79	116.880	1.999	840-900	<b>4.819</b>
960	7.42	118.781	1.901	900-960	<b>3.652</b>
1020	7.09	120.595	1.814	960-1020	<b>2.985</b>
1080	6.80	122.331	1.736	1020-1080	<b>2.547</b>
1140	6.53	123.996	1.665	1080-1140	<b>2.234</b>
1200	6.28	125.596	1.600	1140-1200	<b>1.999</b>
1260	6.05	127.137	1.541	1200-1260	<b>1.814</b>
1320	5.85	128.624	1.487	1260-1320	<b>1.665</b>
1380	5.65	130.062	1.437	1320-1380	<b>1.541</b>
1440	5.48	131.453	1.391	1380-1440	<b>1.437</b>

**T = 500 años**  
**K = 522.99**  
**m = 0.17**  
**n = 0.75**

METODO DEL BLOQUE ALTERNO					
DURACION	INTENSIDAD	PROFUNDIDA ACUMULADA	PROFUNDIDAD INCREMENTAL	TIEMPO	PRECIPITACION
min	mm/hr	mm	mm	min	mm
60	71.25	71.245	71.245	0-60	1.669
120	42.36	84.725	13.480	60-120	1.784
180	31.25	93.764	9.039	120-180	1.920
240	25.19	100.756	6.992	180-240	2.082
300	21.31	106.536	5.780	240-300	2.281
360	18.58	111.505	4.968	300-360	2.530
420	16.56	115.886	4.381	360-420	2.853
480	14.98	119.819	3.934	420-480	3.294
540	13.71	123.400	3.581	480-540	3.934
600	12.67	126.694	3.294	540-600	4.968
660	11.80	129.749	3.055	600-660	6.992
720	11.05	132.602	2.853	660-720	13.480
780	10.41	135.282	2.680	720-780	71.245
840	9.84	137.812	2.530	780-840	9.039
900	9.35	140.210	2.398	840-900	5.780
960	8.91	142.490	2.281	900-960	4.381
1020	8.51	144.666	2.176	960-1020	3.581
1080	8.15	146.748	2.082	1020-1080	3.055
1140	7.83	148.745	1.997	1080-1140	2.680
1200	7.53	150.665	1.920	1140-1200	2.398
1260	7.26	152.514	1.849	1200-1260	2.176
1320	7.01	154.298	1.784	1260-1320	1.997
1380	6.78	156.022	1.724	1320-1380	1.849
1440	6.57	157.691	1.669	1380-1440	1.724

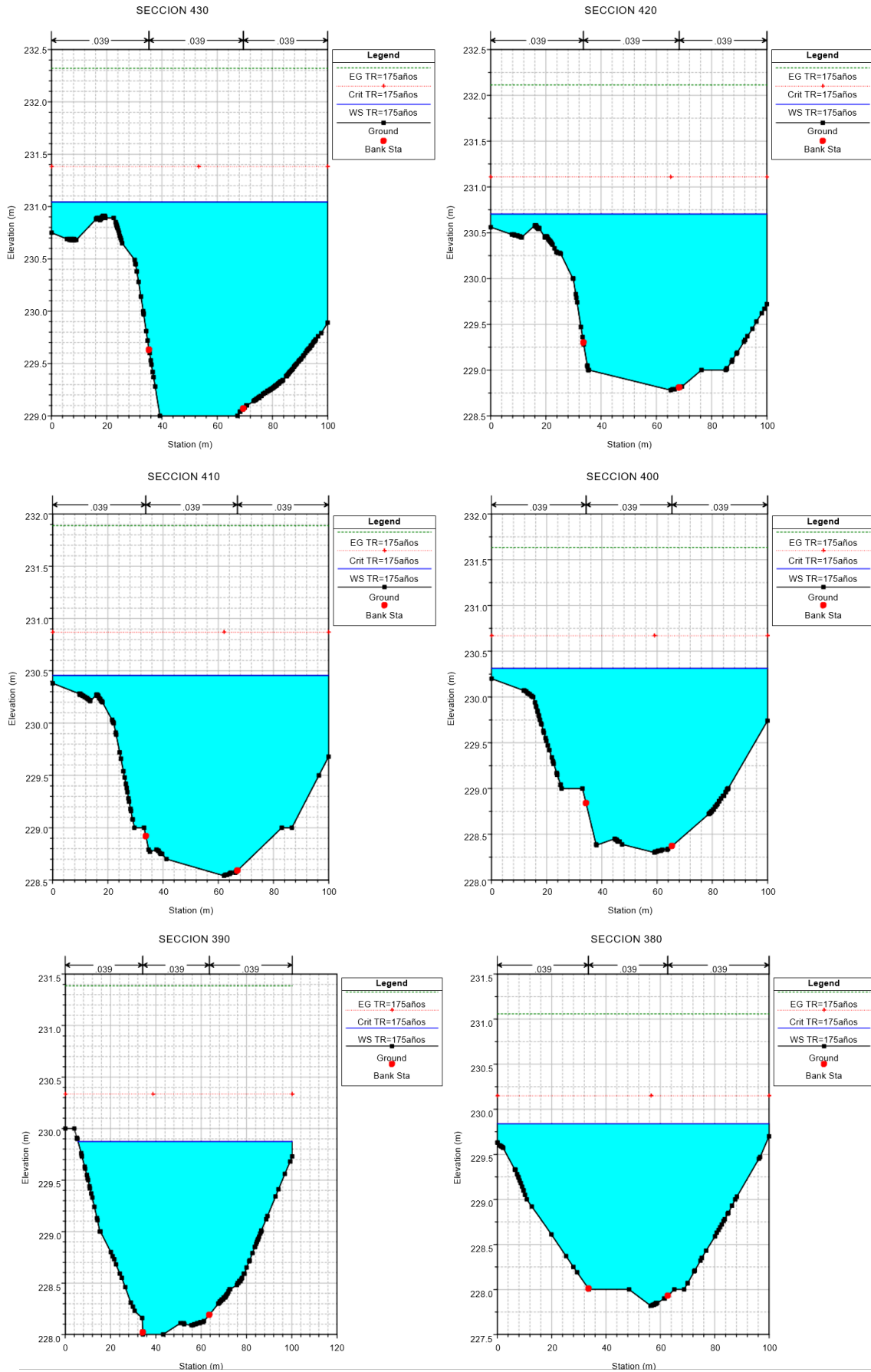
## Anexo 7: Parámetros hidráulicos por secciones en situación actual – TR=175 años

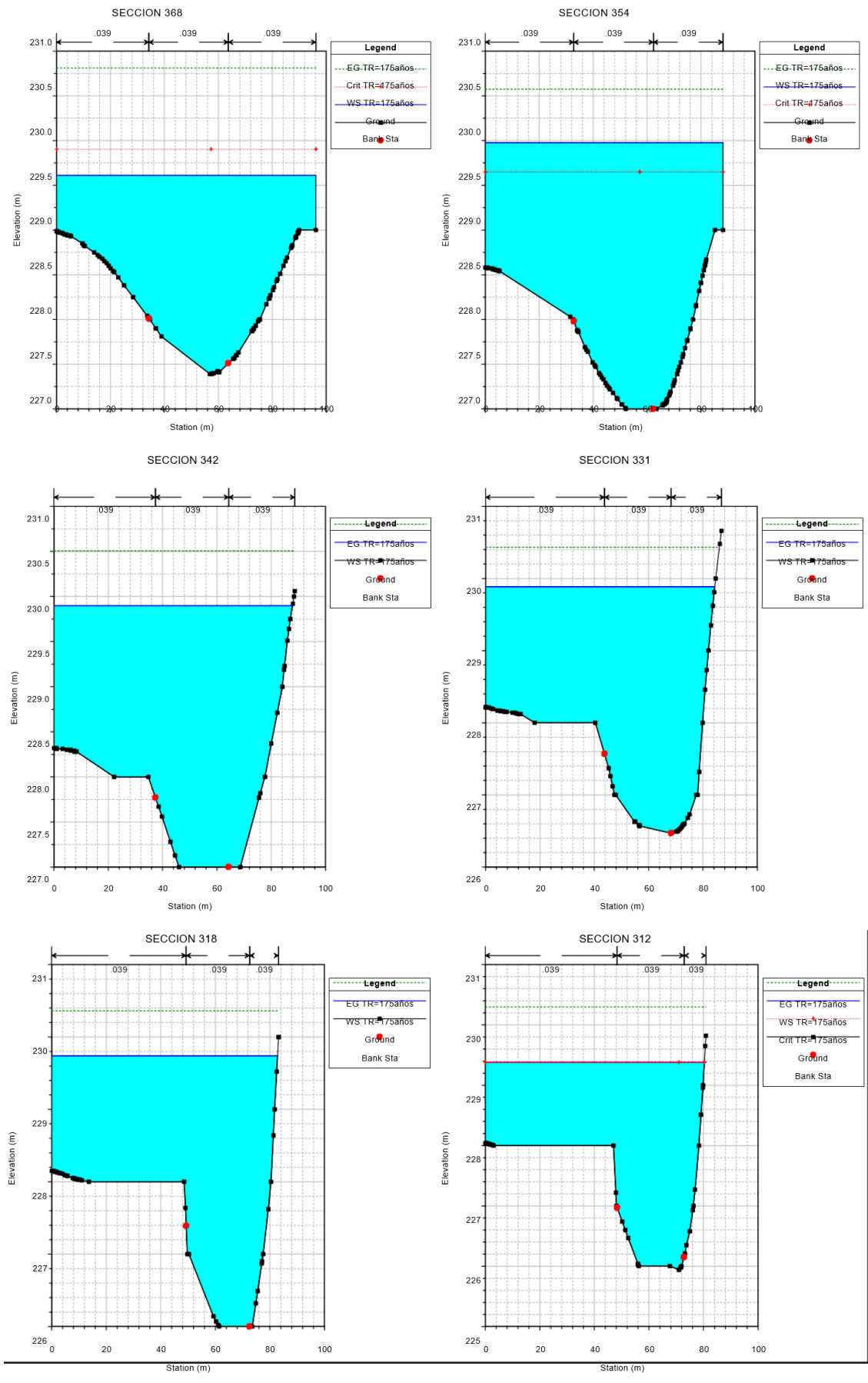
**T = 30 años**  
**K = 522.99**  
**m = 0.17**  
**n = 0.75**

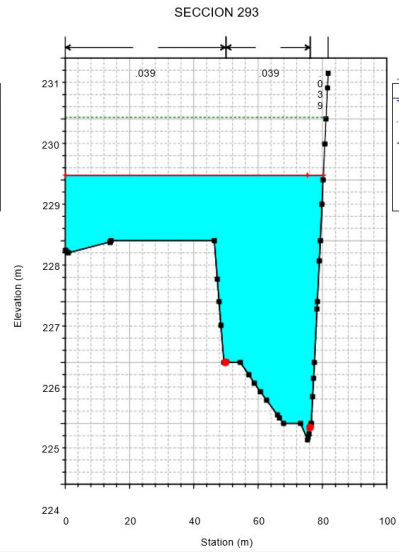
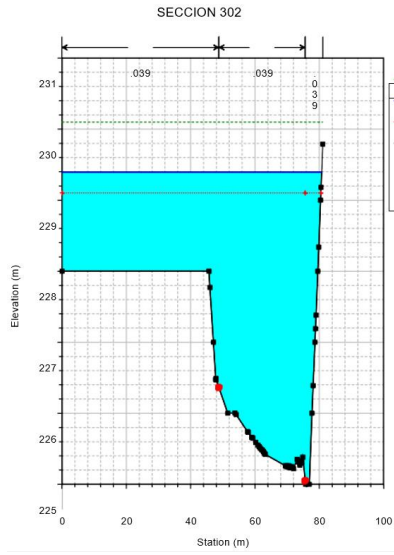
METODO DEL BLOQUE ALTERNO					
DURACION	INTENSIDAD	PROFUNDIDA ACUMULADA	PROFUNDIDAD INCREMENTAL	TIEMPO	PRECIPITACION
min	mm/hr	mm	mm	min	mm
60	43.75	43.747	43.747	0-60	1.025
120	26.01	52.024	8.277	60-120	1.095
180	19.19	57.574	5.550	120-180	1.179
240	15.47	61.867	4.293	180-240	1.278
300	13.08	65.416	3.549	240-300	1.400
360	11.41	68.467	3.051	300-360	1.553
420	10.17	71.157	2.690	360-420	1.752
480	9.20	73.573	2.416	420-480	2.022
540	8.42	75.771	2.199	480-540	2.416
600	7.78	77.794	2.022	540-600	3.051
660	7.24	79.670	1.876	600-660	4.293
720	6.79	81.422	1.752	660-720	8.277
780	6.39	83.067	1.646	720-780	43.747
840	6.04	84.621	1.553	780-840	5.550
900	5.74	86.093	1.472	840-900	3.549
960	5.47	87.493	1.400	900-960	2.690
1020	5.23	88.829	1.336	960-1020	2.199
1080	5.01	90.108	1.278	1020-1080	1.876
1140	4.81	91.334	1.226	1080-1140	1.646
1200	4.63	92.513	1.179	1140-1200	1.472
1260	4.46	93.648	1.135	1200-1260	1.336
1320	4.31	94.744	1.095	1260-1320	1.226
1380	4.17	95.802	1.059	1320-1380	1.135
1440	4.03	96.827	1.025	1380-1440	1.059

Cuadro de Datos Resultados Modelamiento Hec-RAS T <sub>R</sub> = 175 años									
SECCION	CAUDAL	NIVEL MINIMO AGUA	NIVEL MAXIMO AGUA	TIRANTE AGUA	PENDIENTE	VELOCIDAD MEDIA	AREA HIDRAULICA	ESPEJO DE AGUA	NUMERO FROUDE
(m)	(m <sup>3</sup> /s)	NAMINO (m .s.n.m )	NAME (m .s.n.m )	(m)	(m/m)	(m/s)	(m <sup>2</sup> )	(m)	
430	621.7	229.00	231.04	2.04	0.0175	5.39	132.07	100	1.22
420	621.7	228.78	230.70	1.92	0.0216	5.59	124.73	100	1.33
410	621.7	228.54	230.46	1.92	0.0232	5.81	124.72	100	1.38
400	621.7	228.30	230.31	2.01	0.0209	5.73	130.21	100	1.32
390	621.7	228.00	229.87	1.87	0.0272	6.27	120.27	94.61	1.49
380	621.7	227.82	229.84	2.02	0.0208	5.66	133.53	100	1.31
368	621.7	227.39	229.61	2.22	0.0188	5.58	135.33	96.16	1.26
354	621.7	227.00	229.98	2.98	0.0060	3.86	187.32	88.15	0.75
342	621.7	227.00	229.90	2.90	0.0061	3.94	186.27	87.85	0.76
331	621.7	226.47	229.89	3.42	0.0046	3.75	198.04	84.37	0.67
318	621.7	226.00	229.74	3.74	0.0049	4.09	190.79	82.82	0.70
312	621.7	225.94	229.38	3.44	0.0077	4.89	161.54	80.32	0.87
302	621.7	225.05	229.40	4.35	0.0045	4.2	187.45	80.75	0.69
293	621.7	224.73	229.08	4.35	0.0062	4.81	165.2	80.28	0.80
281	621.7	224.89	228.54	3.65	0.0115	5.83	137.93	77.96	1.05
272	621.7	225.00	228.20	3.20	0.0161	6.32	126.56	79.25	1.22
263	621.7	225.00	227.98	2.98	0.0190	6.66	122.65	78.88	1.31
254	621.7	225.00	227.38	2.38	0.0273	7.55	112.05	83.79	1.56
245	621.7	225.00	227.02	2.02	0.0350	7.66	106.52	86.98	1.72
235	621.7	224.00	226.44	2.44	0.0309	8.07	107.86	92.15	1.66
225	621.7	223.42	226.14	2.72	0.0293	8.22	110.19	96.15	1.64
215	621.7	223.00	225.76	2.76	0.0272	8.26	110.04	98.26	1.59
206	621.7	222.88	225.38	2.50	0.0323	8.27	104.48	91.81	1.70
196	621.7	222.12	225.23	3.11	0.0247	8.15	112.24	90.9	1.53
183	621.7	222.00	224.55	2.55	0.0306	8.36	94.62	63.39	1.67
174	621.7	222.00	224.46	2.46	0.0295	8.02	99.67	74.23	1.63
166	621.7	221.35	224.52	3.17	0.0195	7.57	121.18	89.17	1.38
PUENTE CHALACO EXISTENTE									
155	621.7	221.00	224.30	3.30	0.0159	7.18	124.97	100.45	1.26
146	621.7	221.00	223.90	2.90	0.0212	7.59	107.39	67.92	1.42
138	621.7	221.00	222.54	1.54	0.0721	9.18	81.86	73.72	2.36
131	621.7	221.00	222.48	1.48	0.0585	8.06	88.3	75.07	2.11
122	621.7	221.00	222.57	1.57	0.0381	6.76	105.97	84.05	1.72
115	621.7	220.64	223.76	3.12	0.0041	3.44	237.8	121.95	0.63
102	621.7	220.00	223.01	3.01	0.0111	5.38	159.86	104.84	1.02
86	621.7	219.00	223.50	4.50	0.0011	2.17	339.26	104.76	0.34
72	621.68	219.00	222.38	3.38	0.0084	5.25	140.22	56.89	0.92
60	621.68	219.00	221.59	2.59	0.0176	6.41	113.27	59.59	1.27
50	621.68	219.00	221.13	2.13	0.0261	6.86	104.07	62.06	1.50
39	621.68	218.51	220.98	2.47	0.0220	6.64	109.21	62.09	1.39
32	621.68	218.00	220.54	2.54	0.0236	7.08	103.79	59.12	1.45
22	621.68	218.00	220.13	2.13	0.0312	7.48	100.32	65.99	1.64
12	621.68	217.87	220.57	2.70	0.0143	5.8	125.21	60.88	1.15

## Anexo 8: Secciones Transversales situación actual – TR=175 años

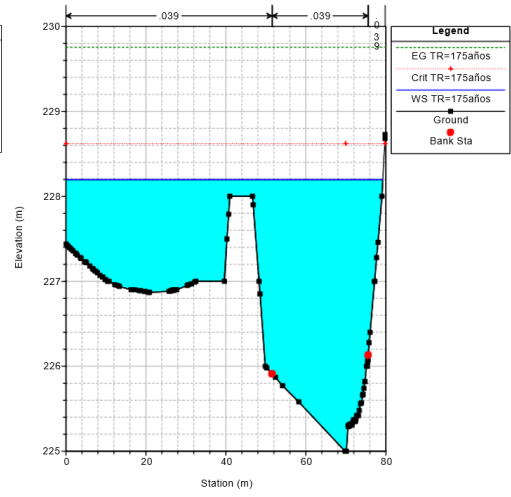
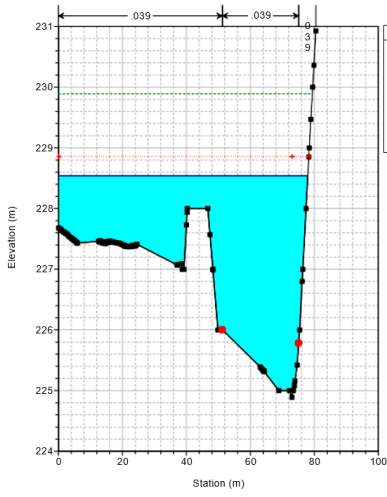






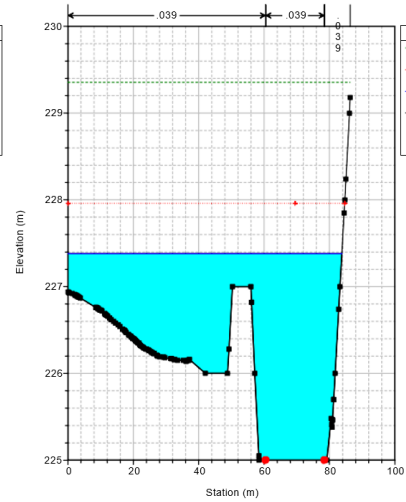
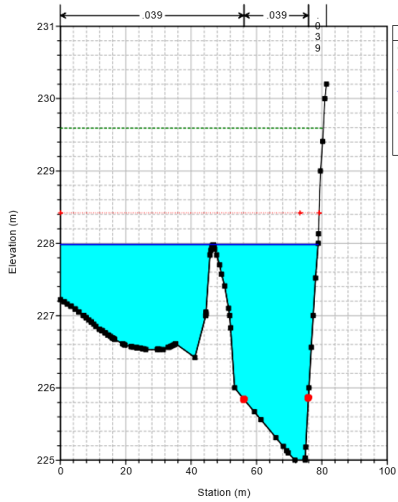
SECCION 281

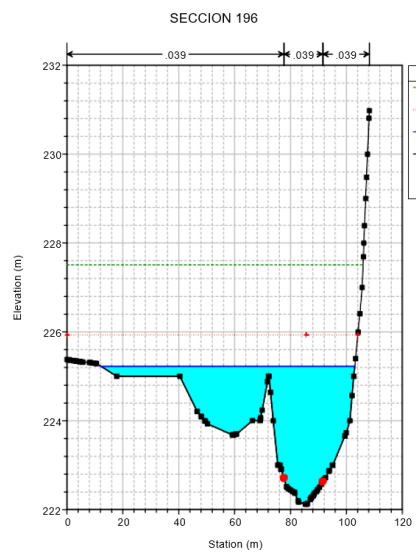
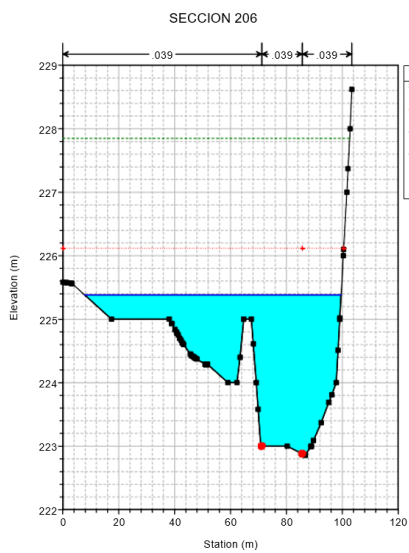
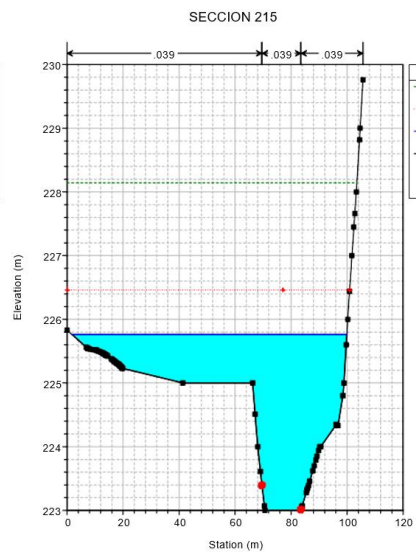
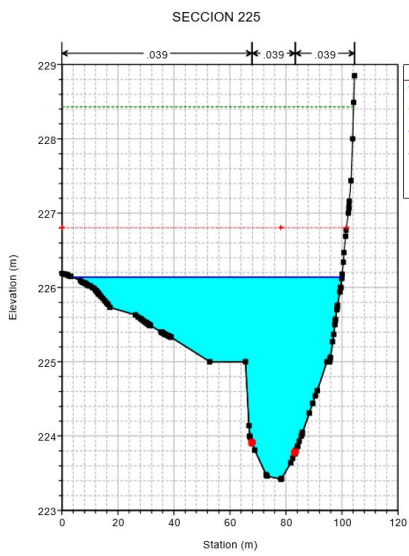
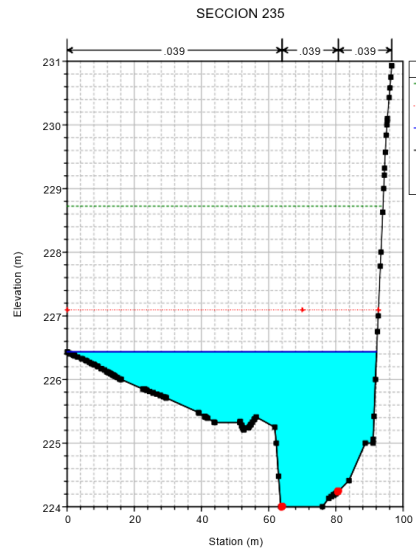
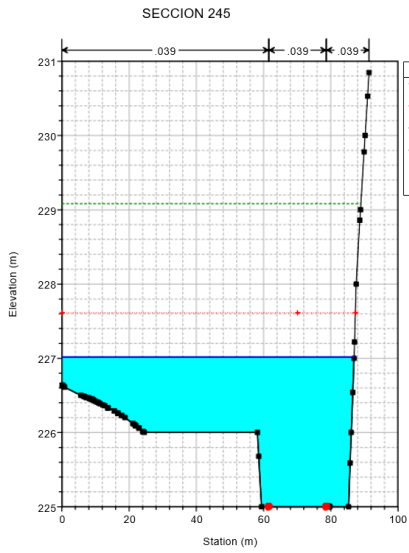
SECCION 272



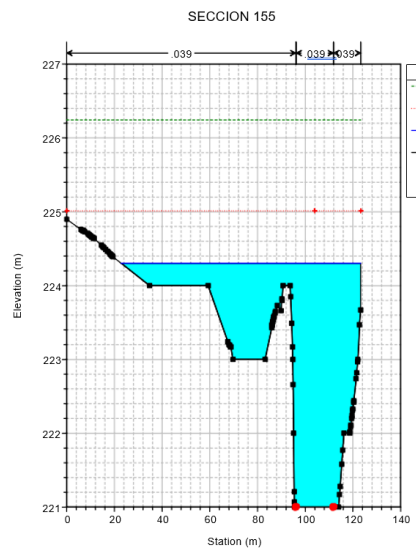
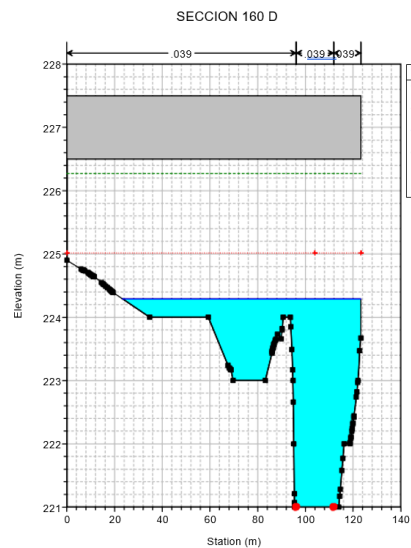
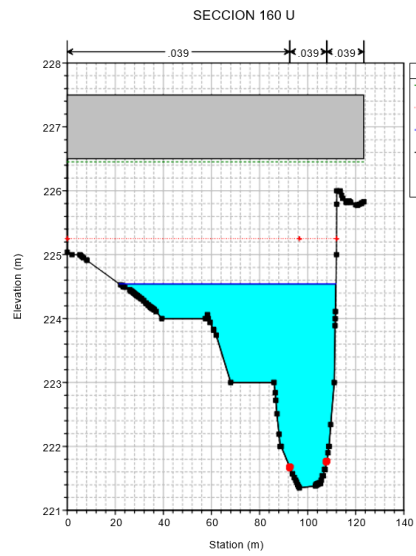
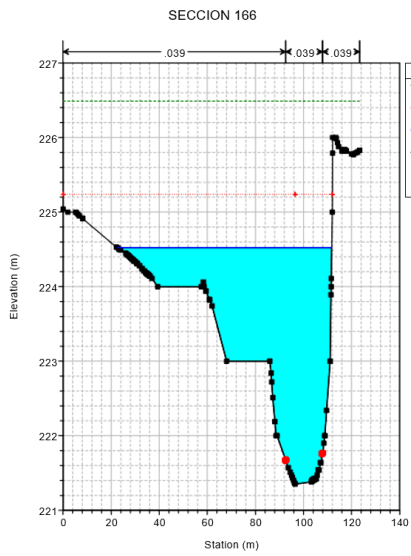
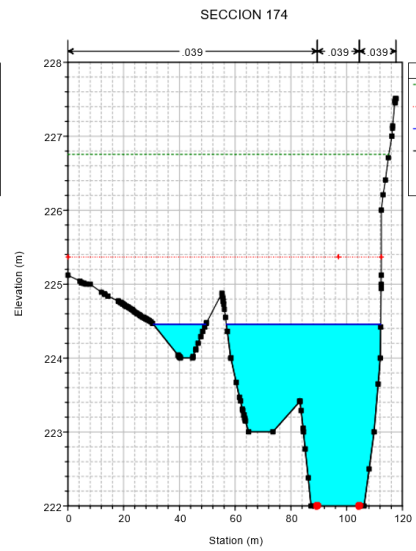
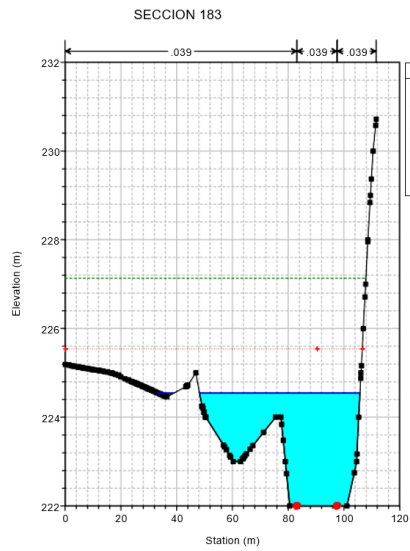
SECCION 263

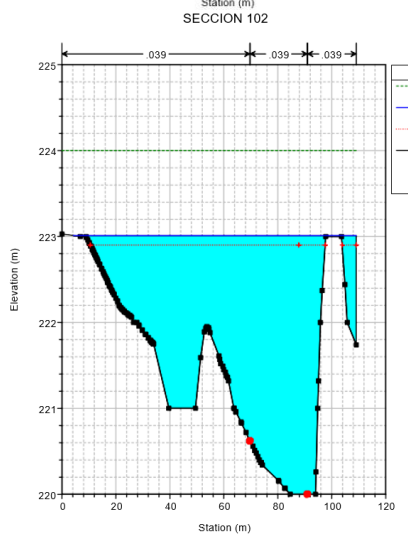
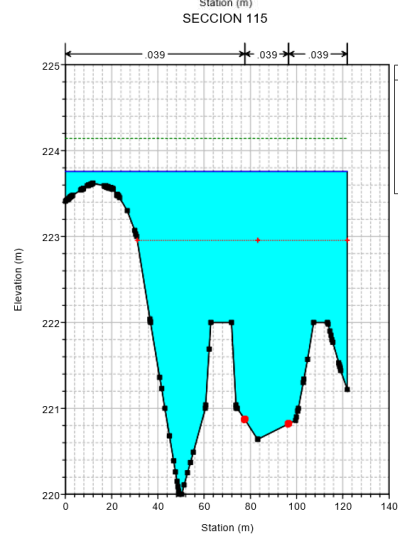
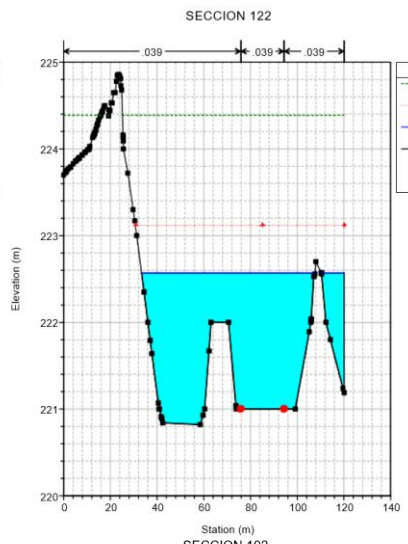
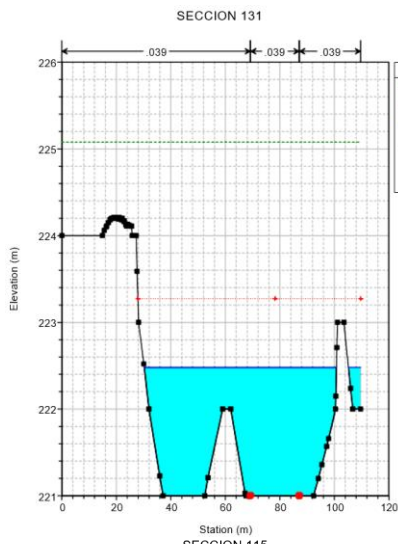
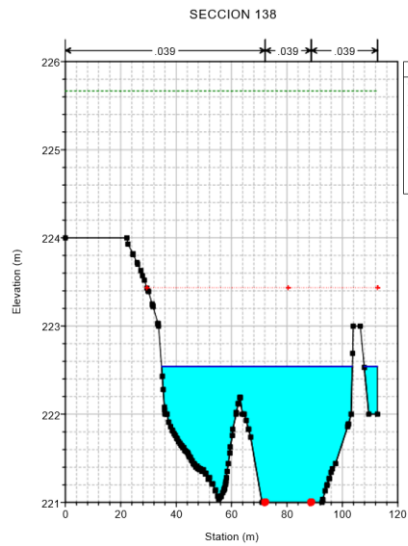
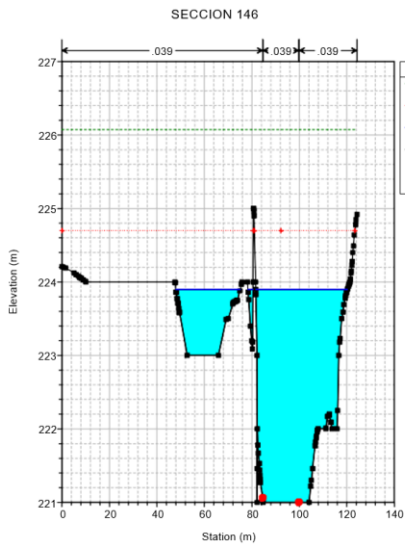
SECCION 254

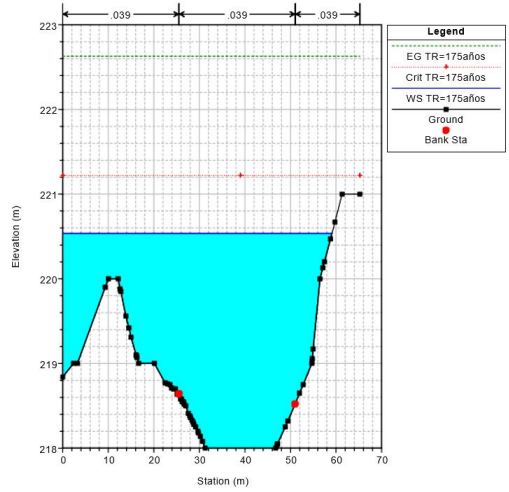
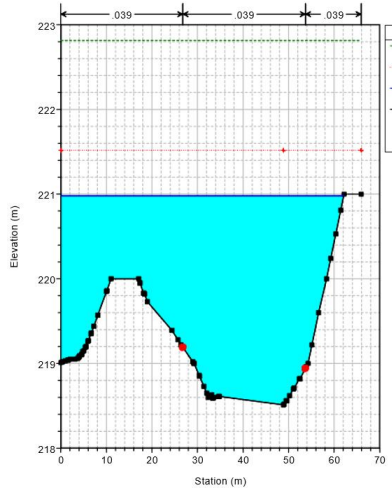
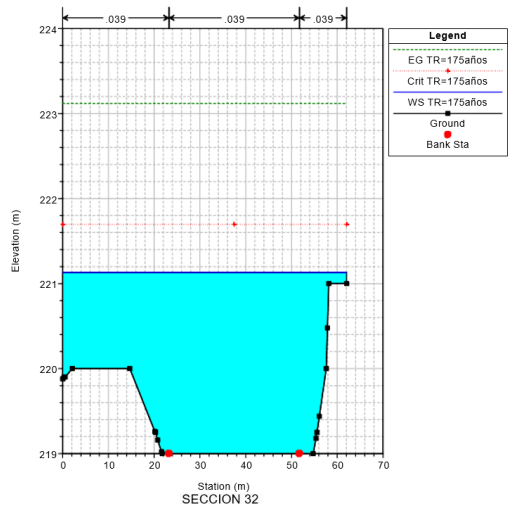
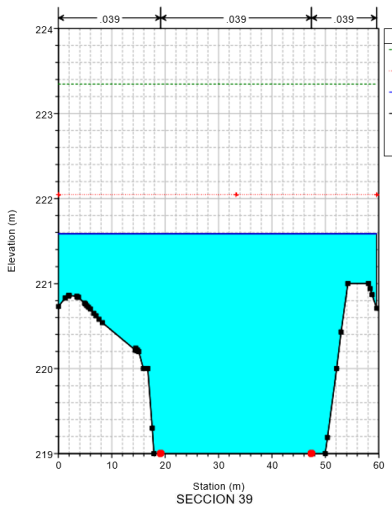
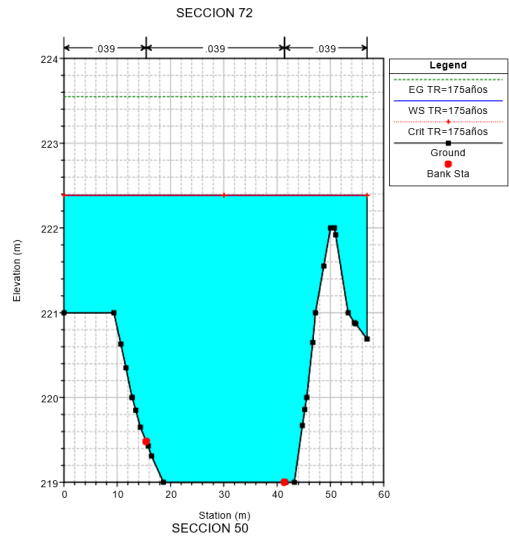
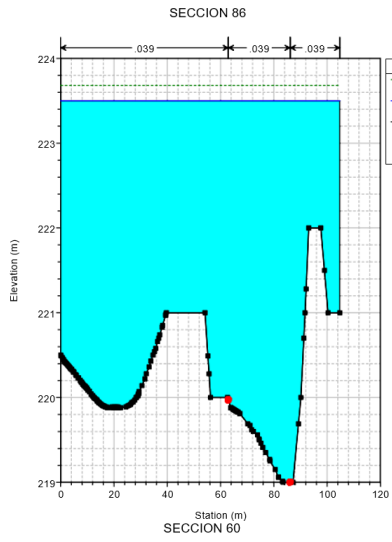


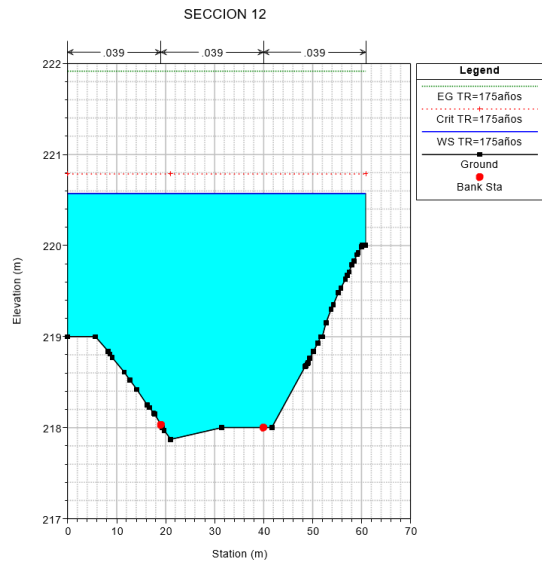
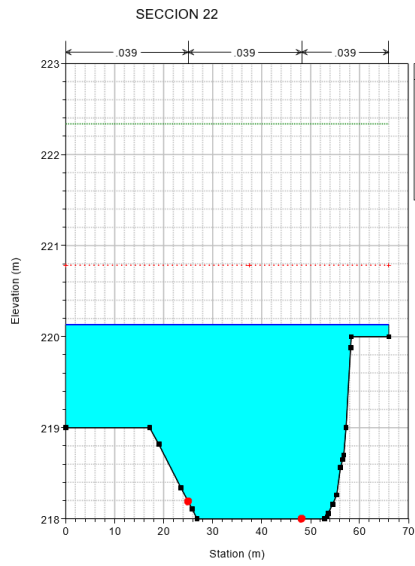








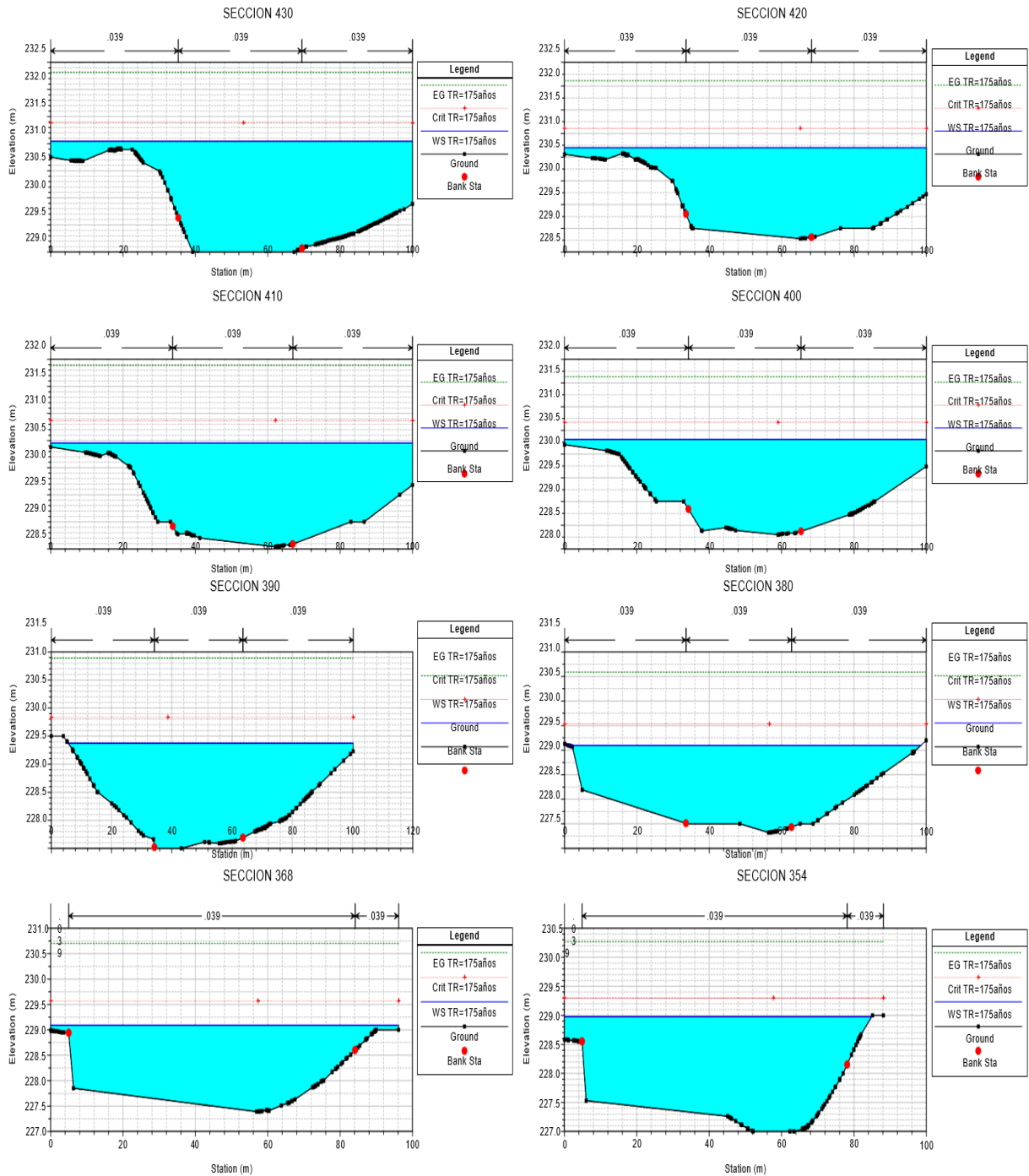


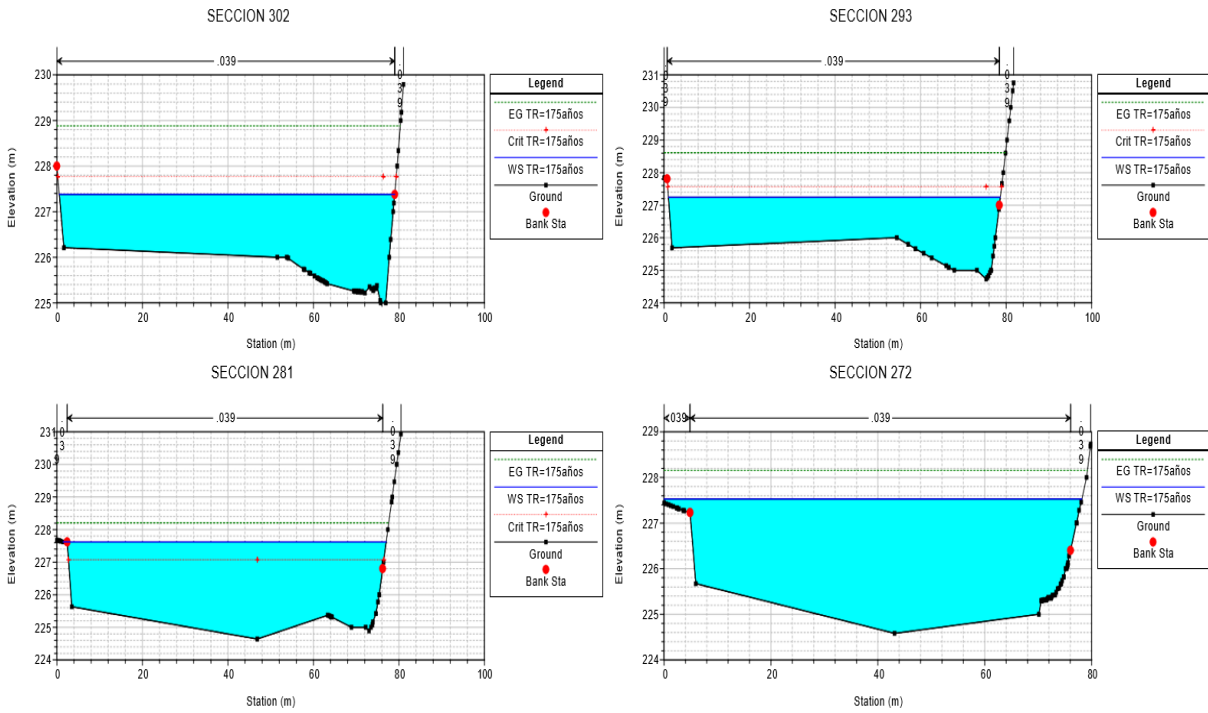
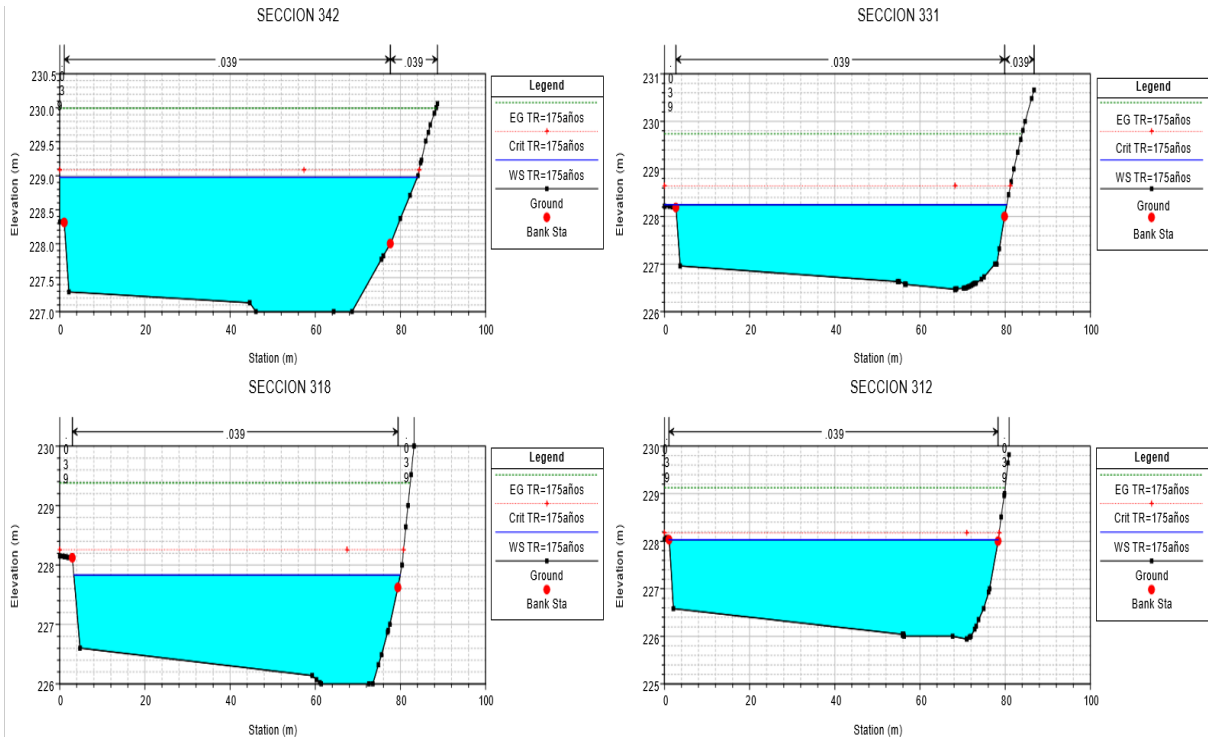


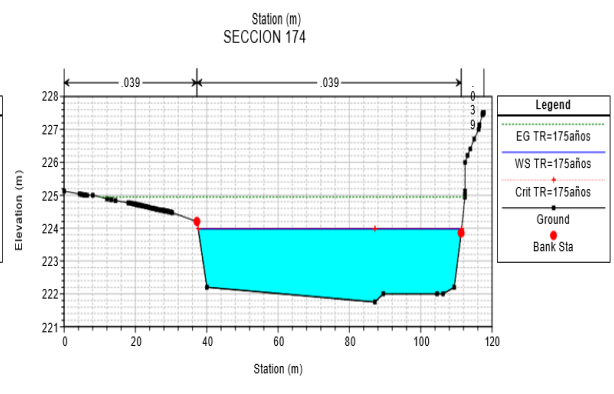
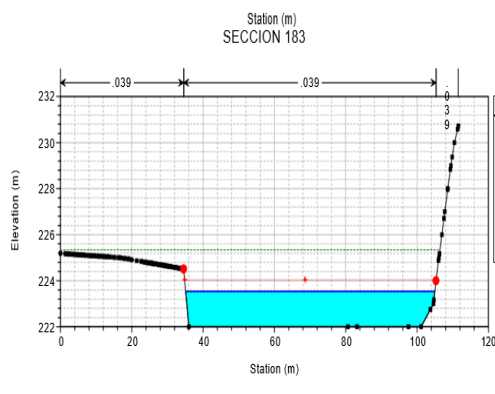
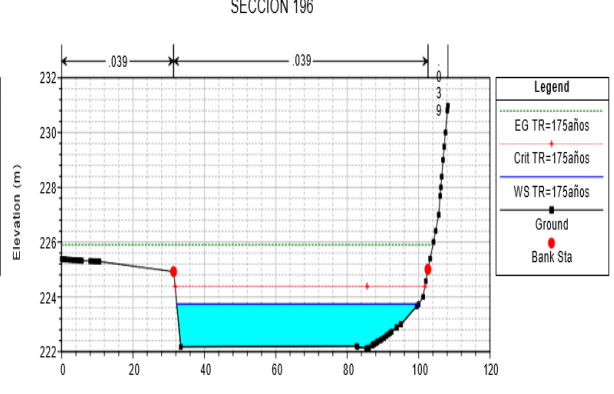
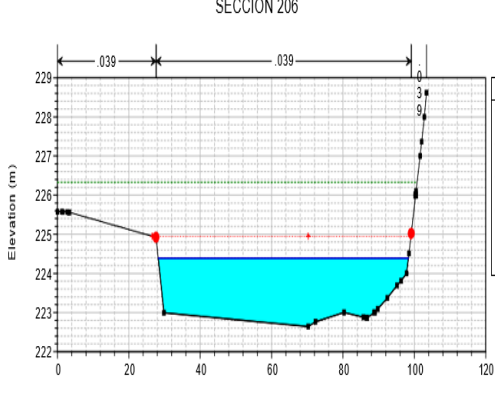
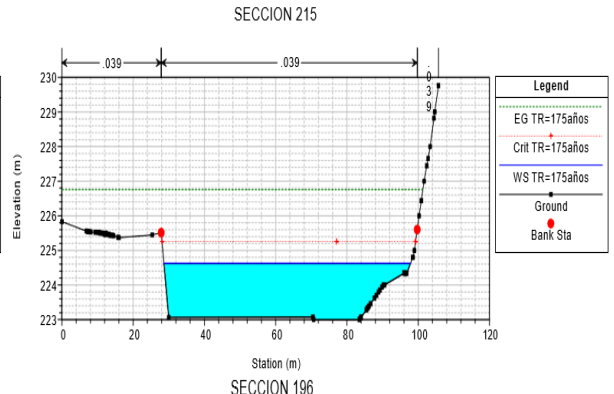
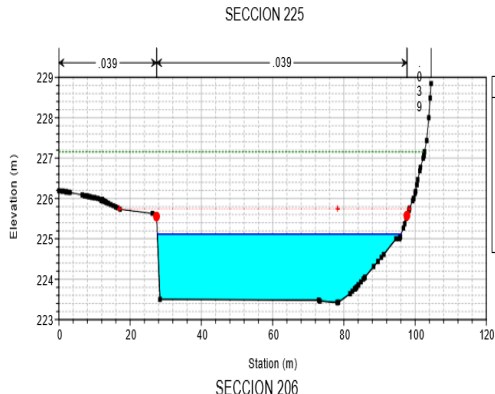
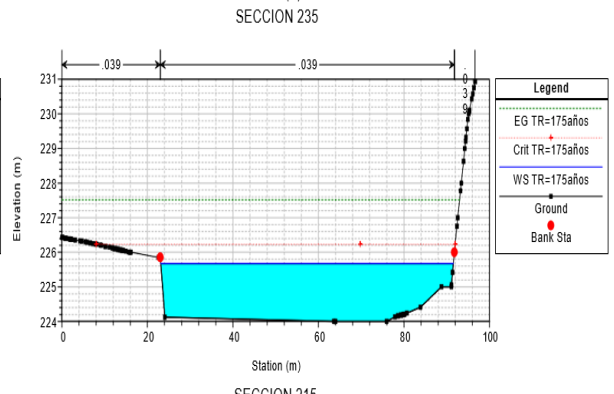
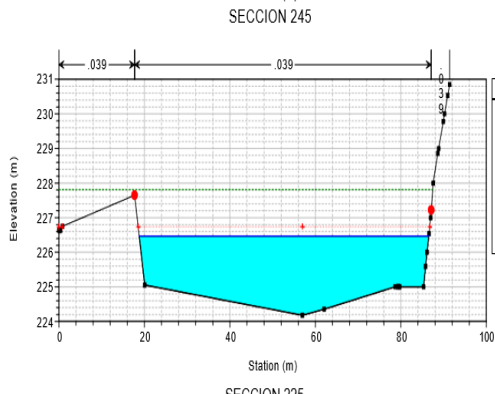
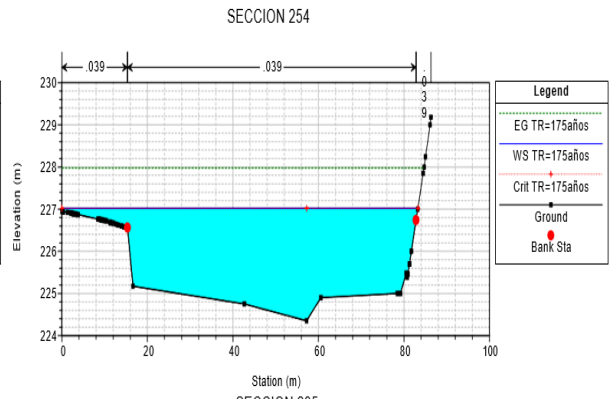
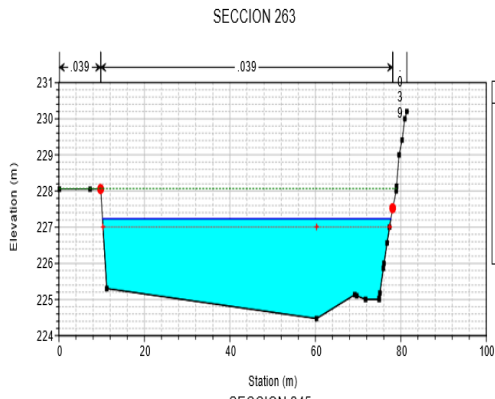
### Anexo 9: Parámetros hidráulicos por secciones en situación con proyecto – TR=175 años

PARAMETROS HIDRAULICOS DEL RIO TR = 175 años									
SECCION	CAUDAL	NIVEL MINIMO AGUA	NIVEL MAXIMO AGUA	TIRANTE AGUA	PENDIENTE	VELOCIDA MEDIA	AREA HIDRAULICA	ESPEJO DE AGUA	NUMERO FROUDE
(m)	(m <sup>3</sup> /s)	MAMINO (m .s.n.m )	NAME (m .s.n.m )	(m)	(m/m)	(m/s)	( m <sup>2</sup> )	(m)	
430	621.7	229.00	231.04	2.04	0.0175	5.39	132.07	100	1.22
420	621.7	228.78	230.70	1.92	0.0216	5.59	124.73	100	1.33
410	621.7	228.54	230.46	1.92	0.0232	5.81	124.72	100	1.38
400	621.7	228.30	230.31	2.01	0.0209	5.73	130.21	100	1.32
INICIO DE ENROCADO MARGEN IZQUIERDA									
390	621.7	228.00	229.87	1.87	0.0272	6.27	120.27	94.61	1.49
380	621.7	227.82	229.60	1.78	0.0297	6.18	119.44	97.73	1.53
368	621.7	227.39	229.09	1.70	0.0315	5.63	112.59	96.16	1.53
354	621.7	227.00	228.98	1.98	0.0201	5.06	125.63	84.92	1.26
342	621.7	227.00	228.98	1.98	0.0142	4.49	140.76	83.96	1.07
331	621.7	226.47	228.25	1.78	0.0266	5.41	115.12	80.38	1.42
318	621.7	226.00	227.83	1.83	0.0276	5.51	112.93	76.66	1.44
312	621.7	225.94	228.03	2.09	0.0160	4.63	134.15	77.36	1.12
302	621.7	225.00	227.38	2.38	0.0278	5.43	114.55	78.46	1.43
293	621.7	224.73	227.24	2.51	0.0234	5.18	120.11	77.63	1.33
281	621.7	224.64	227.62	2.98	0.0054	3.4	183.24	75.6	0.69
272	621.7	224.58	227.53	2.95	0.0058	3.52	178.13	78.17	0.72
263	621.7	224.47	227.24	2.77	0.0086	4.04	153.74	67.49	0.86
254	621.7	224.35	227.02	2.67	0.0108	4.34	146.25	83.26	0.95
245	621.7	224.18	226.47	2.29	0.0190	5.13	121.12	67.76	1.23
235	621.7	224.00	225.68	1.68	0.0324	6	103.54	68.45	1.56
225	621.7	223.42	225.12	1.70	0.0382	6.31	98.46	68.47	1.68
215	621.7	223.00	224.63	1.63	0.0415	6.46	96.29	69.25	1.75
206	621.7	222.64	224.39	1.75	0.0361	6.16	100.84	70.1	1.64
196	621.7	222.12	223.73	1.61	0.0420	6.53	95.18	67.77	1.76
183	621.7	222.00	223.54	1.54	0.0322	5.95	104.57	69.87	1.55
INICIO DE ENROCADO MARGEN DERECHA									
174	621.7	221.75	223.98	2.23	0.0123	4.36	142.61	73.91	1.00
166	621.7	221.38	222.90	1.52	0.0339	6	103.69	69.97	1.57
FIN DE ENROCADO MARGEN IZQUIERDA									
FIN DE ENROCADO MARGEN DERECHA									
PUENTE CHALACO PROYECTADO									
INICIO DE ENROCADO MARGEN DERECHA									
INICIO DE ENROCADO MARGEN IZQUIERDA									
155	621.7	221.00	222.55	1.55	0.0322	5.87	105.97	71.72	1.54
146	621.7	220.99	222.77	1.78	0.0171	4.78	130.17	74.68	1.16
138	621.7	220.86	222.70	1.84	0.0163	4.62	134.66	78.8	1.13
131	621.7	220.74	222.82	2.08	0.0116	4.16	151	93.61	0.97
122	621.7	220.44	221.91	1.47	0.0333	5.5	113.01	87.71	1.55
115	621.7	220.03	221.42	1.39	0.0456	5.84	106.38	95.81	1.77
FIN DE ENROCADO MARGEN DERECHA									
FIN DE ENROCADO MARGEN IZQUIERDA									
102	621.7	219.69	222.59	2.90	0.0024	2.4	261.43	101.44	0.47
86	621.7	219.00	222.65	3.65	0.0011	1.9	334.76	105.57	0.33
72	621.7	219.00	222.24	3.24	0.0039	3.39	198.98	76.22	0.61
60	621.7	219.00	222.21	3.21	0.0038	3.46	203.74	76.99	0.62
50	621.7	219.00	222.19	3.19	0.0036	3.33	204.22	71.56	0.60
39	621.7	218.51	221.52	3.01	0.0096	5.03	144.39	65.95	0.95
32	621.7	218.00	220.73	2.73	0.0171	6.36	115.56	60.06	1.25
22	621.7	218.00	220.23	2.23	0.0259	7.02	106.49	65.99	1.50
12	621.7	217.87	220.79	2.92	0.0104	5.23	138.26	60.88	0.99

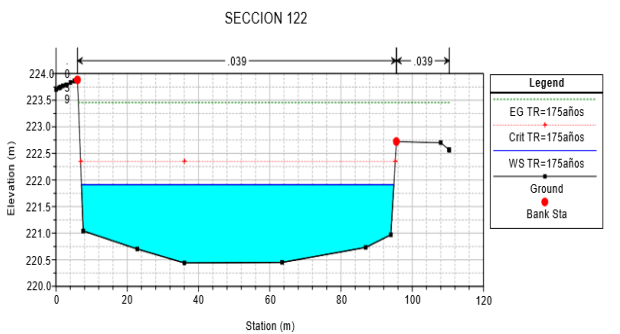
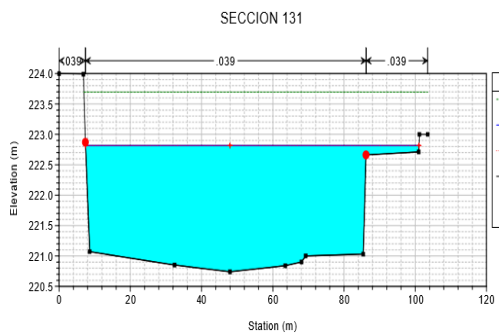
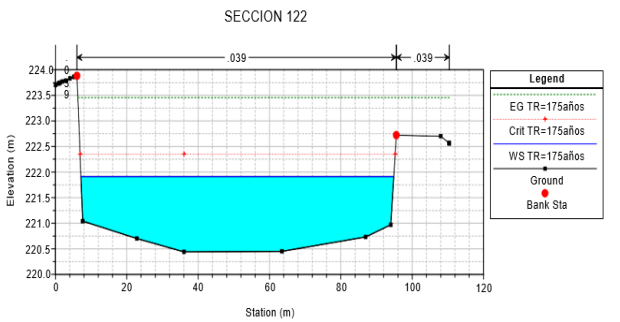
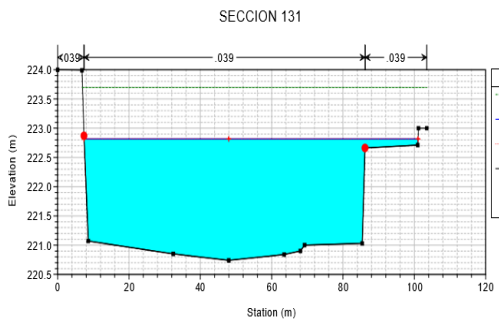
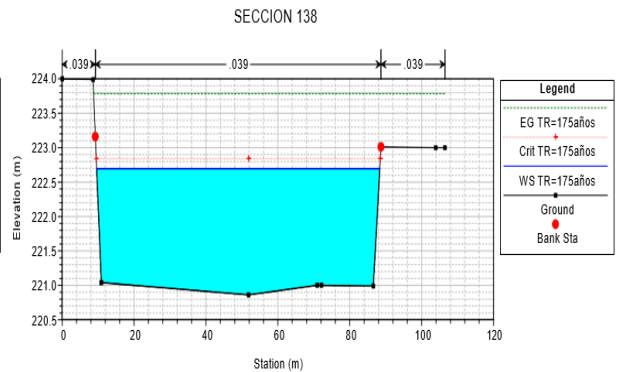
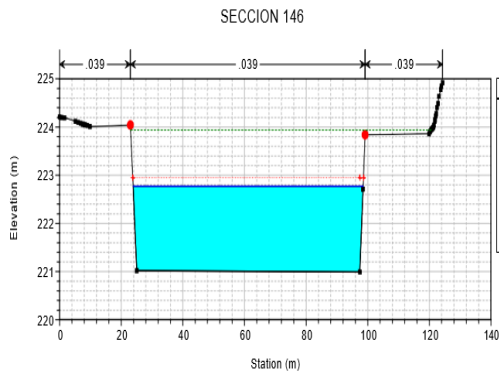
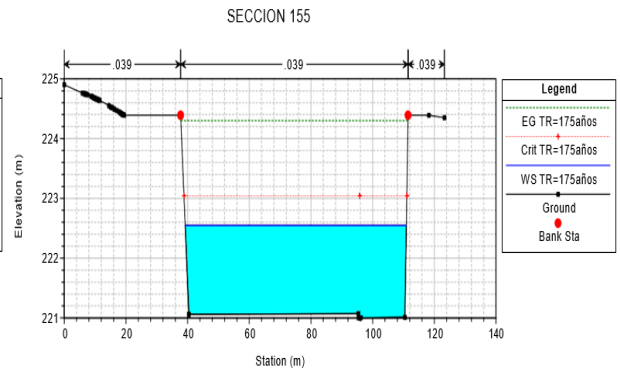
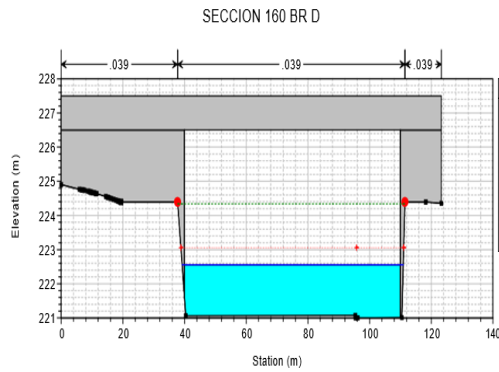
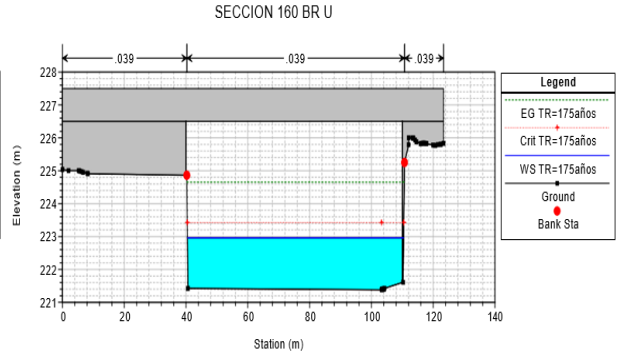
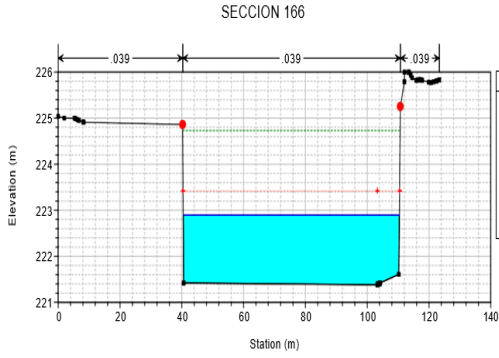
## Anexo 10: Secciones transversales en situación con proyecto – TR=175 años

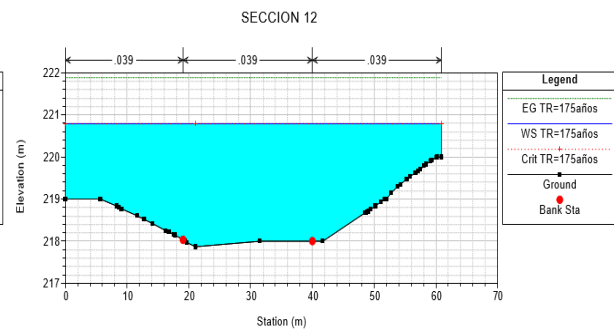
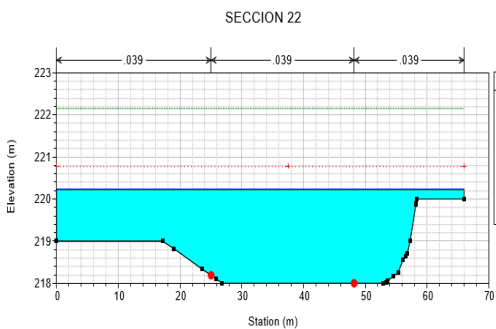
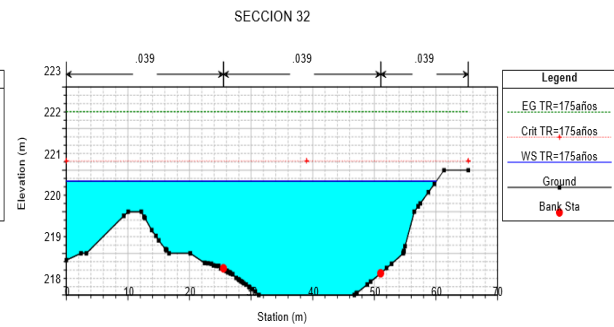
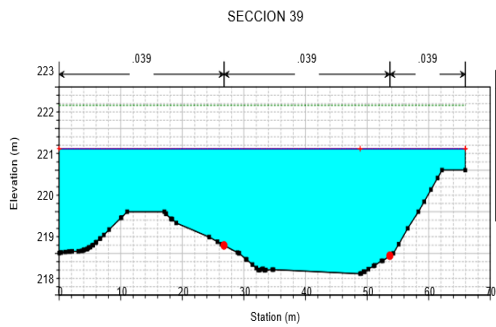
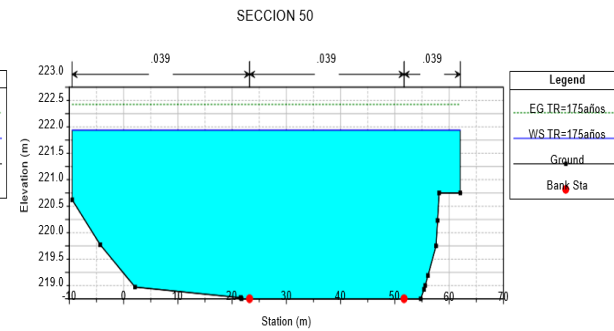
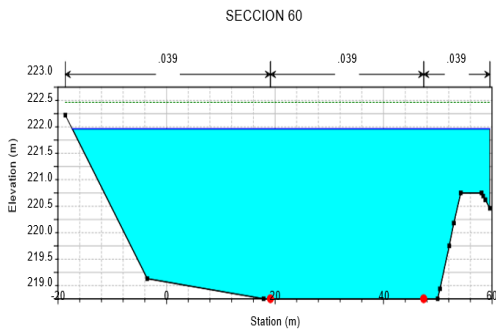
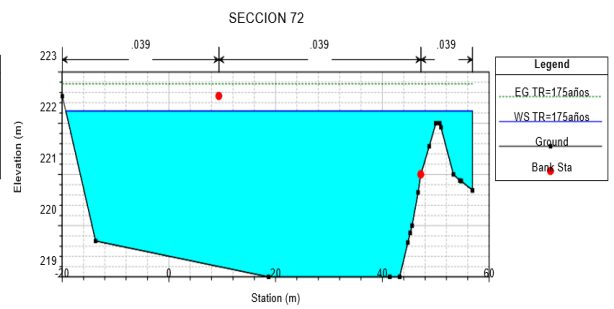
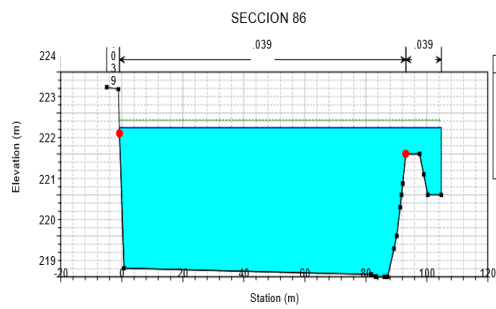
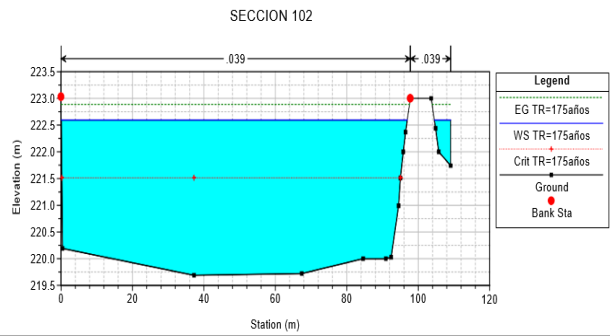
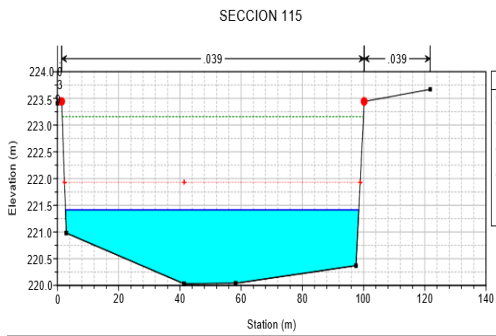












**Anexo 11: Parámetros hidráulicos por secciones en situación con proyecto – TR=500 años**

PARAMETROS HIDRAULICOS DEL RIO TR = 175 años										
SECCION	CAUDAL	NIVEL MININO AGUA	NIVEL MAXIMO AGUA	TIRANTE AGUA	PENDIENTE	VELOCIDA MEDIA	AREA HIDRAULICA	ESPEJO DE AGUA	NUMERO FROUDE	
(m)	(m <sup>3</sup> /s)	MAMINO (m .s.n.m )	NAME (m .s.n.m )	(m)	(m/m)	(m/s)	(m <sup>2</sup> )	(m)		
AGUAS ARRIBA	430	790	229.00	231.29	2.29	0.0175	5.82	156.69	100	1.24
	420	790	228.78	230.94	2.16	0.0212	6.02	148.57	100	1.34
	410	790	228.54	230.68	2.14	0.0231	6.25	146.83	100	1.40
	400	790	228.30	230.53	2.23	0.0213	6.2	151.59	100	1.36
	390	790	228.00	230.11	2.11	0.0264	6.71	143.51	100.23	1.50
	380	790	227.82	229.81	1.99	0.0295	6.66	139.98	100	1.56
	368	790	227.39	229.32	1.93	0.0297	6.06	134.56	96.16	1.52
	354	790	227.00	229.25	2.25	0.0191	5.46	149.52	88.15	1.26
	342	790	227.00	229.25	2.25	0.0142	4.92	163.73	85.01	1.09
	331	790	226.47	228.53	2.06	0.0241	5.77	137.65	80.95	1.39
	318	790	226.00	228.10	2.10	0.0257	5.92	133.62	77.54	1.43
	312	790	225.94	228.33	2.39	0.0153	5.03	157.2	78.8	1.13
	302	790	225.00	227.65	2.65	0.0259	5.84	135.36	78.93	1.42
	293	790	224.73	227.50	2.77	0.0231	5.66	139.61	77.99	1.35
	281	790	224.64	228.04	3.40	0.0051	3.68	215.89	77.45	0.69
	272	790	224.58	227.96	3.38	0.0053	3.78	212.58	78.98	0.71
	263	790	224.47	227.42	2.95	0.0109	4.76	165.92	67.83	0.97
	254	790	224.35	227.38	3.03	0.0101	4.64	176.07	83.79	0.94
	245	790	224.18	226.88	2.70	0.0157	5.31	149.08	71.68	1.15
	235	790	224.00	225.98	1.98	0.0288	6.36	124.65	74.79	1.51
225	790	223.42	225.39	1.97	0.0352	6.73	117.39	69.64	1.66	
215	790	223.00	224.88	1.88	0.0391	6.93	114.01	70.31	1.74	
206	790	222.64	224.62	1.98	0.0355	6.72	117.47	70.67	1.67	
196	790	222.12	223.98	1.86	0.0407	7.06	111.87	69.09	1.77	
183	790	222.00	223.76	1.76	0.0329	6.57	120.31	70.16	1.60	
174	790	221.75	224.03	2.28	0.0184	5.41	145.96	74.01	1.23	
166	790	221.38	223.16	1.78	0.0319	6.46	122.28	70.03	1.56	
PUENTE CHALACO PROYECTADO										
AGUAS ABAJO	155	790	221.00	222.79	1.79	0.0316	6.4	123.46	71.98	1.56
	146	790	220.99	222.92	1.93	0.0214	5.61	140.72	74.86	1.31
	138	790	220.86	222.99	2.13	0.0158	5.02	157.46	79.33	1.14
	131	790	220.74	222.94	2.20	0.0151	4.94	162.64	93.77	1.11
	122	790	220.44	222.15	1.71	0.0310	5.91	133.74	88.05	1.53
	115	790	220.03	223.06	3.03	0.0037	2.97	266.25	98.25	0.58
	102	790	219.69	223.11	3.42	0.0022	2.54	315.06	109.08	0.46
	86	790	219.00	223.17	4.17	0.0011	2.08	389.56	105.74	0.33
	72	790	219.00	222.71	3.71	0.0038	3.67	234.58	76.85	0.62
	60	790	219.00	222.68	3.68	0.0037	3.72	240.41	78.24	0.62
	50	790	219.00	222.64	3.64	0.0036	3.65	236.65	71.56	0.61
	39	790	218.51	221.88	3.37	0.0096	5.45	168.34	65.95	0.97
	32	790	218.00	221.16	3.16	0.0152	6.62	142.3	65.24	1.21
	22	790	218.00	221.82	3.82	0.0047	4.31	211.88	65.99	0.70
12	790	217.87	221.16	3.29	0.0103	5.66	161.11	60.88	1.01	