

UNIVERSIDAD DE HUANUCO
FACULTAD DE INGENIERIA
PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA CIVIL



TESIS

**“Determinación del grado de socavación producido por el Río
Higueras a los estribos del puente Daniel Alomía Robles,
Huánuco - 2021”**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO
CIVIL**

AUTOR: Robles Cabrera, Anthony Bryan

ASESOR: Guarniz Flores, Joel Luis

HUÁNUCO – PERÚ

2022

U

TIPO DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN:

- Tesis (X)
- Trabajo de Suficiencia Profesional ()
- Trabajo de Investigación ()
- Trabajo Académico ()

LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN: Hidráulica
AÑO DE LA LÍNEA DE INVESTIGACIÓN (2020)

CAMPO DE CONOCIMIENTO OCDE:

Área: Ingeniería, Tecnología

Sub área: Ingeniería civil

Disciplina: Ingeniería civil

DATOS DEL PROGRAMA:

Nombre del Grado/Título a recibir: Título Profesional de Ingeniero Civil

Código del Programa: P07

Tipo de Financiamiento:

- Propio (X)
- UDH ()
- Fondos Concursables ()

DATOS DEL AUTOR:

Documento Nacional de Identidad (DNI): 72887705

DATOS DEL ASESOR:

Documento Nacional de Identidad (DNI): 46064394

Grado/Título: Maestro en ingeniería, con mención en: gestión ambiental y desarrollo sostenible

Código ORCID: 0000-0003-1651-8683

DATOS DE LOS JURADOS:

N°	APELLIDOS Y NOMBRES	GRADO	DNI	Código ORCID
1	Jacha Rojas, Johnny Prudencio	Maestro en ingeniería de sistemas e informática con mención en: gerencia de sistemas y tecnologías de información	40895876	0000-0001-7920-1304
2	Abal Garcia, Hamilton Denniss	Maestro en gerencia pública	43962001	0000-0002-8378-9152
3	Martínez Morales, German Gastón	Ingeniero civil	07397555	0000-0002-9182-1861

D

H

**ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO
PROFESIONAL DE INGENIERO (A) CIVIL**

En la ciudad de Huánuco, siendo las 08:20 horas del día 25 del mes de NOVIEMBRE del año 2022, en el Auditorio de la Facultad de Ingeniería, en cumplimiento de lo señalado en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad de Huánuco, se reunieron el **Jurado Calificador** integrado por los docentes:

MG. JOHNNY PRUDENCIO JACHA ROJAS (Presidente)

MG. HAMILTON DENNIS ABAL GARCÍA (Secretario)

ING. GERMAN GASTON MARTINES MORALES (Vocal)

Nombrados mediante la Resolución N° 2370-2022-01-FI-UDH para evaluar la **Tesis** intitulada:

" DETERMINACIÓN DEL TIPO DE SOCAVACIÓN PRODUCIDO
POR EL RÍO HIGUERAS A LOS ESTRIBOS DEL PUENTE DANIEL
A LOMÍA ROBLES, HUÁNUCO - 2021

presentado por el (la) Bachiller ANTHONY BRYAN ROBLES CABRERA, para optar el Título Profesional de Ingeniero (a) Civil.

Dicho acto de sustentación se desarrolló en dos etapas: exposición y absolución de preguntas: procediéndose luego a la evaluación por parte de los miembros del Jurado.

Habiendo absuelto las objeciones que le fueron formuladas por los miembros del Jurado y de conformidad con las respectivas disposiciones reglamentarias, procedieron a deliberar y calificar, declarándolo (a) APROBADO por UNANIMIDAD con el calificativo cuantitativo de 12 y cualitativo de SUFICIENTE. (Art. 47)

Siendo las 9:15 horas del día 25 del mes de NOVIEMBRE del año 2022, los miembros del Jurado Calificador firman la presente Acta en señal de conformidad.



Presidente



Secretario



Vocal



UNIVERSIDAD DE HUANUCO

FACULTAD DE INGENIERIA

PROGRAMA ACADEMICO INGENIERIA CIVIL



CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD

Yo, Mg. Guarniz Flores Joel Luis, asesor del Programa Académico de Ingeniería Civil y designado mediante documento **RESOLUCIÓN N° 017-2021-D-FI-UDH** del Bach. Anthony Bryan, ROBLES CABRERA, con el Trabajo de Suficiencia Profesional intitulada **“DETERMINACIÓN DEL GRADO DE SOCAVACIÓN PRODUCIDO POR EL RÍO HIGUERAS A LOS ESTRIBOS DEL PUENTE DANIEL ANOMIA ROBLES, HUÁNUCO -2021”**.

Puedo constar que la misma tiene un índice de similitud del **23 %** verificable en el reporte final del análisis de originalidad mediante el Software Antiplagio Turnitin.

Por lo que concluyo que cada una de las consideraciones detectadas no constituyen plagio y cumple con las normas de la Universidad de Huánuco.

Se expide la presente, a solicitud del interesado para los fines que estime conveniente

Huánuco, 17 de febrero de 2023



Joel Luis Guarniz Flores
INGENIERO CIVIL
CIP N° 163302

Guarniz Flores Joel Luis
DNI N°46064394
Código Orcid N° 0000-0003-1651-8683

TESIS_FINAL_ROBLES_CABRERA_ANTHONY_BRYAN

INFORME DE ORIGINALIDAD

23% INDICE DE SIMILITUD	22% FUENTES DE INTERNET	3% PUBLICACIONES	8% TRABAJOS DEL ESTUDIANTE
-----------------------------------	-----------------------------------	----------------------------	--------------------------------------

FUENTES PRIMARIAS

1	hdl.handle.net Fuente de Internet	5%
2	repositorio.lamolina.edu.pe Fuente de Internet	1%
3	repositorio.uss.edu.pe Fuente de Internet	1%
4	repositorio.ucv.edu.pe Fuente de Internet	1%
5	repositorio.upla.edu.pe Fuente de Internet	1%
6	repositorio.urp.edu.pe Fuente de Internet	1%
7	www.dspace.uce.edu.ec Fuente de Internet	1%
8	www.scribd.com Fuente de Internet	1%
9	Submitted to Universidad Cesar Vallejo Trabajo del estudiante	1%



Joel Luis Guarniz Flores
INGENIERO CIVIL
CIP N° 163302

DNI: N°46064394; Código Orcid N° 0000-0003-1651-8683

DEDICATORIA

A Dios por ser la fortaleza de mi vida. A mis padres Gregorio y Sonia por su apoyo y su confianza inquebrantable. A mis abuelos Santiago y Consuelo y a mis hermanas Jhuliana y Mayra, por estar presente en cada una de sus oraciones.

AGRADECIMIENTO

A Dios por ayudarme a finalizar mis estudios de pregrado.

A mi alma mater, la Universidad de Huánuco, por contribuir en mi formación profesional, en especial a mi Escuela académica profesional de Ingeniería Civil, por permitirme recibir la educación necesaria en sus aulas y con ello poder demostrar todas mis habilidades.

A mis docentes, por cada una de sus enseñanzas, delineando mi crecimiento profesional.

A mi familia que con su apoyo económico y motivacional lograron que no me rindiera en todos estos años y así poder concluir con este importante ciclo de mi vida.

A mis amigos y hermanos de corazón, Jorge, Carlos, Franco, Kevin, José, y Andrea mis colegas que, con sus palabras y acciones, me demostraron lo importante que soy para cada uno de ellos.

ÍNDICE

DEDICATORIA	II
AGRADECIMIENTO	III
ÍNDICE.....	IV
ÍNDICE DE TABLAS	VII
ÍNDICE DE FIGURAS.....	IX
RESUMEN.....	XVII
ABSTRACT.....	XVIII
INTRODUCCIÓN	XIX
CAPÍTULO I.....	20
PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	20
1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA	20
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	23
1.2.1. PROBLEMA GENERAL.....	23
1.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS	23
1.3. OBJETIVOS.....	23
1.3.1. OBJETIVO GENERAL.....	23
1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	23
1.4. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	24
1.4.1. JUSTIFICACIÓN TEÓRICA.....	24
1.4.2. JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA.....	24
1.4.3. JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA	25
1.5. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN	25
1.6. VIABILIDAD DE LA INVESTIGACIÓN	25
CAPÍTULO II.....	26
MARCO TEÓRICO	26
2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN.....	26
2.1.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES.....	26
2.1.2. ANTECEDENTES NACIONALES.....	30
2.1.3. ANTECEDENTES LOCALES	35
2.2. BASES TEÓRICAS.....	36
2.2.1. SOCAVACIÓN.....	36

2.2.2. FORMAS DE SOCAVACIÓN.....	38
2.2.3. TIPOS DE SOCAVACIÓN	39
2.2.4. SOCAVACIÓN A LARGO PLAZO O DEGRADACIÓN.....	40
2.2.5. FACTORES QUE INFLUYEN EN LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN.....	47
2.2.6. CAUSAS DE SOCAVACIÓN	49
2.2.7. PARÁMETROS A CONSIDERAR EN EL ANÁLISIS DE PUENTES.....	52
2.2.8. FACTORES QUE AFECTAN LA SOCAVACIÓN LOCAL EN ESTRIBOS	60
2.2.9. ESTIMACIÓN DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN ESTRIBOS	68
2.2.10. SOFTWARE.....	80
2.3. DEFINICIONES CONCEPTUALES	82
2.4. HIPÓTESIS	84
2.4.1. VARIABLES.....	84
2.4.2. VARIABLE INDEPENDIENTE	84
2.4.3. VARIABLE DEPENDIENTE.....	85
2.5. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES	86
CAPÍTULO III.....	87
METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN	87
3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	87
3.1.1. ENFOQUE.....	87
3.1.2. ALCANCE O NIVEL.....	87
3.1.3. DISEÑO.....	88
3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA	89
3.2.1. POBLACIÓN.....	89
3.2.2. MUESTRA	89
3.3. TÉCNICAS E INSTRUMENTO DE RECOLECCIÓN DE DATOS .	89
3.3.1. PARA LA RECOLECCIÓN DE DATOS.....	89
3.3.2. PARA EL ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE DATOS	90
CAPITULO IV.....	94
RESULTADOS.....	94

4.1. PROCESAMIENTO DE DATOS	94
4.2. CONSTATACIÓN DE HIPÓTESIS Y PRUEBA DE HIPÓTESIS.	163
CAPITULO V.....	164
DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	164
CONCLUSIONES	167
RECOMENDACIONES.....	169
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	170
ANEXOS.....	176

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1	Coeficiente de correccion $K\theta$	72
Tabla 2	Coeficiente de corrección KQ	72
Tabla 3	Coeficiente de corrección Km	72
Tabla 4	Coeficiente por forma del estribo Kf . Método de Froehlich	75
Tabla 5	Valores del factor de corrección Kf	78
Tabla 6	Operacionalizacion de Variables.....	86
Tabla 7	Área y Perímetro de la Cuenca	95
Tabla 8	Características de la estación Jacas Chico.....	99
Tabla 9	Datos Históricos de la estación de Jacas Chico	100
Tabla 10	Pruebas de datos dudosos de la estación de Jacas Chico	103
Tabla 11	Distribución Normal para la estación de Jacas Chico	104
Tabla 12	Distribución Log Normal 2 para la estación de Jacas Chico	108
Tabla 13	Distribución Gumbel para la estación de Jacas Chico	111
Tabla 14	Distribución Log Normal 3 para la estación de Jacas Chico	114
Tabla 15	Cuadro de Ajustes mediante el método de ajuste de Kolmogorov – Smirnov de la estación de Jacas Chico	117
Tabla 16	Cuadro de las precipitaciones máximas anuales en 24 horas corregidas de la estación de Jacas Chico.....	121
Tabla 17:	Cuadro de los caudales máximos de los métodos estadísticos de la estación de Jacas Chico	123
Tabla 18	Caudales máximos por el método de Mac Math con Dyck y Peschke y el método de Nash	123
Tabla 19	Caudales máximos por el método de Creager	124
Tabla 20	Características de la estación Canchan.....	125
Tabla 21	Datos Históricos de la estación de Canchan.....	126
Tabla 22	Pruebas de Datos dudosos de la estación de Canchan.....	129
Tabla 23	Distribución Normal para la estación de Canchan	130
Tabla 24	Distribución Log Normal 2 para la estación de Canchan	132
Tabla 25	Distribución Gumbel para la estación de Canchan	134
Tabla 26	Distribución Log Normal 3 para la estación de Canchan	136

Tabla 27 Cuadro de Ajustes mediante el metodo de ajuste de Kolmogorov – Smirnov de la estación de Canchan	139
Tabla 28 Cuadro de las precipitaciones máximas anuales en 24 horas corregidas de la estación de Canchan.....	143
Tabla 29 Cuadro de los caudales máximos de los métodos estadísticos de la estación de Canchan	145
Tabla 30 Cuadro del grado de socavación que se tiene en puente Daniel Alomia Robles.....	163

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Esquema general de un proceso de socavación ocasionado por la construcción de un puente.....	37
Figura 2 Tipos de socavación que pueden ocurrir en un puente.	40
Figura 3 Proceso de socavación general.....	43
Figura 4 Esquema de la contracción de un canal	44
Figura 5 Comportamiento del flujo en una pila cilíndrica	45
Figura 6 HEC-18 (2001).....	46
Figura 7 Factores que afectan la socavación general.....	48
Figura 8 Valores de X	55
Figura 9 Valores de k1 para Loursen-Touch (1953-1956)	56
Figura 10 Valores del coeficiente kV para la ecuación de Yaroslavtziev (1960)	58
Figura 11 Valores del coeficiente kH para la ecuación de Yaroslavtziev (1960)	58
Figura 12 Valores para aplicar la ecuación de Yaroslavtziev en pilas I, II y III.	59
Figura 13 Valores para aplicar la ecuación de Yaroslavtziev en pilas IV	60
Figura 14 Influencia de la longitud del estribo sobre la profundidad de socavación.....	62
Figura 15 Comparación de la distribución del flujo frente a un estribo a) en laboratorio. b) en el campo	63
Figura 16 Formas comunes de estribos.....	64
Figura 17 Influencia de la intensidad del flujo V/V_c sobre la profundidad de socavación.....	65
Figura 18 Angulo de ataque del flujo sobre el de estribos.	66
Figura 19 Esquema de estribos construidos en cauces compuestos.	66
Figura 20 Influencia de la gradación del sedimento.....	68
Figura 21 Intersección del flujo por los estribos. Método de Artamonov.....	71
Figura 22 Ventana del programa Hec – Ras v5.0.7	81
Figura 23 Levantamiento Topográfico: Tramo de 0+0.00 al 0+740.00	94
Figura 24 Cuadros de la pendiente del curso principal.	98

Figura 25	Figura de la función densidad probabilidad de la distribución de Normal de la estación de Jacas Chico.....	106
Figura 26	Figura de la función distribución probabilidad de la distribución de Normal de la estación de Jacas Chico.....	107
Figura 27	Figura de la función densidad probabilidad de la distribución de Log Normal 2 de la estación de Jacas Chico.....	109
Figura 28	de la función distribución probabilidad de la distribución de Log Normal 2 de la estación de Jacas Chico.....	110
Figura 29	Figura de la función densidad probabilidad de la distribución de Gumbel de la estación de Jacas Chico.....	113
Figura 30	Figura de la función distribución probabilidad de la distribución de Gumbel de la estación de Jacas Chico.....	113
Figura 31	Figura de la función densidad probabilidad de la distribución de Log Normal 3 de la estación de Jacas Chico.....	116
Figura 32	116
Figura 33	Figura de la función distribución probabilístico de la estación de Jacas Chico.....	120
Figura 34	Figura de la función densidad probabilidad de la distribución de Normal de la estación de Canchan.....	131
Figura 35	Figura de la función distribución probabilidad de la distribución de Normal de la estación de Canchan.....	131
Figura 36	Figura de la función densidad probabilidad de la distribución de Log Normal 2 de la estación de Canchan.....	133
Figura 37	Figura de la función distribución probabilidad de la distribución de Log Normal 2 de la estación de Canchan.....	133
Figura 38	Figura de la función densidad probabilidad de la distribución de Gumbel de la estación de Canchan.....	135
Figura 39	Figura de la función distribución probabilidad de la distribución de Gumbel de la estación de Canchan.....	135
Figura 40	Figura de la función densidad probabilidad de la distribución de Log Normal 3 de la estación de Canchan.....	137
Figura 41	Figura de la función distribución probabilidad de la distribución de Log Normal 3 de la estación de Canchan.....	138

Figura 42 Figura de la función distribución probabilístico de la estación de Canchan	142
Figura 43 Secciones Transversales y Puente Daniel Alomia Robles.....	146
Figura 44 Análisis para un perfil de flujo de T=50 años	147
Figura 45 Modelado en 3d para un t=50 años	147
Figura 46 Análisis para un perfil de flujo de T=100 años	148
Figura 47 Modelado en 3d para un t=100 años	148
Figura 48 Análisis para un perfil de flujo de T=300 años	149
Figura 49 Modelado en 3d para un t=300 años	149
Figura 50 Análisis para un perfil de flujo de T=500 años	150
Figura 51 Modelado en 3d para un t=500 años	150
Figura 52 Sección 420 del modelado para un T= 50 años.....	151
Figura 53 Sección 420 del modelado para un T= 100 años.....	152
Figura 54 Sección 420 del modelado para un T= 300 años.....	152
Figura 55 Sección 420 del modelado para un T= 500 años.....	153
Figura 56 Modelado en la sección 420 con todos los periodos de retorno	153
Figura 57 Diseño hidráulico del puente para un T= 50 años por el método de Froehlich	154
Figura 58 Resultados de la profundidad de socavación para un T= 50 años por el método de Froehlich	155
Figura 59 Diseño hidráulico del puente para un T= 100 años por el método de Froehlich	155
Figura 60 Resultados de la profundidad de socavación para un T= 100 años por el método de Froehlich	156
Figura 61 Diseño hidráulico del puente para un T= 300 años por el método de Froehlich	156
Figura 62 Resultados de la profundidad de socavación para un T= 300 años por el método de Froehlich	157
Figura 63 Diseño hidráulico del puente para un T= 500 años por el método de Froehlich	157
Figura 64 Resultados de la profundidad de socavación para un T= 500 años por el método de Froehlich	158

Figura 65 Diseño hidráulico del puente para un T= 50 años por el método de Hire	158
Figura 66 Resultados de la profundidad de socavación para un T= 50 años por el método de Hire	159
Figura 67 Diseño hidráulico del puente para un T= 100 años por el método de Hire	159
Figura 68 Resultados de la profundidad de socavación para un T= 100 años por el método de Hire	160
Figura 69 Diseño hidráulico del puente para un T= 300 años por el método de Hire	160
Figura 70 Resultados de la profundidad de socavación para un T= 300 años por el método de Hire	161
Figura 71 Diseño hidráulico del puente para un T= 500 años por el método de Hire	161
Figura 72 Resultados de la profundidad de socavación para un T= 500 años por el método de Hire	162
Figura 73 Plano de ubicación y localización del puente Daniel Alomia Robles	184
Figura 74 Intensidades de la estación de Canchan	185
Figura 75 Caudales máximos de la estación de Canchan	186
Figura 76 Intensidades de la estación de Jacas Chico	186
Figura 77 Caudales máximos de la estación de Jacas Chico	187
Figura 78 Riego de Falla	187
Figura 79 Riego	188
Figura 80 Riesgo en la estación de Canchan	188
Figura 81 Riesgo en la estación de Jacas Chico	188
Figura 82 Distribución Normal en el Hidroesta de la estación de Canchan	189
Figura 83 Distribución Log – Normal 2 parámetros en el Hidroesta de la estación de Canchan	190
Figura 84 Distribución Log – Normal 3 parametros en el Hidroesta de la estación de Canchan	190

Figura 85 Distribución Gumbel en el Hidroesta de la estación de Canchan	191
Figura 86 Distribución Normal en el Hidroesta de la estación de Jacas Chico	191
Figura 87 Distribución Log – Normal 2 parámetros en el Hidroesta de la estación de Jacas Chico	192
Figura 88 Distribución Log – Normal 3 parámetros en el Hidroesta de la estación de Jacas Chico	192
Figura 89 Distribución Gumbel en el Hidroesta de la estación de Jacas Chico	193
Figura 90 Ventana de inicio del Hec-Ras.....	193
Figura 91 Cross section 20	194
Figura 92 Cross section 60	195
Figura 93 Cross section 80	195
Figura 94 Cross section 100	196
Figura 95 Cross section 120	196
Figura 96 Cross section 140	197
Figura 97 Cross section 160	197
Figura 98 Cross section 180	198
Figura 99 Cross section 200	198
Figura 100 Cross section 220	199
Figura 101 Cross section 240	199
Figura 102 Cross section 260	200
Figura 103 Cross section 280	200
Figura 104 Cross section 300	201
Figura 105 Cross section 320	201
Figura 106 Cross section 340	202
Figura 107 Cross section 360	202
Figura 108 Cross section 380	203
Figura 109 Cross section 400	203
Figura 110 Cross section 420 BRD.....	204
Figura 111 Cross section 420 BRU.....	204
Figura 112 Cross section 440	205

Figura 113 Cross section 460	205
Figura 114 Cross section 480	206
Figura 115 Cross section 500	206
Figura 116 Cross section 520	207
Figura 117 Cross section 540	207
Figura 118 Cross section 560	208
Figura 119 Cross section 580	208
Figura 120 Cross section 600	209
Figura 121 Cross section 620	209
Figura 122 Cross section 640	210
Figura 123 Cross section 660	210
Figura 124 Cross section 680	211
Figura 125 Cross section 700	211
Figura 126 Cross section 720	212
Figura 127 Cross section 740	212
Figura 128 Perfil de la superficie del agua en condiciones iniciales	213
Figura 129 Perfil de la superficie del agua en un $Tr= 50$ años	214
Figura 130 Perfil de la superficie del agua en un $Tr= 100$ años	214
Figura 131 Perfil de la superficie del agua en un $Tr= 300$ años	215
Figura 132 Perfil de la superficie del agua en un $Tr= 500$ años	215
Figura 133 Perfil de velocidades en un $Tr= 50$ años	216
Figura 134 Perfil de velocidades en un $Tr= 100$ años	217
Figura 135	217
Figura 136 Perfil de velocidades en un $Tr= 500$ años	218
Figura 137 Perfil Flow para un $Tr: 50$ años	219
Figura 138 Perfil Flow para un $Tr: 100$ años	220
Figura 139 Perfil Flow para un $Tr: 300$ años	220
Figura 140 Perfil Flow para un $Tr: 500$ años	221
Figura 141 Área en un $Tr= 50$ años	222
Figura 142 Área en un $Tr= 100$ años	223
Figura 143 Área en un $Tr= 300$ años	223
Figura 144 Área en un $Tr= 500$ años	224
Figura 145 Ancho superior del perfil en un $Tr: 50$ años	225

Figura 146 Ancho superior del perfil en un Tr: 100 años	226
Figura 147 Ancho superior del perfil en un Tr: 300 años	226
Figura 148 Ancho superior del perfil en un Tr: 500 años	227
Figura 149 Froude para un Tr: 50 años	228
Figura 150 Froude para un Tr: 100 años	228
Figura 151 Froude para un Tr: 300 años	229
Figura 152 Froude para un Tr: 500 años	229
Figura 153 Profundidad Hidráulica para un Tr= 50 años	230
Figura 154 Profundidad Hidráulica para un Tr= 100 años	230
Figura 155 Profundidad Hidráulica para un Tr= 300 años	231
Figura 156 Profundidad Hidráulica para un Tr= 500 años	231
Figura 157 Curva en la sección 0	232
Figura 158 Curva en la sección 20	232
Figura 159 Curva en la sección 40	233
Figura 160 Curva en la sección 60	233
Figura 161 Curva en la sección 80	234
Figura 162 Curva en la sección 100	235
Figura 163 Curva en la sección 120	235
Figura 164 Curva en la sección 140	236
Figura 165 Curva en la sección 160	236
Figura 166 Curva en la sección 180	237
Figura 167 Curva en la sección 200	237
Figura 168 Curva en la sección 220	238
Figura 169 Curva en la sección 240	238
Figura 170 Curva en la sección 260	239
Figura 171 Curva en la sección 280	239
Figura 172 Curva en la sección 300	240
Figura 173 Curva en la sección 320	240
Figura 174 Curva en la sección 340	241
Figura 175 Curva en la sección 360	241
Figura 176 Curva en la sección 380	242
Figura 177 Curva en la sección 400	242
Figura 178 Curva en la sección 420 BRD	243

Figura 179 Curva en la sección 420 BRU	243
Figura 180 Curva en la sección 440	244
Figura 181 Curva en la sección 460	244
Figura 182 Curva en la sección 480	245
Figura 183 Curva en la sección 500	245
Figura 184 Curva en la sección 520	246
Figura 185 Curva en la sección 540	246
Figura 186 Curva en la sección 560	247
Figura 187 Curva en la sección 580	247
Figura 188 Curva en la sección 600	248
Figura 189 Curva en la sección 620	248
Figura 190 Curva en la sección 640	249
Figura 191 Curva en la sección 660	249

RESUMEN

La presente investigación tiene como idea principal determinar del grado de socavación producido por el río Higuera a los estribos del puente Daniel Alomía Robles. Para determinar la profundidad de socavación producido por el río Higuera se realizó un levantamiento topográfico de todo el tramo teniendo en cuenta 370 metros aguas arriba y 370 metros aguas abajo después se tomaron dos estaciones pluviométricas para el cálculo del caudal máximo, obteniendo los caudales máximos para un periodo de retorno de 50 años que fue de 159.02 m³/s, para un periodo de retorno de 100 años que fue de 187.20 m³/s, para un periodo de retorno de 300 que fue de 231.86 m³/s y para un periodo de 500 años que fue de 252.62 m³/s. Después se realizó una modelación con el software HEC-RAS para determinar la socavación en el puente Daniel Alomía Robles en cada estribo mediante las ecuaciones Hire y Froehlich siendo la más adecuada la de Froehlich para un periodo de retorno de 50 años se tuvo 3.99 m en el estribo izquierdo y 1.61 m en el estribo derecho, para un periodo de retorno de 100 años se tuvo 3.61 m en el estribo izquierdo y 2.25 m en el estribo derecho, para un periodo de retorno de 300 años se tuvo 4.50 m en el estribo izquierdo y 3.16 m en el estribo derecho, para un periodo de retorno de 500 años se tuvo 4.86 m en el estribo izquierdo y 3.54 m en el estribo derecho.

Palabras claves: socavación, pluviométricas, caudal máximo, periodo de retorno, estribos.

ABSTRACT

The main idea of this research is to determine the degree of scour produced by the Higuera River at the abutments of the Daniel Alomía Robles Bridge. To determine the depth of scour produced by the Higuera river, a topographic survey of the entire section was carried out taking into account 370 meters upstream and 370 meters downstream, then two pluviometric stations were taken to calculate the maximum flow, obtaining the maximum flows for a return period of 50 years which was 159.02 m³/s, for a 100-year return period of 187.20 m³/s, for a 300-year return period of 231.86 m³/s, and for a 500-year period of 252.62 m³/s. Afterwards, a modeling was performed with the HEC-RAS software to determine the scour in the Daniel Alomía Robles Bridge in each abutment using the Hiron and Froehlich equations, the most adequate being the Froehlich equation for a return period of 50 years, which was 3.99 m in the left abutment and 1.61 m in the right abutment, for a return period of 100 years we had 3.61 m in the left abutment and 2.25 m in the right abutment, for a return period of 300 years we had 4.50 m in the left abutment and 3.16 m in the right abutment, for a return period of 500 years we had 4.86 m in the left abutment and 3.54 m in the right abutment.

Keywords: scour, pluviometrics, maximum flow, return period, abutments.

INTRODUCCIÓN

Se tiene conocimiento que en el Perú la red de vía nacionales cuenta con una afuente variedad de puente los cuales cumplen con una función valiosa para la conexión entre dos lugares, generando comunicación entre ellos superando así los obstáculos geográficos como las quebradas y río, generando así el desarrollo general del Perú. También se tiene el conocimiento que los puentes sufren estructuralmente por los fenómenos naturales, un ejemplo claro es la erosión de cuencas lo que genera que los ríos lleven un caudal solido en sus aguas.

En el Perú se tiene un déficit de investigaciones referentes a socavación en los puentes por esa razón se tiene poco conocimiento de cómo identificar la magnitud de la socavación, generando que los estudios referentes a este tema sean difíciles de realizarlos, para poder identificar la magnitud se tiene que conocer los parámetros geomorfológicos, hidrológicos e hidráulicos.

Mediante el proceso de este trabajo de investigación se quiere identificar la profundidad de socavación que se tiene en los estribos del puente Daniel Alomia Robles que se ubica encima del rio higueras, mediante las metodologías siguientes de Froehli y Hyre. Para poder determinar todo lo anterior se hayo el cálculo de máximas avenidas para un periodo de retorno de 50, 100, 300 y 500 años, mediante un modelamiento hidráulico usando el software Hec Ras. Este trabajo de investigación tiene cinco capítulos siendo el capítulo 1, el planteamiento de la investigación, la formulación del problema, objetivos, justificación de la investigación, limitaciones y viabilidad. En el capítulo 2, el marco teórico, bases teóricas, definiciones conceptuales, variables e hipótesis. En el capítulo 3, toda la parte metodológica de la investigación. En el capítulo 4, los resultados en el capítulo 5, discusión de los resultados obtenidos, y por ultimo las conclusiones y recomendaciones con sus respectivos anexos.

CAPÍTULO I

PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

La socavación se puede definir como el proceso de excavación y transporte de material desde el lecho y las orillas de los cursos de agua por la acción corrosiva del agua misma. Si bien la socavación puede parecer un concepto simple, toma muchas formas diferentes y puede ser cualquier cosa, desde un fenómeno natural hasta cambios en un río provocados por el hombre. (IDVIA, 2020)

La socavación es el resultado de la acción corrosiva del agua que inicia y transporta material desde el fondo del canal, y es una de las principales causas del daño del puente, un aumento en el flujo crea un aumento en la escoria. En el País, un fenómeno principal atmosférico naturalmente se le conoce así El Niño, el cual es provocado por el incremento de temperatura del Pacífico Ocean generando intensas lluvias, y aumento del caudal de los ríos y por ende un gran puente cada vez más débil.

Los puentes son una infraestructura estratégica de conectividad, desempeñando su presencia funciones importantes como conectar secciones separadas por ríos y aportar la continuidad de las carreteras. Por lo tanto, su construcción debe hacerse correctamente para garantizar el proceso de transporte.

Los derrumbes de puentes pueden ser causados por causas provocadas por el hombre, como falta de mantenimiento, defectos de construcción, defectos estructurales, sobrecargas e impactos, y/o causas naturales, como avalanchas y deslaves. (Muñoz, 2017, p.4).

“El Niño costero de 2017 “podría ser considerado el tercero más intenso” de los últimos 100 años, al menos para Perú”. (ENFEN, 2017, p.1).

La agrícola se ha visto afectada a nivel del país con 50.51 áreas de cultivo desaparecidas, mientras que 22.67 canales de riego han sido destruidos. La zona con más pérdidas de cultivos fue La Libertad con 11.557, mientras que Lima fue la que más canales de riego perdió: 13.000. (INDECI, 2019, p.3).

En cuanto al tráfico, se encontró que 4.000 km de caminos rurales, 4.391 km de carreteras y 489 puentes fueron destruidos por el fenómeno de El Niño. El área de Lima, de 2.216 kilómetros de largo, ha desaparecido. Además, fue ella quien destruyó más puentes: 139. (INDECI, 2019, p.3).

El estudio de espuma, aumento de caudal, ya sea El Niño o un evento catastrófico, es una preocupación primordial de los ingenieros de puentes, sin embargo, tras una investigación, no existen estudios concluyentes, no se encontró en Perú argumento alguno que explique la causa. Colapso de puentes en nuestro país, los estudios que más se acercan a la realidad por las características del puente y su río, se han hecho en Colombia y han demostrado que el principal problema de colapso de puentes es de 70 causas. es de naturaleza hidráulica, principalmente deslizamientos de tierra sus pilares representan el 35% y el 35% restante es inundación por avalancha. (Muñoz, 2017, p.4).

Según Vladimir Moya (2017) En su informe de prensa, vemos que, en los días de marzo de 2017, el Perú fue severamente dañado por las inundaciones. Un video que se hizo viral de los daños fue el colapso de los puentes Talavera o Solidaridad. El video captura el momento en que el agua se lava, enviando el pilar al aire y el puente colapsando. Las redes sociales se inundaron de comentarios sobre el derrumbe, en su mayoría buscando a los responsables. Por lo general, las obras de protección de puentes se pasan por alto o son obras secundarias en el diseño estructural. Sin embargo, la mayoría de los derrumbes de puentes no son causados por problemas estructurales sino por problemas de agua. Hay algunos casos en los que la protección contra escaneos es tan importante como los problemas estructurales.

Según el noticiero RPP Noticias (2017) Notamos que el puente Virú, que conecta la ciudad de Trujillo con la costa central del país, se derrumbó bajo la acción del río del mismo nombre. El puente, ubicado en el km 515 de la Carretera Interamericana Norte, se derrumbó parcialmente, dejando varios pueblos de Virú aislados y deshabitados. Gloria Montenegro, diputada de la Alianza para el Progreso (APP), dijo que el puente había soportado otras lluvias intensas. “Lo que pasó fue que por varios días seguidos entró el agua, la corroyó y hoy está abajo”, dijo. “Ahorita estamos aislados de Chimbote, de Lima, de toda la región sur”.

Según el diario El Comercio (2018) en uno de sus informes periodísticos nos hace llegar que las lluvias incesantes al sur de Huancayo en el distrito de Pucará provocaron la crecida del río Paccha, su afluente arrastró los cimientos de hormigón del puente, provocando su colapso dejando incomunicados a 600 vecinos del anexo de Asca, ubicado en el distrito de Pucará, provincia de Huancayo, región Junín. Entre las posibles causas de la caída del puente esta la falta de canales fluviales de la zona del puente, trabajos de defensa ribereña, la mala instalación de cimientos y la socavación de esta durante la crecida de la afluencia del río.

Entendiendo la importancia del estudio de socavación, Este estudio tiene como objetivo analizar los diferentes métodos de cálculo de sedimentos recomendados por el MTC y aplicados a la cuenca del río Higueras, ya que existen algunos problemas cuando hay un aumento en la descarga del río, siendo uno de los casos más notorios ocurrido en marzo del 2014 en la cual fuimos testigos del considerable incremento del caudal del río poniendo en riesgo las viviendas aledañas y el peligro de colapso de los puentes ubicados en dicha zona.

Es importante que la ingeniería pueda sobrellevar este tipo de problemática para así poder dar soluciones o mitigar los riesgos de socavación en las estribos y pilas del puente en estudio, por ende, en nuestra investigación realizaremos el estudio de socavación del puente Daniel Alomía Robles.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. PROBLEMA GENERAL

¿Cuál es el grado de socavación producida por el río Higueras en la estabilidad de los estribos del puente Daniel Alomía Robles, Huanuco-2021?

1.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS

¿Cuál es la influencia de la velocidad del agua del río Higueras en la socavación de los estribos del puente Daniel Alomía Robles?

¿Qué metodología sería la más óptima para realizar el cálculo de la socavación mediante los parámetros hidráulicos en los estribos del puente Daniel Alomía Robles?

¿Cuál sería el nivel estimado de profundidad de la socavación producida por las aguas del río Higueras en los estribos del puente Daniel Alomía Robles?

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. OBJETIVO GENERAL

Determinar el grado de socavación producida por las aguas del río Higueras que afecta la estabilidad de los estribos del puente Daniel Alomía Robles Huánuco -2021.

1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Determinar la influencia de la velocidad de las aguas del río Higueras en la socavación de los estribos del puente Daniel Alomía Robles.

Obtener parámetros hidráulicos como: tirante de agua, velocidad de flujo, área hidráulica, número de Froude y volúmenes de agua, necesarios para el cálculo la socavación.

Estimar el nivel de profundidad de socavación en los estribos del puente Daniel Alomía Robles producida por las aguas del río Higueras.

1.4. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

1.4.1. JUSTIFICACIÓN TEÓRICA

El estudio de socavación es usado principalmente para el diseño de puentes, ya que determina las dimensiones del pilar y las alas del pilar, de la misma forma las medidas de protecciones en el río y puente ya que al realizar la búsqueda de información de las causas de las caídas de los diferentes puentes a nivel nacional e internacional encontramos que la socavación es una de las causas principales. Por esta razón planteamos la necesidad de evaluar la incidencia de la socavación generada por el río Higueras a los estribos del puente Daniel Alomía Robles, ya que, en las referencias informes locales e internacionales encontradas sobre el tema, nos dan a conocer que el control de la socavación siempre un problema latente en la construcción de los puentes.

1.4.2. JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA

Este presente estudio se va realizar con el fin de poder calcular el grado de socavación que se genera debido al flujo de agua del río que produce la socavación a los estribos del puente Daniel Alomía Robles; es por ello que tenemos que realizar este tipo de estudios de manera que podamos estimar el grado de los daños que se puede producir en los estribos. Ya que de esta manera podemos tener información para futuros proyectos similares que se pueden realizar más adelante y de esta manera nosotros poder proyectar nuevas estructuras, nuevas fuentes de datos, nueva información para generar con mayor precisión en los estudios que se requiera. Este estudio nos va permitir poder tener como guía en los casos de futuros ingenieros que quisieran realizar estudios de socavación para así poder guiarse de manera adecuada en la obtención y recopilación de sus datos e información de manera práctica para que así ellos puedan salvaguardar la protección y seguridad de las estructuras.

1.4.3. JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA

Desde un enfoque metodológico el uso del software HEC-RAS nos permite realizar un cálculo más práctico del fenómeno de socavación. El software Hec-Ras necesita información de topografía, geotécnica e hidrológica para desarrollar el modelamiento hidráulico y la simulación en el software HEC-RAS, luego analizar la profundidad de socavación.

1.5. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN

Las limitaciones que tendremos en esta presente investigación es la ubicación geográfica donde se desarrollará la investigación, condiciones climáticas, caudal del río que será un limitante importante durante el levantamiento topográfico del cauce del río, ya que si tenemos el río con un caudal considerable no se podrá realizar el levantamiento topográfico por que se pone en peligro la vida del personal de apoyo, además en ciertas parte del margen del río la población construyo sus viviendas a la orilla del río haciendo difícil el acceso y el levantamiento topográfico; esta limitante traerá demora en el procesamiento de datos y en la culminación del proyecto.

1.6. VIABILIDAD DE LA INVESTIGACIÓN

Para lograr un correcto desarrollo de los objetivos de estudio se requiere de recursos económicos, administrativos, humanos y financieros; por lo cual el investigador afrontara con cada uno de ellos, para así emplear una adecuada técnica de investigación y el respectivo procesamiento en el software; así mismo contamos con el acceso a la zona de investigación para la inspección, recolección de datos y tomas fotográficas para llevar a cabo con éxito la investigación, por lo cual se considera que esta presente investigación es viable.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

La falla de socavación es la causa más frecuente de falla hidráulica, es una combinación de diferentes procesos, algunos duraderos y otros transitorios (inundaciones), este fenómeno ahora se considera como una línea de investigación debido a la importancia de la investigación acerca de dónde, a lo largo del tiempo, diversos Los daños de los puentes se pueden observar por los efectos del debilitamiento. A continuación, presentaremos un compendio de algunas investigaciones realizadas en distintos lugares.

2.1.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES

Según García (2019) en su investigación: Socavación en Presas y Puentes (Tesis de Maestría), en la cual el investigador plantea el objetivo de describir los conceptos básicos del fenómeno de socavación que se presenta en presas y puentes, desde los puntos de vista hidrológico, geológico, hidráulico y geotécnico. Así mismo de describir y comparar los métodos más comunes y recientes para el cálculo de la socavación externa puentes. En presas, describir los métodos más recientes para el cálculo de la socavación externa y criterios para evaluar la susceptibilidad de los suelos a ser erosionados internamente. Concluyendo que para la determinación de la socavación general se requiere inicialmente de evaluaciones cualitativas, las cuales deben considerar la mayor información posible de la zona de estudio, como hidrológica, hidráulica, geomorfológica y mecánica de ríos. Las evaluaciones cualitativas ayudan a comprender el comportamiento del río y son necesarias para los análisis cuantitativos subsecuentes. También que los suelos más susceptibles a presentar socavación interna son los granulares, principalmente aquellos cuyos tamaños de partículas presentan cambios abruptos en su distribución granulométrica. Es decir que no tienen tamaños de partículas intermedios. Los suelos más resistentes a este tipo

de socavación son los arcillosos. Sin embargo, hay que tener en cuenta que en función de sus características físico-químicas pueden ser altamente erosionables, como es el caso de las arcillas dispersivas. Finalmente, que en suelos granulares la socavación externa ocurre de manera inmediata, debido a que su resistencia a la erosión depende solo de fuerzas de cuerpo y de fricción. Por ello, en el cálculo de socavación, que ocurre de forma externa, es irrelevante considerar el tiempo que le tomaría ser erosionado, pero no cuando el contenido de arcilla es importante.

Según afirma Guanocunga (2019) en su investigación: Investigación Hidrológica - Hidráulica de Socavación y Protecciones de Estructuras, tramo del río Capelo y río San Pedro, Sector Armenia 1, Cantón Quito (Tesis para optar el título de ingeniero civil) en donde el autor formula el objetivo de realizó estudios de ingeniería hidrológica e hidráulica, definiendo una metodología para estimar la susceptibilidad a inundaciones repentinas en la confluencia del río Capelo A.J. San Pedro. Concluyendo que Los valores mensuales de las variaciones climáticas que afectan los regímenes hídricos de cuencas, subcuencas y microcuencas como la precipitación, la temperatura y la evaporación, por lo tanto, se necesita evaluar la disponibilidad de información climática e hidrológica. Así mismo, La red de agua de este estudio crea un drenaje de modo occidental donde la vegetación de esta cuenca combina tasas de infiltración moderadas y muy bajas; por lo tanto, tiende a formar una importante escorrentía superficial. Del conjunto de datos hidráulicos generado por HECRAS, de las partes del área de investigación por un evento anómalo, podemos concluir que el número de Froude es menor a 1, produciendo un caudal crítico, teniendo en cuenta que esta relación incluye las fuerzas de inercia y gravedad. impacto sobre el líquido, en este caso sin efecto importante. También La velocidad máxima calculada es de 5,33 m/s en el tramo 3, tras la confluencia con el río San Pedro, por lo que hay que tener en cuenta la protección de esta zona, además de la limpieza para evitar la acumulación de sedimentos. mecanismos de

carga. Del análisis de las causas de la erosión podemos concluir que los métodos para evaluar la profundidad de la espuma varían según los coeficientes de cada fórmula que en nuestro caso debemos tener en cuenta. La desembocadura se encuentra aguas abajo del río. ayudar a retrasar la búsqueda. , en nuestro caso los métodos de Lacey y Maza y Echavarría fueron los métodos indicados para esta investigación y concuerdan con los datos aproximados proporcionados por el programa HECRAS. Del mismo modo se reducen sus efectos sobre las estructuras adyacentes al cauce del río Capelo. Durante el evento del centenario, donde se registró vandalismo con profundidades que van desde 1.20 a 1.0 m. Por otro lado, la confluencia del río Capelo y el río San Pedro controla la desembocadura del río Capelo provocando un embalse en el mismo, lo que eleva el nivel del agua y reduce la velocidad y capacidad del caudal. También durante el movimiento de las crecidas por el río San Pedro se registraron daños medios registrándose cotas máximas de crecida desde 1,20 m hasta 4,00 m sobre el nivel del agua en la margen derecha. Finalmente, la estabilidad y desempeño hidráulico del aliviadero CH. Guangopolo (toma de agua) no se ve afectada ya que opera de acuerdo a su diseño previsto, durante la inundación del centenario este es el caso de análisis más importante, ya que ante un posible aumento del nivel del agua, las válvulas de descarga de la Fábrica estarán limpias para garantizar el desvío y la evacuación. De igual forma, las inundaciones estimadas deben compararse con umbrales preestablecidos por el gobierno local, para que en caso de emergencia se dispare una señal de alerta, estos umbrales son valores críticos por fuertes precipitaciones, gasto o agua superficial libre. nivel en un río, dada la probable intensidad de desbordamiento de los cauces, analizada a partir de la información de medición superior del mismo.

Según Vite (2019) en su investigación: *Diseño Optimo de Cimentaciones de Puentes ante Problemas de Socavación* (Tesis para optar el título de ingeniero civil) donde el autor plantea el objetivo de revisar y analizar criterios de diseño de cimentaciones de puentes

expuestos a problemas de socavación, tomando en consideración los factores hidrológicos, geotécnicos y estructurales, con la intención de proponer un método de optimización a partir de una curva de vulnerabilidad y, con ello, encontrar un diseño racional y confiable. Concluyendo que la optimización para de un puente, puede hacerse a partir de un periodo de retorno previamente establecido, y a partir del cual, comenzar un procedimiento como el presentado en este documento, para lograr un equilibrio entre costo y seguridad estructural. Cabe señalar, que el periodo de retorno depende de la importancia de la estructura, para el ejemplo mostrado en esta tesis, el periodo de retorno de 200 años, fue tomado arbitrariamente, solo para mostrar un ejemplo de aplicación. Finalmente se observa al final del estudio de optimización llevado a cabo en esta tesis, se obtuvieron dos resultados para los que la altura de desplante de la cimentación, Sc , es óptima: 10.46 m y 6.87 m. Por lo que, para un periodo de retorno de 200 años y para el puente en estudio, se considera como diseño óptimo, un sistema de cimentación con una profundidad de desplante de 6.87 m. Para ser prácticos en el proceso constructivo, se acepta de 7.00 m. Así mismo, hay que tomar en cuenta que el proceso de optimización, para el diseño de cimentaciones profundas de puentes, comienza en los estudios hidráulico-hidrológicos y geotécnicos; debido a que estos limitan y condicionan de manera significativa los proyectos. Por otra parte, en los primeros siempre será necesario contar con información suficiente y confiable para desarrollar modelos de lluvia-escurrimiento idóneos y apegados a la realidad. Es necesario tomar en cuenta desde la vegetación y el tipo de lluvias que prevalecen en la cuenca, hasta el potencial erosivo de la de la misma, entre otros aspectos. Por ejemplo, dentro de la cuenca en estudio predominan, principalmente, las lluvias por convección; no así, las orográficas. Esto se dedujo a partir de la observación y comparación de datos de las estaciones hidrométricas cercanas al proyecto y de las imágenes satelitales de la región. Con lo que se concluyó que, independientemente del análisis de los Polígonos de Thiessen —y de cualquier procedimiento para determinar la precipitación media— es de

vital importancia el criterio y la experiencia. Adicional a esto, están los diversos métodos probabilísticos que, como se comprobó, el algoritmo de AX en la distribución doble de Gumbel, ofrece buenos resultados, al menos para los datos hidrológicos predominantes en la parte sur de México. Es importante, en todo momento, prestar especial atención a estos métodos, pues de ellos dependen, en primera instancia, las intensidades de lluvia; y, en segundo lugar, el caudal pico en la sección de interés. Un mal dato, repercutiría directamente en los resultados y afectaría cualquier estudio de optimización que se pretenda llevar a cabo. Finalmente, en cuanto a los criterios para determinar las intensidades de precipitación, debido a las variaciones entre sus resultados, es importante, también, la experiencia y el conocimiento de las condiciones climáticas de la región en estudio.

2.1.2. ANTECEDENTES NACIONALES

Según Guillen & Agreda (2020) en su investigación realizada: “Cálculo de la Socavación en el Puente Libertad mediante Simulación Hidráulica en Hec-Ras y datos Hidrométricos de los años 1965 al 2017, distrito San José, provincia Pacasmayo-2020” (Tesis para optar el título de ingeniero civil) los realizadores de dicha investigación plantean el objetivo de Cálculo de profundidades de barrido local y general del puente Libertad mediante simulación hidráulica en HEC RAS. Se concluyó que los estudios de ingeniería básica: estudios topográficos, estudios geotécnicos y estudios hidrológicos fueron útiles en la obtención de información técnica para la simulación. Asimismo, el levantamiento topográfico fue muy importante en este levantamiento porque se logró obtener una sección transversal del tramo de evaluación del río Jequetepeque. Por otro lado, el estudio geotécnico del cauce del río se realizó mediante estudio de medidas de grano con el fin de obtener los parámetros necesarios para ser incluidos en los cálculos de aireación, estos parámetros son D_{10} 12,319 mm, D_{50} 12,351 mm y D_{95} 33.303 milímetros. Asimismo, utilizando los resultados de los estudios de ingeniería básica, se realizó una simulación hidráulica mediante el

software HEC RAS, con insumos: secciones transversales del terreno, diámetros representativos de los materiales del canal, parámetros geomórficos. Estudie cuencas hidrográficas y secciones y diseños de flujo en períodos de retorno de 10, 50, 100, 300 y 500 años. Así, se obtienen los parámetros hidráulicos como la velocidad del flujo, la profundidad del agua, el área hidráulica, el número de Froude y el volumen del agua. obtenido. Con base en los caudales de diseño utilizados en esta investigación, se demostró que el nivel del tablero inferior era insuficiente, ya que las alturas libres calculadas para las diferentes etapas de retorno variaban entre 1,91 m, 1,38 m, 1,18 m, 0,87 m y 0,76 m, desde el EI MTC recomendó de 2 m a 2,5 m, como punto positivo del diseño del puente Libertad, el precio es calificado ya que no conduce a la constricción del canal, por el contrario, el estribo ensancha el cauce principal en 12m. Finalmente, se obtuvo la erosión del cauce global y barrido local en las pilas y estribos del puente Libertad, así como el barrido total, mediante expresiones matemáticas y parámetros hidráulicos recolectados obtenidos de HEC RAS.

Según Llerena (2018) en su investigación realizada: “Análisis Experimental de la Vulnerabilidad del Puente Sigvas por Socavación de sus Pilares ante Eventos Extremos – Arequipa” (Tesis para optar el título de ingeniero civil) el autor de la investigación Formula el objetivo de determinar de manera experimental la vulnerabilidad del Puente Sigvas por socavación de sus pilares ante extremos eventos. Concluyendo que Los contrafuertes del Puente Sigvas son vulnerables a inundación por evento extremo. Según cálculos cualitativos realizados con los lineamientos del Manual de Estimación de Riesgos del INDECI, el riesgo y probabilidad de falla de la estabilidad de los pilares ante socavación producida por avenidas de lluvias con periodos de retorno de 500 años es del 60%, sin embargo, según el cálculo cuantitativo realizado se tiene un riesgo de 9.53 % y una vulnerabilidad del 100%. Para avenidas de lluvias con periodos de retorno de 200 años el cálculo cuantitativo indica un riesgo de 12.20 % y una vulnerabilidad del 55%. Así mismo las

pruebas realizadas en laboratorios hidráulicos, los métodos utilizados para calcular los depósitos locales en los cilindros subestiman el efecto de este fenómeno, ya que los resultados obtenidos en las pruebas rondan el 50 % con respecto a los resultados obtenidos en la parte teórica. Por otro lado, las características hidráulicas del caudal determinado para los caudales punta encontrados en el modelo hidrológico, se encuentran en Modelamiento Hidráulico del puente Sigwas, estas características resultaron directamente proporcionales al caudal, a la intensidad de la lluvia y al periodo de retorno. Siendo la característica más importante a analizar el tirante y la velocidad del flujo de los cuales depende la profundidad de socavación y el tipo de socavación a analizar. Del mismo modo Se ha determinado la capa de barrido local producida por el caudal máximo de ciclos de retorno de 500 y 200 años, tiene un valor máximo de 4,30 metros de capa de barrido local que representa el 86% de la profundidad de desplante de la cimentación. Considerando la socavación general, obtendríamos una socavación total de 5.65 metros para un evento extremo de 500 años de periodo de retorno la cual significa que la socavación superó la profundidad de la cimentación produciendo problemas en su estabilidad. Así mismo Se ha realizado una comparación de métodos para el cálculo de la erosión local en pilas, la cual se encuentra en Análisis Teórico de Erosión del Puente Sigwas. Se observa que se desaconseja la aplicación de metodologías basadas únicamente en las características hidráulicas y sedimentarias del puente, ya que cada metodología está diseñada para un caso específico. Existen metodologías que, además de estas características, incluyen variables de panel dependientes de factores específicos del área que brindan resultados más confiables, como la sugerida por el Dr. Melville Coleman y la Universidad Estatal de Colorado. Por otra parte, Según el análisis teórico de la socavación, este fenómeno depende principalmente de 2 variables básicas, el calado y el ancho de la pila. Es el ancho del pilono principalmente frente a las avenidas debido a que la formación de remolinos produce sedimentos dependiendo de ello, bajo esta condición se logra la máxima cantidad de barrido. El crecimiento de la socavación

en el tiempo es asintótico, es decir, cuando se alcanza un límite máximo por el ancho de la columna o por la sección transversal, la socavación se detiene y no continúa creciendo. Igualmente, Durante las pruebas de agarre, se ha observado que las pantallas de cama pueden reducir la deflación en los pilares hasta en un 50%. En la cual tenemos que la socavación local depende de la socavación general causada por el caudal base de la cuenca ya que según la geometría del pilar el ancho efectivo que produce la socavación en su cimentación varía según el nivel del terreno cuando se produce el evento extremo. En los ensayos de laboratorio se observó este fenómeno variando el nivel del terreno en cada grupo de análisis obteniendo resultados proporcionales al ancho del pilar y al nivel del terreno.

Según Esteves (2018) en su investigación realizada: Evaluación de Métodos para el Cálculo de la Socavación en Puentes caso del puente sobre el río Shanusi 2018 (Tesis para optar el título de ingeniero civil) en la que dicho autor de la investigación plantea el objetivo determinar el mejor método para calcular la profundidad de la erosión y el pilar común que representa completamente las condiciones del lecho del río Shanusi. Se concluye que la mejor metodología para el cálculo de la profundidad de barrido general que represente completamente las condiciones del cauce del río Shanusi es el método de LitchvanLosystemiev, mientras que para el escaneo local en los estribos se utiliza el método de Artamanov, según Contrast y simulación en software son las que mejor corresponden al delta del Amazonas, y su valor es, como muestra este estudio, la cautela sin exagerar. Asimismo, se determinaron todos los parámetros geomorfológicos de la cuenca del Río Shanusi. Por otro lado, de la fórmula de riesgo de falla admisible se obtiene un estimado de riesgo admisible de 25.0%, una vida útil de 40 años y un período de recuperación resultante de 139 años. Además, se calculó que la precipitación más intensa durante un período de 139 años fue de 193.042 milímetros mediante un análisis estadístico de selección de valores utilizando la prueba completa de Smirnov-Kolmogorov. Por otro lado, se

genera el mayor caudal de diseño, correspondiente a 2007,70 m³/s sobre el periodo de recuperación de 139 años y 2538,20 m³/s sobre el periodo de recuperación de 500 años; de la precipitación máxima de diseño, utilizando el programa HEC HMS. Finalmente, se determinó que la profundidad máxima en el centro del río y la longitud máxima del puente para el caudal máximo de diseño fueron 7,54 metros y 140 metros, respectivamente.

Según Flores (2019) en su investigación realizada: “Influencia de la Morfología Fluvial en la Socavación de Estribos del Puente las Balsas región Junín en el 2017” (Tesis de grado) en la cual dicho autor formula el objetivo de determinar el grado de influencia de la morfología fluvial en el hundimiento del estribo del puente Las Balsas región Junín 2017. Concluyendo que la morfología aluvial tiene una interferencia trascendente al hundimiento en general, presentando la profundidad de tipo de asentamiento común en el estribo izquierdo. 0,25, 0,53, 0,56 y 0,47 m para caudal de capacidad de 311.736 m³/s (marzo) y caudal de diseño Tr de 50, 100 y 500 años respectivamente, por otro lado, el caudal La exploración general en el estribo no afecta el caudal de capacidad de 237.752 m³/s (abril) porque la subestructura no interactúa con el espejo de agua. De igual forma, la morfología aluvial tiene un impacto directo en la erosión local del estribo, resultando en profundidades de erosión local en el estribo izquierdo de 1.632, 3.376, 3.580 y 4.070 m con un caudal de 311 736 m³/s y un caudal de diseño Tr en por otro lado, no hay erosión local en el estribo derecho porque no interactúa con el espejo de agua. Finalmente, la morfología del aluvión tiene incidencia en la capa transversal, sin embargo, esta afecta únicamente al estribo de la margen derecha, debido a que interactúa directamente con el río, caso contrario genera una erosión de capa 0.244 m para caudal de diseño 772.65m³/s (Tr = 500 años) debido a la capacidad de descarga de 311.736 m³/s (marzo) y caudal de diseño Tr 50, 100 años sin erosión por contracción porque la infraestructura del puente no invade el lecho del río.

2.1.3. ANTECEDENTES LOCALES

Según Felipe (2016) En su estudio: Socavación desde el río Huallaga hasta el puente Colpa Alta en la provincia de Huánuco, utilizando el método de Artamanov, Straub y Maza, en HEC-RAS (Tesis de Maestría), en el que el autor propone como meta comprender el Huánuco 2015 Resultados del cálculo de la sección, perfil y estribo del Río Huallaga del Puente Colpa Alta en la provincia, se aplicó el método de Artamonov, Straub y Maza utilizando los parámetros hidráulicos del programa HECRAS. En él, el autor extrae las siguientes conclusiones para cada método que aplicó en su estudio: Por el método de Artamanov: El estribo derecho retiene un caudal total de 10 l (caudal de diseño) a través de la sección, por lo que Pq es de 2,08 m. Del mismo modo, se determina que el estribo izquierdo aún conserva el quinto caudal total (caudal de diseño) de la sección completa, y $Pq=1,78m$. Pq es igual a un coeficiente que depende de la relación $Q1/Q2$, con $Q1$, si no hubiera estribos, teóricamente el caudal pasaría por las posiciones que ocupan los estribos, y el caudal total por el río. Se obtuvo un lavado de 2,18 m para el pilar derecho y de 1,51 m para el pilar izquierdo. Por el método de Straub: Nivel de agua crítico 1943,59 m (nivel de agua de referencia) Los niveles de agua en la Sección 7 se indican con las letras A a S, con cada altura restada del nivel de agua de referencia de 1943. 59 para obtener la altura (H_o) del nivel de agua de referencia, así mismo la longitud máxima del río (B_o) es de 4,15 my la longitud del tablero del puente (B_f) es de 37,60 m. Usando la fórmula sugerida en la Sección 3.2.3, las secciones transversales para el flujo máximo G y H son 7,53 m y 7,31 m, respectivamente. Asimismo, según el método de Maza, la profundidad crítica es de 6,79 my la altura mínima es de 1936,8 m. La altura de referencia de 1943,59 m, es la suma de la profundidad crítica y la altitud mínima. El D_m (diámetro medio de partícula) se obtuvo a partir de las curvas granulométricas de las muestras tomadas del área de estudio y procesadas en el laboratorio de la UNHEVAL. Finalmente, cabe mencionar que cada cota del tramo número 7 está representada por una

letra específica de la A a la O, el punto más bajo del tramo es el punto F con una altura de 1936,8 m. Utilizando los parámetros de exploración descritos en el punto 3.2.1, se obtuvo la exploración global sobre todo el tramo, siendo el punto F al punto J el punto con mayor exploración, variando desde 5.158 m hasta 4.214 m.

2.2. BASES TEÓRICAS

2.2.1. SOCAVACIÓN

La socavación se puede definir como el proceso de excavación y transporte de material desde el lecho y las orillas de los cursos de agua por la acción corrosiva del agua misma. Si bien la socavación puede parecer un concepto simple, toma muchas formas diferentes y puede ser cualquier cosa, desde un fenómeno natural hasta cambios en un río provocados por el hombre. IDVIA Ingeniería (2020)

La basura incluye la profundización en el nivel inferior del canal causado por corrientes eléctricas causadas por un aumento en el nivel del agua en los bulevares, un cambio en la morfología del canal o debido a la construcción de estructuras en el canal como puentes, muelles, etc.

La socavación es una forma de erosión que ocurre cuando la capacidad corrosiva del agua debido a eventos naturales o al impacto humano excede la capacidad del material del suelo para resistir los efectos. Annadale (2006)

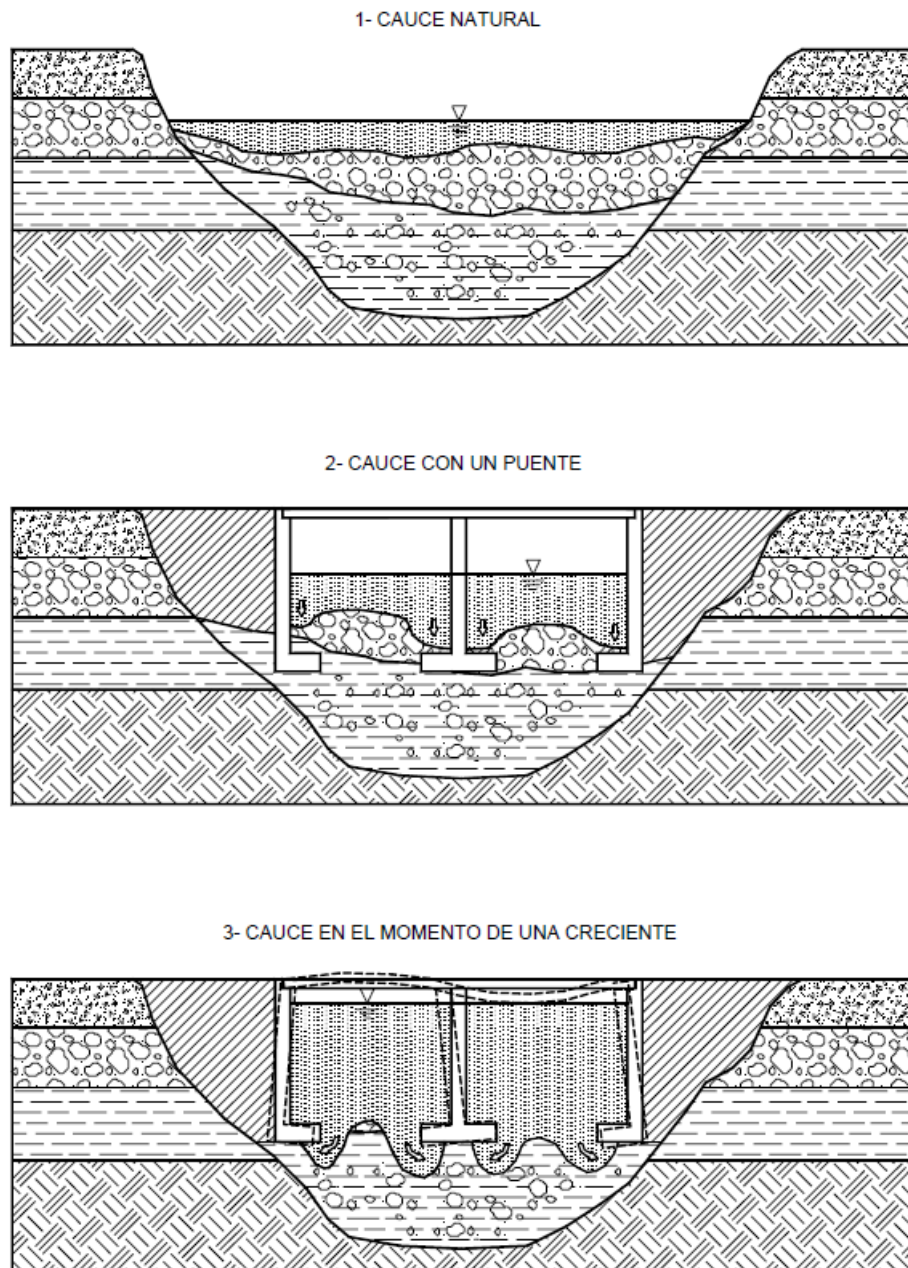
Determinar la profundidad de este tipo de erosión es extremadamente importante. La aproximación de estos valores es muy conveniente como ayuda a la decisión antes de diseñar estructuras fluviales. Farias, Pilán & Olmos (2003)

La labranza puede ocurrir de varias maneras y depende del tipo de suelo que forma el canal. Dependiendo de esto, podrías tener un material de suelo suelto que es susceptible a la erosión rápida, mientras que la arcilla es más resistente a la erosión, pero al final la erosión podría ser

tan profunda como, en cualquier caso, la única diferencia es el tiempo. se necesita para que se produzca la profundidad máxima según el tipo de material para el que la cama es adecuada. Alomía Castro & Calderón Brito (2013).

Figura 1

Esquema general de un proceso de socavación ocasionado por la construcción de un puente



2.2.2. FORMAS DE SOCAVACIÓN

Principalmente existen Dos tipos de escoria ocurren en el canal dependiendo de la presencia o ausencia de movimiento de sedimentos aguas arriba: escoria que se mueve en el fondo y escoria de agua clara. Guevara Álvarez (2013).

2.2.2.1. SOCAVACIÓN EN LECHO MÓVIL

La migración de la escoria se produce cuando los sedimentos se transportan río arriba hasta la base de los estribos y, como resultado, parte de este sedimento queda atrapado en el pozo de socavación. En este caso, la aireación alcanza el equilibrio cuando la cantidad de material transportado es igual a la cantidad de material eliminado. También conocido como socavación directa del lecho.

2.2.2.2. SOCAVACIÓN EN AGUA CLARA

Este tipo de socavación se manifiesta cuando no existe el transporte de sedimentos desde aguas arriba hacia el sitio de la base de los estribos del puente, ocasionando que no haya el reabastecimiento de material socavado en el lecho del río. Cuando la corriente (esfuerzo cortante) se minimiza para encontrar el movimiento de las partículas en el lecho del río, es decir, cuando el flujo de agua no puede eliminar más partículas de los poros formados, se alcanza el equilibrio.

Situaciones de escoria en aguas claras:

- Los canales se forman a partir de materiales muy espesos
- Los depósitos locales se forman a partir de partículas más grandes que la cantidad transportada por el canal.
- En canales blindados donde la tracción es lo suficientemente alta como para penetrar el acolchado en las áreas del pilar y del

estribo.

- Canales vegetativos a través de los cuales la escorrentía sólo puede penetrar el manto en pilas y estribos.
- La fuente de agua tiene poca pendiente y bajo caudal. Giraldo Arenas & Vega Castillo (2013).

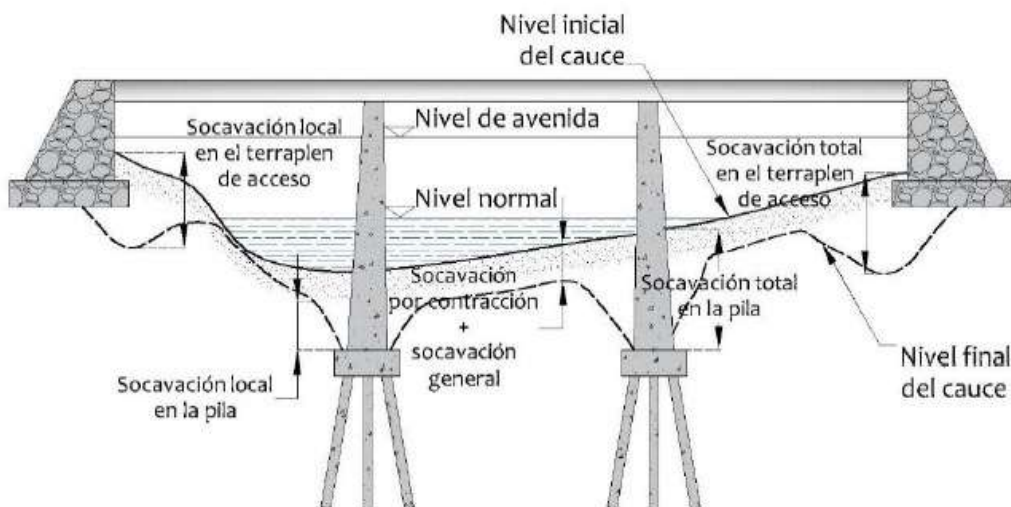
2.2.3. TIPOS DE SOCAVACIÓN

En la clasificación del fenómeno de la socavación es posible encontrar diversas clasificaciones con respecto al tipo de socavación con diversos criterios. Además de conocer la posición de la superficie libre del agua, también es necesario conocer la posición del fondo del cauce que ha sido alterado por causas naturales o antrópicas. Se debe tener en cuenta los siguientes tipos de socavación al momento de elaborar la evaluación de la socavación en los puentes:

- Socavación a largo plazo o degradación
- Socavación por migración lateral de la corriente
- Socavación general por contracción y otras causas.
- Socavación local.

No obstante, para predecir lo que va a ocurrir en el fondo del cauce los métodos y cálculos realizados a las profundidades de socavación son imprecisas no existen métodos únicos ni precisos a pesar de las investigaciones y estudios que existen del tema, por lo cual las profundidades son un estimado de un proceso de cálculo por métodos empíricos desarrollados principalmente en laboratorios.

Figura 2
Tipos de socavación que pueden ocurrir en un puente.



Fuente: Vite Moreno (2019) Adaptada de Melville & Coleman (2000)

2.2.4. SOCAVACIÓN A LARGO PLAZO O DEGRADACIÓN

La socavación del cauce a largo plazo se refiere a la tendencia a la degradación que el lecho presenta a lo largo del tiempo debido a causas externas, ya sean naturales o inducidas por el hombre, pero sin tenerse en cuenta eventos extremos o crecientes. Por no ser de naturaleza transitoria, o sea que no se presenta durante crecientes, la socavación a largo plazo se considera de tipo permanente. La elevación del lecho del cauce cambia a través del tiempo debido a causas naturales o artificiales que afectan la zona donde el puente está ubicado o se va a construir como son:

- construcción de presas
- corte natural o artificial de meandros
- canalizaciones
- cambios en el control aguas abajo (presas, formaciones rocosas, tributarios o confluencias)
- extracción de materiales

- desviación de agua desde o hacia el cauce
- movimientos naturales del cauce, modificaciones en el uso del suelo de la cuenca de drenaje (urbanización, deforestación, etc.)

No obstante, la socavación a largo plazo puede estar caracterizada por dos fenómenos, la agradación o la degradación del cauce. La degradación se refiere al descenso o socavación del nivel del cauce producto de la socavación y a la falta en el suministro de sedimentos desde aguas arriba. Por otro lado, el fenómeno opuesto es la agradación, la cual se refiere a la sedimentación del cauce producto del transporte de materiales particulados provenientes de aguas arriba del puente, la agradación es considerada benéfica en la socavación y no afecta la socavación total. La agradación y la degradación a largo plazo no incluyen el relleno ni el descenso del lecho que pueden ocurrir en la zona del puente durante un evento extremo como una creciente, solo se incluye el efecto de las modificaciones hechas al cauce o a la cuenca ya sean en forma natural o artificial.

2.2.4.1. SOCAVACIÓN POR MIGRACIÓN LATERAL DE LA CORRIENTE

Este fenómeno ocurre principalmente en curvas que se unen por líneas rectas dando como resultado zigzags, y se caracteriza por el arrastre de sólidos. El principal problema es que en los ríos con meandros, el cauce tiene movimiento horizontal y vertical, mientras que los puentes son estructuras estáticas, por lo que puede haber un bloqueo repentino del cauce donde no hay puente.

El movimiento lateral del canal principal ocurre en la planicie de inundación baja y puede afectar la estabilidad de los pilares, estribos y áreas de acceso, o cambiar la forma general al cambiar el ángulo de ataque del flujo de agua sobre la estructura. Un ejemplo de migración horizontal ocurre en curvas donde la resistencia sólida en el exterior es mayor que la resistencia en el interior, lo que tiene

un gran efecto en la migración de corriente. Este efecto es muy importante y debe tenerse en cuenta a la hora de construir puentes curvos y diseñar sistemas de protección.

Los factores que afectan la migración lateral del cauce y la estabilidad de un puente son:

- Geomorfología de la corriente
- Localización del puente
- Características del flujo
- Características del material del lecho y las bancas.

2.2.4.2. SOCAVACIÓN GENERAL

La socavación general es el descenso generalizado del fondo del río como consecuencia de una mayor capacidad de la corriente para arrastrar y transportar sedimentos del lecho en suspensión durante crecientes. Ocurre a todo lo largo del río y no necesariamente se debe a factores humanos como la construcción de un puente o de otra estructura. El descenso del lecho puede ser uniforme o no uniforme a través de la sección transversal. El fenómeno es todavía poco conocido siendo lo único seguro las medidas de campo pues los métodos de cálculo son apenas una lejana representación del comportamiento físico que ocurre en la realidad.

La mayor diferencia existente entre la socavación general y la socavación a largo plazo, es que la socavación general es considerada como un proceso transitorio y cíclico que se mayormente incrementado durante fenómenos puntuales como las crecientes.

Figura 3
Proceso de socavación general



Fuente: Rojas Gomez (2014)

a. Socavación por contracción

La socavación por contracción es causada principalmente por la disminución del ancho del flujo ya sea por causas naturales o artificiales o por el cambio en el control aguas abajo de la elevación de la superficie del agua. La causa más común de socavación por contracción es la reducción de la sección del flujo por los terraplenes de acceso al puente y en menor grado por las pilas que bloquean parte de la sección recta. La obstrucción es grande si los terraplenes se proyectan hasta el cauce principal o si interceptan amplias zonas de inundación.

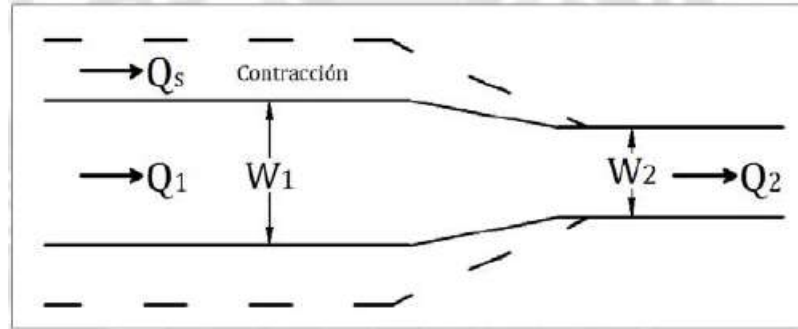
La contracción en la sección del río provoca un incremento en la velocidad del flujo lo que produce un aumento en la capacidad erosiva y de arrastre de partículas del río, esto produce un descenso en el nivel del lecho provocando nuevamente un incremento en la sección lo que lleva a que la velocidad del flujo disminuya y se alcance nuevamente el equilibrio, donde la cantidad de material removido es igual a la cantidad de material depositado.

Algunos factores que pueden causar socavación general son:

- Contracción natural de la corriente
- Los terraplenes para acceder a los puentes impiden la planicie de inundación
- Las islas o los sedimentos pueden obstruir el cauce tanto aguas arriba como aguas abajo.

- Acumulación de escombros, basura o hielo
- Criaturas que crecen en bancos de cubierta o humedales
- Presión de flujo de cubierta.

Figura 4
Esquema de la contracción de un canal



Fuente: Rojas Gomez (2014)

b. Otras causas de Socavación

El burbujeo habitual se debe principalmente a la contracción del cauce, sin embargo, existen otros factores relacionados con el caudal del río, el control variable aguas abajo, el caudal en las curvas de confluencia y los cambios en el caudal. El cambio provoca la degradación del cauce.

2.2.4.3. SOCAVACIÓN LOCAL

La socavación local se refiere a la remoción de material alrededor del pilar, estribo, dique o terraplén para obtener acceso al puente. Es causado por cambios en la dirección del flujo, turbulencia, aceleración del flujo y, como resultado, vórtices debido a la obstrucción del flujo. El lavado local puede ocurrir en condiciones de agua clara o condiciones cambiantes en el suelo.

a. Socavación local en pilas

Según (Dargahi, Et al. 1982) citado en Giraldo Arenas & Vega Castillo (2013) Se puede decir que el vórtice local en el pilote está

directamente relacionado con l del flujo en la superficie aguas arriba del pilote y la formación del vórtice en el fondo del pilote.

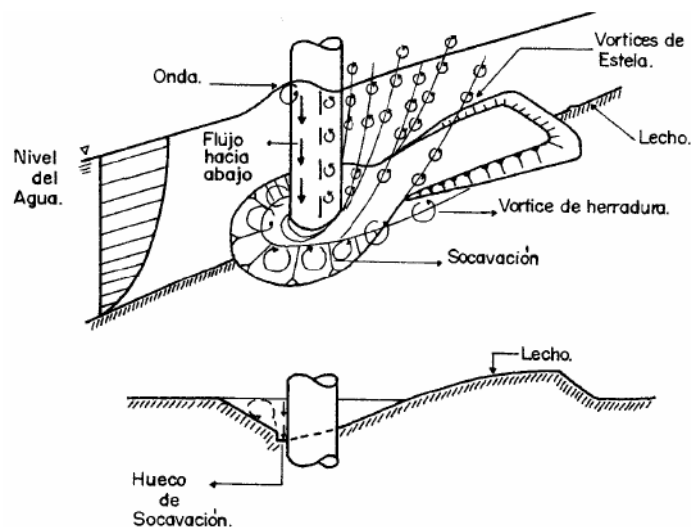
La acumulación de agua aguas arriba de la obstrucción crea ondas en la superficie y un flujo vertical hacia abajo, provocando un fuerte gradiente de presión que provoca la separación del flujo, lo que crea vórtices alrededor de la pila conocidos como vórtices de herradura y toman la responsabilidad principal de socavar. Guevara (1998) citado en Giraldo Arenas & Vega Castillo (2013).

A su vez, la separación en el flujo de pilotes produce vórtices más débiles conocidos como vórtice de Guevara (1998) citado en Giraldo Arenas y Vega Castillo (2013), que al interactuar con el vórtice de hierro hace que las corrientes oscilen en dirección vertical. y horizontalmente.

En la mayoría de los casos, la influencia de los remolinos es insignificante, sin embargo, este fenómeno debe ser considerado principalmente cuando el puente se construye sobre un canal aluvial de arena fina con condiciones de agua clara, especialmente cuando se construyó justo debajo de otro cuerpo de agua.

Figura 5

Comportamiento del flujo en una pila cilíndrica



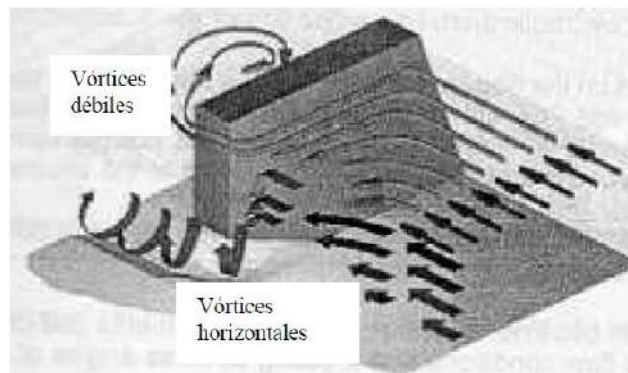
Fuente: RAUDKIVI, A. J., 1986. CITADA EN Guevara Álvarez (2013)

b. Socavación local en Estribos

La socavación local en pilas ha sido estudiada con menos frecuencia que en pilas porque se cree que está menos involucrada y tiene menos influencia en la socavación. Esto se debe a que la erosión afecta solo a las pilas de los puentes que impiden directamente el flujo de agua y esto ocurre principalmente donde hay terraplenes de acceso en la llanura aluvial.

La obstrucción forma un remolino horizontal que comienza aguas arriba y corre a lo largo de la base de la estructura y un remolino vertical al final de Guevara (1998) citado en Giraldo Arenas & Vega Castillo (2013).

Figura 6
HEC-18 (2001)



Fuente: GUEVARA (1998) CITADO EN Giraldo Arenas & Vega Castillo (2013)

2.2.4.4. SOCAVACIÓN TOTAL

La socavación total en el cruce de un puente está constituida por la suma de los efectos debidos a cuatro tipos diferentes de socavación:

- Degradación a largo plazo.
- Migración lateral de la corriente.
- Socavación general por contracción u otras causas.
- Socavación local en pilas y estribos.

Hay una gran variedad de métodos para calcular profundidades de socavación general y local en pilas y estribos provenientes en su mayoría de investigaciones de laboratorio con muy poca verificación en el campo. Sin embargo, no existen métodos sencillos para determinar el efecto sobre el puente de la degradación a largo plazo y de la migración lateral de la corriente, por lo que toca recurrir al análisis de información histórica y al conocimiento y buen criterio del ingeniero. En general, se requiere más investigación para lograr soluciones confiables y completas

2.2.5. FACTORES QUE INFLUYEN EN LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN

Considerando que la socavación es un proceso natural cuyo desarrollo puede llegar a abarcar prolongados periodos, se deduce que existe una enorme cantidad de elementos que determinan, tanto de manera directa, como indirecta, su profundidad.

De acuerdo con el razonamiento de Melville & Coleman (2000), existen cuatro diferentes tipos de factores que influyen en el nivel de socavación de un cauce:

1. Geomorfología e hidrología: son aspectos que definen la cuenca y el cauce principal. Por lo general, estos aspectos inciden fuertemente en la socavación general.
2. Tránsito de avenidas: los aspectos que definen este fenómeno, repercuten directamente sobre la socavación local, pues de ellos depende si ésta será de lecho claro o de lecho vivo.
3. Sedimentos del lecho fluvial: son factores que pueden variar significativamente en cada sitio a lo largo del río y sus características son trascendentales en el proceso de la socavación general.
4. Geometría del puente: esta característica repercute en la socavación inducida.

Figura 7
Factores que afectan la socavación general

Factores que afectan la SOCAVACION GENERAL							
GEOMORFOLOGIA/HIDROLOGIA		Factores que afectan la SOCAVACION LOCALIZADA					
		TRANSPORTE POR INUNDACION	SEDIMENTOS	GEOMETRIA DEL RIO			
Características de la Cuenca	Pecipitacion	Frecuencia de inundacion		Apertura del Puente	Grado de contraccion		
	Características físicas -topografía/pendiente	Hidrografía	Tasa de flujo	No uniformidad	Pilas del puente	Tipo	
			Duración			Cohesion	Posición en el canal principal
	-Tamanno	Velocidad del flujo	Promedio	Estratificación vertical		Forma	Tamanno , Longitud , Ancho
			Distribución lateral	Distribución de la cuenca		Alineación (ángulo de ataque)	
	-Forma	Profundidad del flujo	Corrientes secundarias	Lecho de roca:		Tipo	Posición en el canal principal
Vegetación	Profundidad del canal principal		-Erosion	Forma			
Suelo:		Distribución lateral	-Profundidad	Tamanno , Longitud	Alineación (ángulo de ataque)		
-Erodabilidad							
-Tipo							
Características del río	Características del valle	Transporte de sedimentos	Tasa de transporte de sedimentos	Estribos del puente	Posición del puente con respecto a los meandros del canal	Revestimientos laterales, canalización, reductores de energía, diques, modificaciones al puente, enrocados etc.	
	Canal de flujo:		Forma del lecho				
	-Variación del ancho		Forma de los sedimentos				
	-Extensión de las planicies de inundación	Carga de residuos					
	-Altura del canal de flujo						
	-Forma de la sección						
	-Pendiente del canal						
	-Ángulo de incisión						
	Controles hidráulicos						
	Forma de la planicie:						
-Recta							
-Sinuosa/Meandrica							
-Trenzado/Ramificación							
-Desarrollo de las orillas							
Limites del canal:							
-Material de la orilla							
-Estabilidad de la orilla (Taludes)							
-Cobertura vegetal							

Fuente: Adaptada Al español De (Bruce W. Melville, Et Al. 2000) Citado En Giraldo Arenas & Vega Castillo (2013)

2.2.6. CAUSAS DE SOCAVACIÓN

En la investigación de Freire Zurita & Ruilova Blacio (2012) se encuentra que dos tipos de causas de socavación: causas naturales y causas antrópicas.

2.2.6.1. CAUSAS NATURALES

a. Erosión lateral y longitudinal del cauce

La erosión lateral del canal principal ocurre en llanuras aluviales bajas y puede afectar la estabilidad de los pilares del puente, los estribos y las áreas de acceso, o cambiar la erosión total al variar el ángulo de ataque.

Este fenómeno de erosión lateral mayormente se presente en torsiones en donde el desplazamiento de los sólidos es mucho mayor en la parte cóncava del río.

b. Corte de meandros

Esto sucede cuando el flujo tiende a cortar alrededor de la curva, lo que puede ser causado por un proceso natural o por el hombre. Esto provoca inestabilidad provocando cambios en su forma, que se producen en un intento de restablecer las condiciones de equilibrio perdidas durante la inundación. Esto se traduce esencialmente en cambiar, capturar o modificar las curvas, lo que en algunos casos crea correcciones de canal que con el tiempo comienzan a usarse para diferentes propósitos, como agricultura, vivienda, pasatiempos, etc. Sin embargo, hay que tener en cuenta que en caso de crecida, el río puede reactivar cauces abandonados y modificar o remodelar su caudal, causando problemas si estas zonas ya están ocupadas.

Los tramos serpenteantes crean efectos locales como aumento de pendiente, velocidad de flujo, transporte de sedimentos, inestabilidad de taludes, los ríos pueden entrelazarse

entre sí y tener riesgo de erosión local. También hay impactos aguas abajo del corte, como la deposición de sedimentos, el aumento de los niveles de agua de inundación.

c. Erosión de orillas

El movimiento de la corriente de agua que circula por el río produce el desprendimiento y posterior transporte de los materiales que conforman su perímetro mojado, el cual puede ser definido como aquella porción de la sección transversal que queda en contacto con el agua. De forma general, en un río pueden tenerse dos tipos de erosión:

- Lateral que amplía el ancho del río.
- Vertical que produce la profundización del cauce.

El control de la erosión en corrientes de agua debe de tener en cuenta ambas situaciones, pudiendo realizar la desviación de los flujos sobre las áreas más vulnerables, o mejorar las características de resistencia del perímetro mojado a la acción del agua.

d. Incisión de causes

ESTO SUCEDE cuando se produce un desequilibrio entre la capacidad de transporte de la corriente y el suministro de carga sólida se produce un encajonamiento del cauce debido a un proceso de incisión. Para corregir el desequilibrio el agua del río aumenta la carga sólida captando sedimentos del lecho, este proceso llevará a una erosión y encajonamiento haciendo ríos cada vez más profundos.

Causas principales de la incisión:

- Incremento de las fuerzas erosivas por estrechamiento del cauce y concentración de los caudales.

- Aumento de la pendiente por obras de canalización.
- Aumento de la escorrentía y del caudal de punta de la crecida.
- Disminución de la carga sólida de los caudales circundantes.

e. Proceso de orillares

Son la presencia de formaciones geológicas que se encuentran en las riberas de los ríos debido a su erosión natural. Se inundan periódicamente. Surgen cuando se altera el equilibrio erosión-sedimentación y cuando prevalece la erosión lateral durante períodos de grandes inundaciones. El agua se expande a través de la llanura aluvial, a menudo de forma turbulenta, lo que provoca más sedimentación debido a la pérdida de velocidad del flujo.

2.2.6.2. CAUSAS ANTRÓPICAS

Se hace referencia a las acciones inducidas por el hombre como todos los procesos de cambio físico de relieve debido al impacto humano, es decir, construcción de estructuras que cambian positiva o negativamente el curso natural.

En construcción de un puente sobre un río o cualquier otra estructura (presa, dique, etc.), estas son actividades que provocan un cambio del ambiente físico original y crearán una nueva condición para el ambiente.

En caso de debilidad, la construcción del puente debe tener en cuenta los posibles procesos erosivos en sus pilas y estribos, ya que el diseño sin tener en cuenta estos procesos puede conducir a la falla estructural. Esto se ve agravado por las actividades antrópicas, que afectan en menor medida a los procesos de socavación.

Actividades antrópicas que influyen en los procesos fluviales:

- Construcción de obras hidráulicas como presas, diques, espolones, puentes, corte artificial de meandros, revestimientos del cauce.
- Actividades de minería en la cuenca pueden generar la producción de sedimentos que al ser conducidos al cauce aumentan las posibilidades de agradación.
- Cambios en la aptitud de uso del suelo; zonas agrícolas pasan a ser urbanas, cambios inapropiados de cultivos.
- Aterramiento de lagunas, desecación de pantanos.

2.2.7. PARÁMETROS A CONSIDERAR EN EL ANÁLISIS DE PUENTES

En la investigación de Fernández (2019) los parámetros que se deben considerar y deben calcular por campo de conocimiento (hidrología, hidráulica, geotécnica y estructuras), así como los criterios disponibles para realizar dicho análisis, con el fin de contar con los datos necesarios para contribuir a un buen análisis de socavación en puentes.

2.2.7.1. PARÁMETROS HIDROLÓGICOS

La gestión de Lo que se busca del análisis hidrológico es calcular el gasto total máximo del cauce $Q_T(m^3/s)$ en el punto donde se encuentra ubicado el puente que se desea analizar, cuya expresión es la siguiente:

$$Q_T = \frac{Q_p}{1 - C_s}$$

Donde:

- C_s : constante de concentración de sedimentos

- Q_p : gasto líquido que se obtiene mediante el método racional

$$Q_p = 0.278CiA$$

Siendo:

- C: coeficiente de escurrimiento
- i: intensidad de lluvia de diseño,
- A: área de la cuenca inundaciones

2.2.7.2. PARÁMETROS HIDRÁULICOS

Tomando el gasto total máximo de diseño, se sabe que éste representa el producto del área hidráulica $A_h(m^2)$ y la velocidad de la corriente $V_r (m/s)$, por lo que al despejar el área hidráulica se obtiene:

$$A_h = \frac{Q_T}{V_r}$$

V_r , se puede obtener con la siguiente ecuación:

$$V_r = \frac{L}{3600t_c}$$

Donde:

- L: long cauce principal (m)
- t_c : consetration time en horas

Por lo que el tiempo de concentración se calcula mediante la fórmula de Kirpich

$$t_c = \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.77}$$

Una vez conocida la velocidad de la corriente (V_r), se puede

calcular otro factor importante que es el empuje hidrodinámico que ejerce la corriente sobre la pila del puente.

2.2.7.3. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Lo que realiza primero es reunir toda la información del sitio donde se localiza el puente, lo cual se obtiene mediante sondeos de exploración a diferentes profundidades, con la intención de conocer la estratigrafía y a su vez determinar las características físico mecánicas de los estratos de suelo.

Dicha información será utilizada para obtener parámetros que se necesitan para calcular la socavación, como son: granulometría y peso volumétrico, además de derivar otros factores que servirán para el análisis de la estabilidad estructural, tales como: densidad del suelo y numero de golpes, para el efecto de calcular el módulo de rigidez al cortante y la velocidad de onda de corte.

2.2.7.4. PARÁMETROS SOCAVACIÓN

Con la información hidrológica, hidráulica y geotécnica se puede evaluar la socavación general y local, conforme a las ecuaciones siguientes:

a. Socavación

Método de Lisctvan – Levdiev modificado

Maza y García (1996) realizaron un trabajo que simplifica este método, evitando el uso de tablas. El valor de la velocidad de la corriente se calcula como:

$$V_r = \frac{\alpha * H^{1.66}}{H_s}$$

Donde:

$$\alpha = \frac{Q_T}{Hm^{5/3} * Be * \mu}$$

$$\mu = 1 - 0.837 \frac{V_m}{L}$$

Determinación de suelos homogéneos

Si $0.0005m \leq d_{84} \leq 0.0028m$ para arenas

$$Hs = \left[\frac{\alpha * H^{1.66}}{4.7 * X * d_{84}^{0.28}} \right] \left(\frac{d_{84}^{0.080}}{0.322 + d_{84}^{0.080}} \right)$$

Si $0.0028m \leq d_{84} \leq 0.184m$ para arenas

$$Hs = \left[\frac{\alpha * H^{1.66}}{4.7 * X * d_{84}^{0.28}} \right] \left(\frac{d_{84}^{0.092}}{0.322 + d_{84}^{0.092}} \right)$$

Si $0.184m \leq d_{84} \leq 1m$ para arenas

$$Hs = \left[\frac{\alpha * H^{1.66}}{4.7 * X * d_{84}^{0.28}} \right] \left(\frac{d_{84}^{0.187}}{0.322 + d_{84}^{0.187}} \right)$$

donde, X es un factor que está en función del diámetro medio de los granos cuyos valores se describen en la siguiente tabla:

Figura 8
Valores de X

Suelos No Cohesivos					
d(mm)	X	1/(1+X)	d(mm)	X	1/(1+X)
0.05	0.43	0.70	40.00	0.30	0.77
0.15	0.42	0.70	60.00	0.29	0.78
0.50	0.41	0.71	90.00	0.28	0.78
1.00	0.40	0.71	140.00	0.27	0.79
1.50	0.39	0.72	190.00	0.26	0.79
2.50	0.38	0.72	250.00	0.25	0.80
4.00	0.37	0.73	310.00	0.24	0.81
6.00	0.36	0.74	370.00	0.23	0.81
8.00	0.35	0.74	450.00	0.22	0.82
10.00	0.34	0.75	570.00	0.21	0.83
15.00	0.33	0.75	750.00	0.20	0.83
20.00	0.32	0.76	1000.00	0.19	0.84
25.00	0.31	0.76			

$$Hs = \left[\frac{5780 * H^{1.66}}{\beta * \gamma_d^{1.18}} \right] \left(\frac{\gamma_d^{0.75}}{0.322 + \gamma_d^{0.75}} \right)$$

En suelos cohesivos

Donde:

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 L_n(T_r)$$

Siendo, γ_d peso volumétrico seco del suelo y β representa la probabilidad anual de que se presente el gasto de diseño por lo que está en función del periodo de retorno, T_r (años).

b. Socavación local

Método Laursen-Toch (1953-1956)

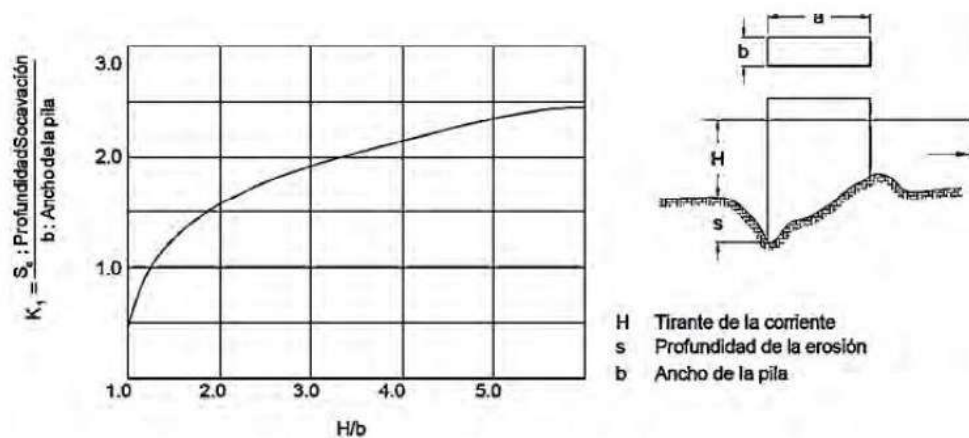
Este método contempla dos procedimientos para evaluar la socavación local

(S_o), el primero de ellos se refiere cuando el flujo actúa de manera paralela el eje de la pila, y se determina por la siguiente expresión:

$$S_o = k_1 k_2 b$$

Figura 9

Valores de k_1 para Loursen-Touch (1953-1956)



Método de Yaroslaziev

La expresión que propone Yaroslaziev es la siguiente:

$$S_o = k_f k_v (e - k_H) \frac{v_r^2}{g} - 30d$$

Donde:

$$k_v = -2 - 0.28 \sqrt{\frac{v_r^2}{gb_1}}$$

$$\log k_H = 0.17 - 0.35 \frac{H}{b_1}$$

Siendo:

- k_f es un coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila y el ángulo de incidencia entre la corriente y el eje de la misma
- e es un coeficiente de corrección y vale 0.6 si se encuentran las pilas en el cauce principal y 1.0 para las construidas en el cauce de avenidas
- $g = 9.81 \text{ m/s}^2$
- b_1 se refiere a la proyección de un plano perpendicular a la corriente de la sección de la pila y d representa el diámetro (m) de las partículas más gruesas que forman el fondo.

Figura 10

Valores del coeficiente kV para la ecuación de Yaroslavtziev (1960)

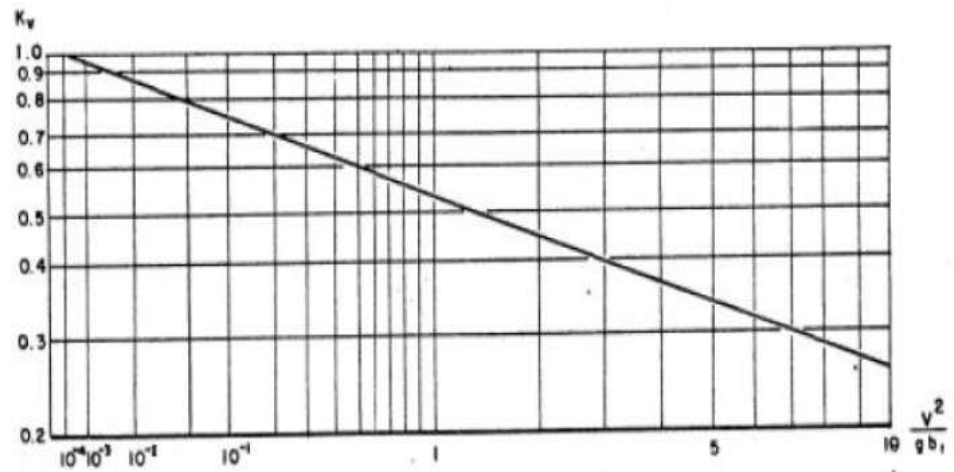
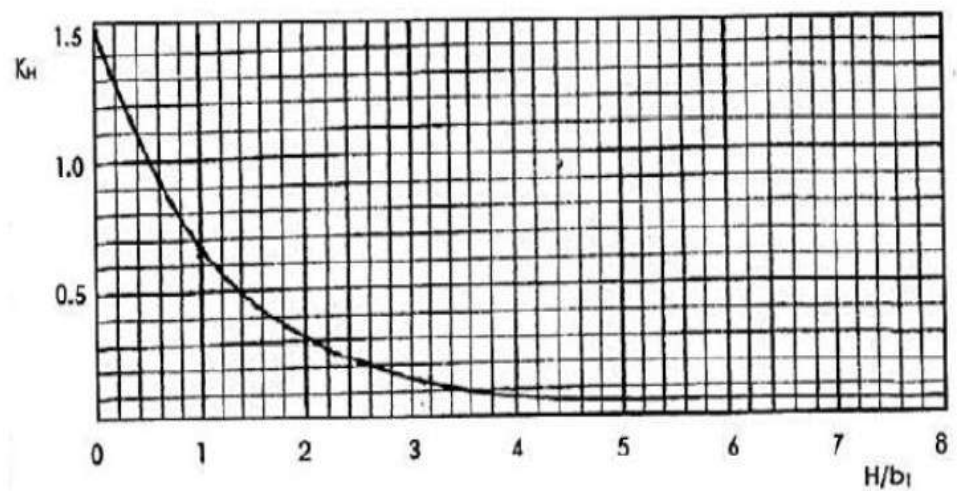


Figura 11

Valores del coeficiente kH para la ecuación de Yaroslavtziev (1960)



Yaroslavtziev define los valores para usar su ecuación en diferentes casos de pilas, los cuales se muestran en las figuras.

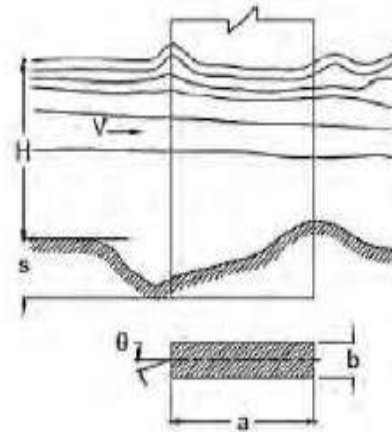
Figura 12

Valores para aplicar la ecuación de Yaroslavtziev en pilas I, II y III.

PILA TIPO I

$$K_f = 12.4$$

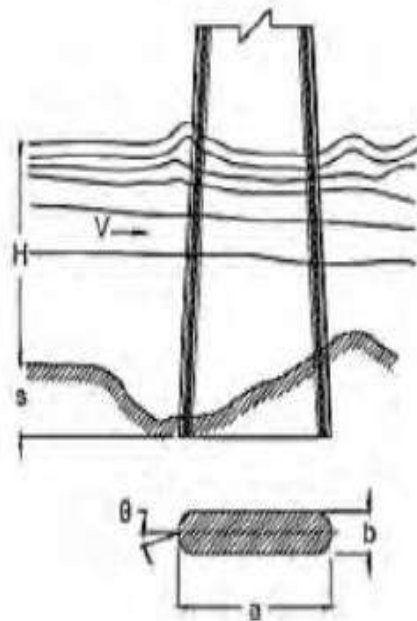
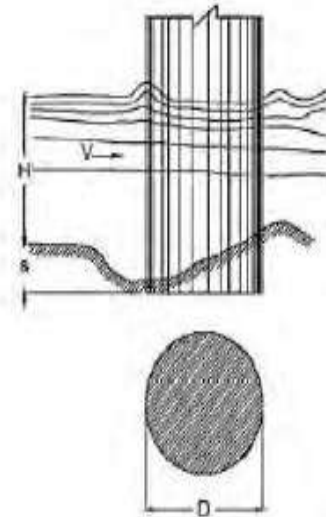
$$b_1 = a \operatorname{sen} \theta + b \operatorname{cos} \theta$$



PILA TIPO II

$$K_f = 10.0$$

$$b_1 = D$$



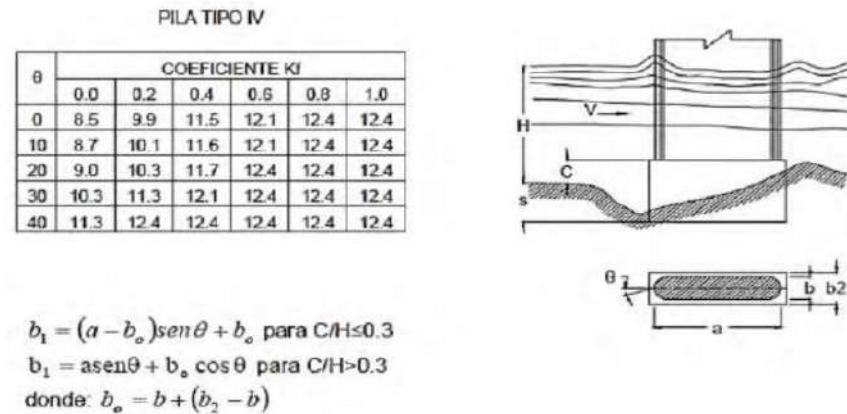
PILA TIPO III

θ	0	10	20	30	40
K_f	8.5	8.7	9	10.3	11.3

$$b_1 = (a - b) \operatorname{sen} \theta + b$$

Figura 13

Valores para aplicar la ecuación de Yaroslavtziev en pilas IV



El método de Maza y Sánchez (1996)

Estos investigadores establecieron una clara diferencia entre la socavación de las pilas que están alineadas a la corriente de río y de las pilas que generan un ángulo con respecto a la corriente. Por otro lado, desarrollaron gráficas relacionadas con pilas rectangulares, redondeadas y circulares, tal como se describe en el trabajo de Juárez y Rodríguez (2002), en donde se intervienen los siguientes parámetros: H_m , V_m , b_1 y el número de Froude (F_2) donde este último se corrige por un coeficiente f_c el cual depende de ello.

2.2.8. FACTORES QUE AFECTAN LA SOCAVACIÓN LOCAL EN ESTRIBOS

La profundidad de socavación de equilibrio para un estribo se puede escribir según B. W. Melville (1992) citado en (Guevara Álvarez, 2013) de la siguiente forma:

$$d_s = f(\rho_w, \rho_s, \nu, V, h, D, \sigma_g, L, F, \theta, G, g)$$

Donde:

- d_s = profundidad de socavación
- f = función de:

- ρ_w = densidad del agua (se asume constante para casos prácticos)
- ρ_s = densidad del sedimento (se asume constante para casos prácticos)
- ν = viscosidad cinemática (se asume constante para casos prácticos)
- V = velocidad media de la corriente
- h = profundidad del flujo
- D = diámetro característico del sedimento
- σ_g = desviación estándar geométrica del sedimento
- L = longitud del estribo que se opone al paso del agua
- F = parámetro que describe la forma del estribo
- θ = ángulo de ataque del flujo
- G = parámetro que describe el efecto de la distribución lateral del flujo y la geometría de la sección transversal de aproximación
- g = aceleración debida a la fuerza de gravedad

En general, los métodos para calcular la profundidad contra el flujo de agua, forma del estribo, ángulo de flujo del estribo de flujo ascendente, profundidad y flujo.

2.2.8.1. LONGITUD DEL ESTRIBO Y PROFUNDIDAD DEL FLUJO

B. W. Melville (1992) citado en Guevara Álvarez (2013)
Clasificar los frontones en largos y cortos según la longitud que

impide el paso del flujo, respectivamente, para estribos cortos es el doble de la longitud del impedimento. La profundidad de la capa de escoria en los pilares intermedios depende tanto de la longitud como de la profundidad del flujo.

- Estribos cortos ($L < h$)

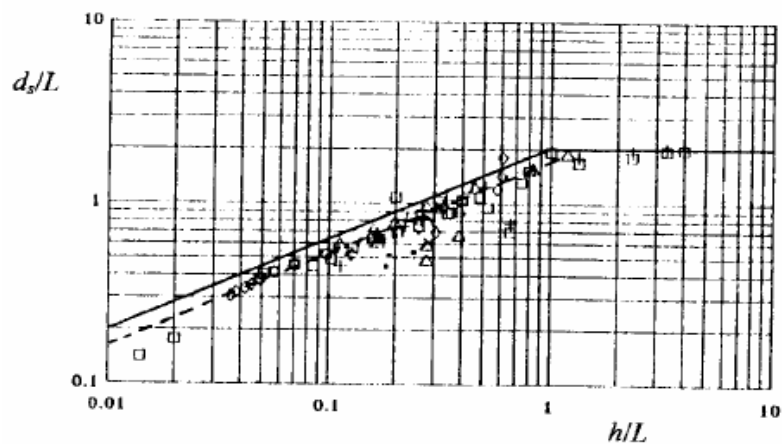
$$\frac{d_s}{L} = f\left(\frac{V^2}{gD}, \frac{h}{L}, \frac{D}{L}, \sigma_g, F, \theta, G\right)$$

- Para estribos largos ($L > 25h$)

$$\frac{d_s}{h} = f\left(\frac{V^2}{gD}, \frac{L}{h}, \frac{D}{h}, \sigma_g, F, \theta, G\right)$$

Figura 14

Influencia de la longitud del estribo sobre la profundidad de socavación.

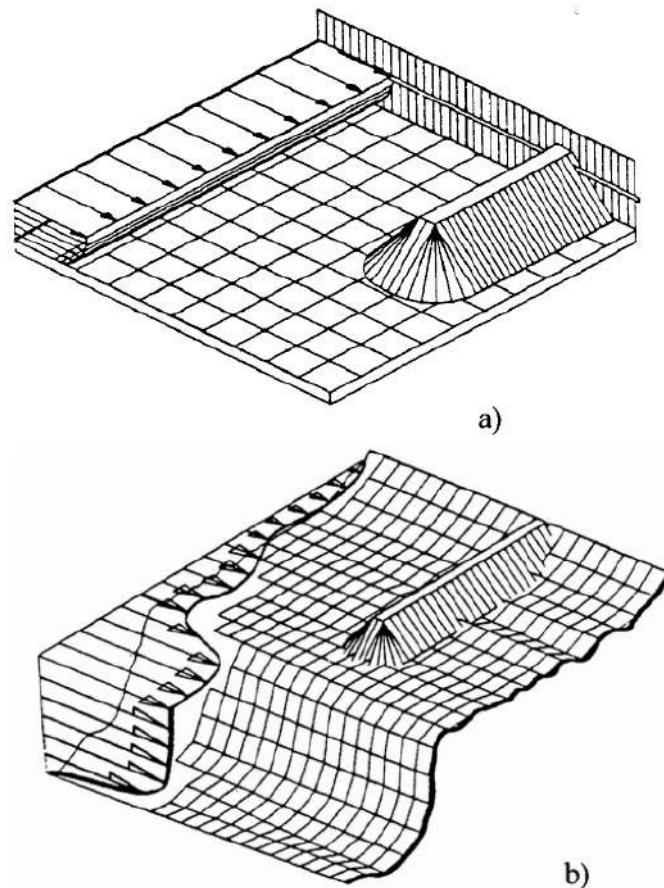


Fuente: MELVILLE, W. B., 1992. CITADO EN Guevara Álvarez (2013)

Los estudios de laboratorio han demostrado que aumentar la longitud esperada del estribo o terraplén que se acerca a la corriente aumenta la deposición de depósitos, pero este no es el caso en la práctica. Este resultado se obtiene porque en el laboratorio, el flujo que es interceptado por el estribo y devuelto al canal principal es función de la longitud de la obstrucción, mientras que en el campo,

el flujo no se distribuye uniformemente y el flujo regresa al canal principal. el canal no es sólo función de la longitud del obstáculo (figura 15). Por este motivo, las ecuaciones para el cálculo de la capa de barrido del estribo, basadas en ensayos de laboratorio, dan profundidades muy importantes. La profundidad dada por las ecuaciones ocurrirá en el campo para condiciones que reproduzcan las condiciones de la prueba, HEC-18 (1993) Guevara Álvarez, (2013).

Figura 15
Comparación de la distribución del flujo frente a un estribo a) en laboratorio. b) en el campo



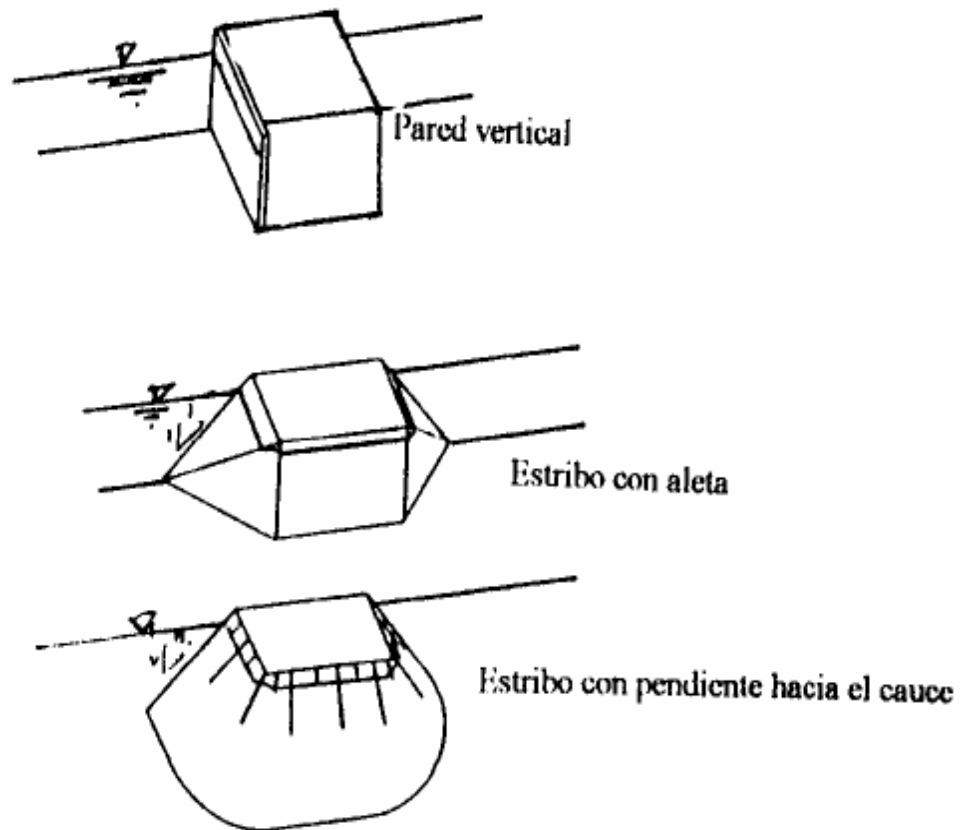
Fuente: HEC-18, 1993 (Guevara Álvarez 2013)

2.2.8.2. FORMA DE ESTRIBO

Las diferentes formas del cenador desvían el flujo de agua de diferentes maneras; Una forma mejor adaptada al flujo produce

menos perturbaciones y por lo tanto menos profundidad de depósito. Los trípodes con paredes inclinadas hacia el canal y con aletas son los mejores comportamientos.

Figura 16
Formas comunes de estribos



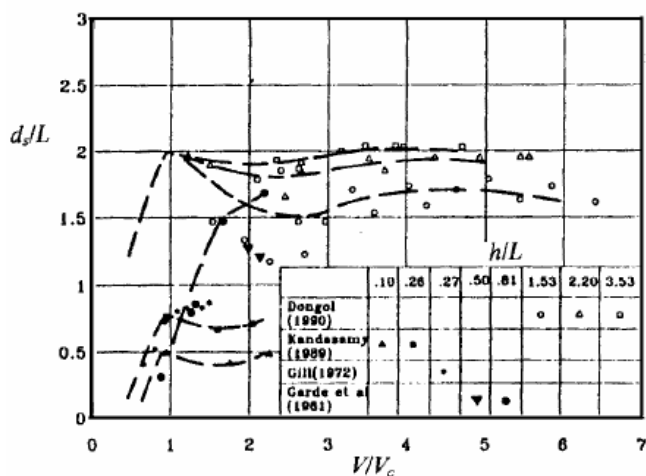
Fuente: Melville B. W., 1992.

2.2.8.3. VELOCIDAD DE LA CORRIENTE

La profundidad de socavación va aumentando con la velocidad hasta llegar a la máxima que ocurre bajo condiciones críticas para el inicio de transporte de sedimentos.

Figura 17

Influencia de la intensidad del flujo V/V_c sobre la profundidad de socavación.



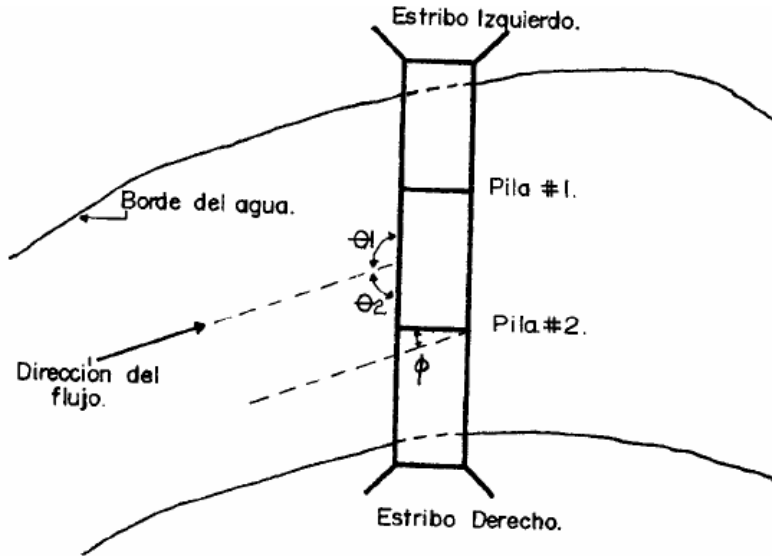
Fuente: Melville B. W., 1992.

2.2.8.4. ANGULO DE ATAQUE DEL FLUJO

La profundidad de socavación aumenta con el aumento del ángulo de ataque del flujo sobre la estructura. Estribos que apuntan hacia aguas arriba producen mayores profundidades de socavación. Por el contrario, la profundidad de socavación disminuye cuando los estribos apuntan hacia aguas abajo. El ángulo de ataque debe analizarse para flujos bajos y altos y chequear la socavación para ambas condiciones.

La Figura 18 ilustra la forma de medir el ángulo de ataque del flujo sobre los estribos. Si los estribos están construidos en forma paralela, los ángulos de ataque son complementarios y la suma es igual a 180°.

Figura 18
Angulo de ataque del flujo sobre el de estribos.



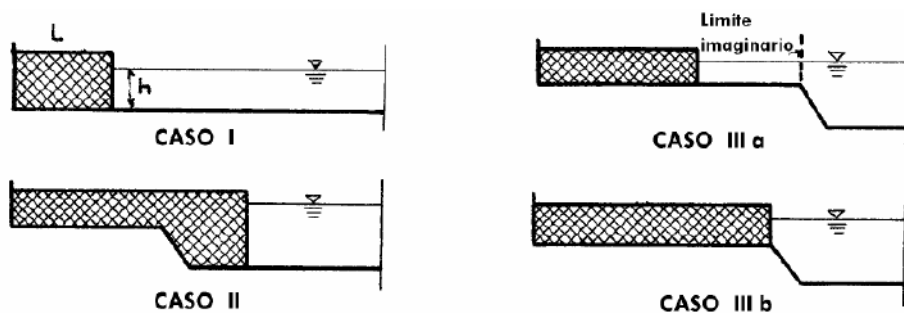
Fuente: Melville B. W., 1992

2.2.8.5. GEOMETRÍA DEL CAUCE

Para cual tiene una influencia mayor en las profundidades de socavación, de esa forma se le considera como un efecto, la cual es estudiado poco hasta el momento. Estos estribos pueden mostrarse dentro de un cauce principal o también a laderas que hagan que el flujo sea interceptado y se desvíe al cauce principal y eso se da en las crecientes. (Guevara Álvarez, 2013)

En la figura 19 se observa la geometría del cauce y los tipos o casos que se tiene.

Figura 19
Esquema de estribos construidos en cauces compuestos.



Fuente: Melville B. W., 1992

Tres casos de localización del estribo dentro del cauce se deben tener en cuenta al estudiar problemas de socavación:

- **Caso 1.** Estribos ubicados en cauces únicos y bien definidos sin zonas de inundación.
- **Caso 1.** Las zonas de aproximación del puente cubren la zona de inundación y se extienden de forma que el estribo queda localizado en el cauce principal.
- **Caso I1.** Las zonas de aproximación del puente y los estribos no interfieren con el cauce principal.
- **Caso IIIa.** Las zonas de aproximación del puente y los estribos se extienden parcialmente en la zona de inundación sin alcanzar a llegar al límite del cauce principal. Esta situación podría entenderse como un caso especial del I cuando se coloca una línea imaginaria en el borde del cauce principal como la ilustrada en la Figura 19.
- **Caso IIIb.** Las zonas de aproximación del puente y los estribos terminan en el borde del cauce principal.

La mayor parte de las investigaciones realizadas hasta la fecha son aplicables para el Caso 1. Las observaciones hechas por B. W. Melville (1995), muestran que la socavación se reduce bastante si el puente se construye sobre cauces compuestos.

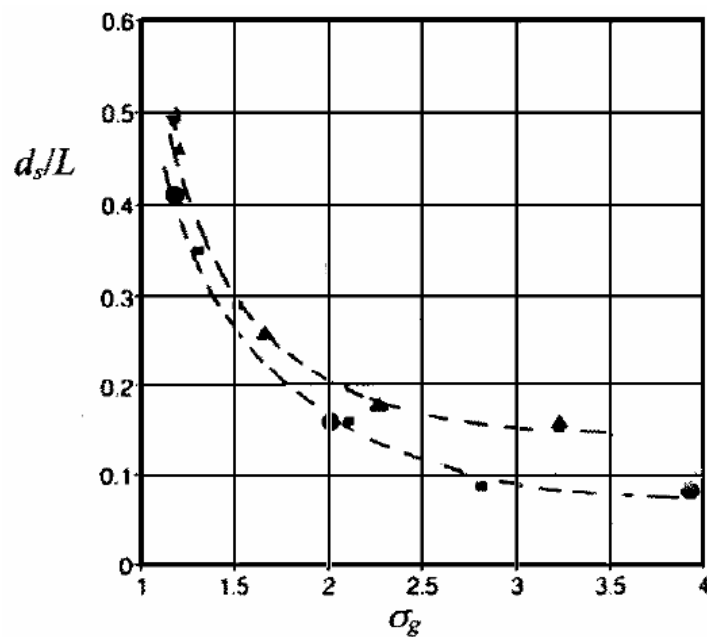
2.2.8.6. CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL DEL LECHO COMO TAMAÑO, GRADACIÓN Y COHESIÓN

El tamaño de la arena tiene poco efecto sobre la escoria. Asimismo, el tamaño de las partículas más grandes, que no se eliminan por las corrientes de Foucault o la turbulencia, también tiene poco efecto sobre la formación de espuma, pero cuando lo hace, lo hace. Las materias primas pueden proteger el lecho

alrededor de la estructura, reduciendo la profundidad del revestimiento. El grado de reducción del tamaño de partícula durante la abrasión no se ha determinado completamente para el pilar o los casos de pilar. Los materiales que componen las riberas pueden ir desde el boleo hasta la arena y la arcilla. Los materiales del canal se pueden clasificar y colocar en capas de formas complejas, tanto verticalmente como a lo largo de la sección transversal del canal.

En general, se considera que el efecto de los sedimentos bien clasificados reduce la profundidad de la escoria.

Figura 20
Influencia de la gradación del sedimento.



Fuente: Melville B. W., 1992

2.2.9. ESTIMACIÓN DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN ESTRIBOS

Existen muchos métodos diferentes para determinar la quema local en la planta, entre los que podemos mencionar: Liu, Chang y Skinner, Laursen, Artamonov, Froehlich, Hire y Melville.

Según MTC (2008), Compartió con nosotros que la erosión local del estribo depende, el flujo del agua el flujo interceptado por el estribo y que

regresa al cauce principal, el curso de las líneas del cauce, la duración de la inundación, etc., que no se consideran en las ecuaciones existentes.

2.2.9.1. MÉTODO DE LIU, CHANG Y SKINER

El método se basa en una ecuación resultante de estudios de laboratorio y análisis dimensional, realizada en 1961 y se aplica para las siguientes condiciones:

Consideraciones:

- Socavación en lecho móvil.
- Estribos que se proyectan dentro del cauce principal
- No existe flujo sobre la llanura de inundación
- El largo del estribo es menor que 25 veces la profundidad media del agua ($L/h < 25$)
- Flujo subcrítico
- Lecho del cauce arenoso
- Las ecuaciones deben ser ajustadas por un factor de corrección $K\theta$ para considerar el ángulo de ataque del flujo.
- Los valores de las profundidades de socavación deben ser incrementados en un 30% cuando se presentan dunas en el cauce de aproximación al estribo.
- Si existe lecho plano o lecho con antidunas, las ecuaciones deben aplicarse tal como se exponen a menos que las antidunas ocurran en el estribo, caso para el cual la profundidad de socavación debe incrementarse en un 20%.

$$\frac{Y_s}{h} = K_f \left(\frac{L}{h}\right)^{0.4} Fr^{0.33}$$

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}}$$

Donde:

Y_s : Profundidad de socavación de equilibrio medida desde el nivel medio del lecho hasta el fondo del hoyo de la socavación (m)

h : Profundidad media del flujo aguas arriba en el cauce principal (m)

L : Longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua (m)

Fr : Número de Froude en la sección de aguas arriba

V : Velocidad media del flujo aguas arriba

K_f : Coeficiente de corrección por forma del estribo. Es igual a 1.10 para estribos con pared inclinada hacia el cauce y 2.15 para estribos con pared vertical.

2.2.9.2. MÉTODO DE ARTAMONOV

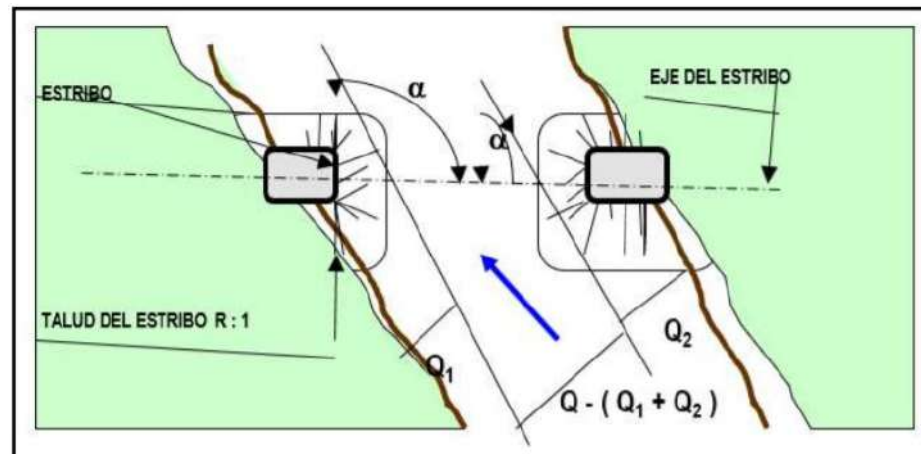
A menudo se utiliza cuando la información detallada requerida por otros métodos es limitada. Al respecto, Manuel d'Hydrologie, d'Hydraulique et de Dra exit the MTC (2012) es textualmente claro: "Este método ayuda a determinar no solo la profundidad de la espuma que se produce en la base del estribo sino también en la base de el pilar de la antorcha o de la oreja" (p. 154). Depende de los siguientes factores:

- Porción de caudal que es interceptado por la estructura al meterse dentro de la corriente Q1 o Q2 (ver Figura 22).
- Talud que tienen los lados del estribo (mH:1.0V)

- Ángulo entre el eje longitudinal del puente y la corriente (θ).

Figura 21

Intersección del flujo por los estribos. Método de Artamonov.



Fuente: UPeU (2018)

$$H_T = K_\theta K_Q K_m h$$

Donde:

- H_T : Profundidad del agua al pie del estribo o espigón medida desde la superficie libre de la corriente.
- K_θ : Coeficiente que depende del ángulo que forma la corriente con el eje longitudinal del puente (Ver Tabla 1).
- K_Q : Coeficiente que depende de la relación entre el gasto teórico interceptado por el estribo Q_1 o Q_2 y el caudal total Q_d que escurre por la sección transversal. (Ver Tabla 2).
- K_m : Coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo (Ver Tabla 3).
- h : Tirante de agua en la zona cercana al estribo o al espigón antes de la socavación.

Tabla 1
Coeficiente de corrección $K\theta$.

θ	20°	60°	90°	120°	150°
K_θ	0.84	0.94	1.00	1.07	1.19

Fuente: Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A., 1992.

Tabla 2
Coeficiente de corrección KQ .

Q_1 / Q_d	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7
K_Q	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06

Fuente: Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A., 1992.

Tabla 3
Coeficiente de corrección K_m .

Talud (m)	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
K_m	1.00	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

Fuente: Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A., 1992.

$$H_T = K_Q h$$

2.2.9.3. MÉTODO DE LAURSEN

El método fue desarrollado en el Instituto de Hidráulica de Iowa y confirmado por varias mediciones en el río Skunk realizadas por P. G. Hubbard del mismo laboratorio en la década de 1950. Fue desarrollado bajo condiciones de transporte de sedimentos continuos, Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez ONE. (1992). Este método se puede aplicar a suelos arenosos, se desconoce si es aplicable a suelos de grava, pero ciertamente no es válido para casos de boleos.

Laursen en 1958 propuso un método para determinar la profundidad de la escoria en la base de un pilar, siguiendo métodos similares a los utilizados para determinar la escoria en pilares. Laursen considera dos casos; la primera vez cuando el estribo está en la planicie de inundación y la segunda vez cuando está en el canal principal (Laursen, 2003).

$$\frac{Y_s}{Y_n} = f \left(\frac{Q_0 * C}{Q_c * Y_n} \right) * K_\theta$$

Donde:

- Q_0 = Caudal interceptado por el estribo en el cauce de avenidas.
- C = Ancho del foso de socavación, medida desde el límite del cauce principal ($e = 2.75 * Y_s$, según Laursen).
- Q_c = Caudal correspondiente a la franja de ancho medida desde el mismo límite.
- Y_n = Tirante normal, aguas arriba del estribo.
- K_θ = Coeficiente que depende del ángulo de incidencia.

2.2.9.4. MÉTODO DE FROEHLICH

A continuación, se muestra una ecuación.:

$$d_s = 0.32 K_f (a')^{0.62} h^{0.47} F_r^{0.22} D_{50}^{-0.09} + a$$

Donde:

- Q_0 = Caudal interceptado por el estribo en el cauce de avenidas.
- C = Ancho del foso de socavación, medida desde el límite del cauce principal ($e = 2.75 * Y_s$, según Laursen).
- Q_c = Caudal correspondiente a la franja de ancho medida desde

el mismo límite.

- Y_n = Tirante normal, aguas arriba del estribo.
- K_θ = Coeficiente que depende del ángulo de incidencia.

Donde:

- d_s = profundidad de socavación local [m]
- K_f = factor de corrección por la forma de la pila. Tabla 4
- a' = ancho proyectado de la pila con relación al ángulo de ataque del flujo [m] a = ancho de la pila, adicionado como un factor de seguridad [m]
- h = profundidad del flujo directamente aguas arriba de la pila [m]
- Fr = número de Froude en la sección directamente aguas arriba de la pila
- D_{50} = diámetro de la partícula de lecho en una mezcla cuyo 50% es menor [m]

Para pilas con punta circular alineadas con el flujo se tiene:

$$d_s \leq 2.4a \text{ para } Fr \leq 0.8$$

$$d_s \leq 3.0a \text{ para } Fr > 0.8$$

Si la profundidad de socavación se analiza para un caso particular, Froehlich sugiere que no se adicione el factor de seguridad a al final de la ecuación. El programa HEC-RAS (1998) siempre adiciona este factor de corrección.

Tabla 4

Coefficiente por forma del estribo K_f . Método de Froehlich.

DESCRIPCIÓN	K_f
Estribo con pared vertical	1.00
Estribo con pared vertical y aletas	0.82
Estribo con pendiente hacia el cauce	0.55

Fuente: HEC-18, 1993

$$K_\theta = (\theta/90)^{0.13}$$

Donde:

θ : Ángulo de inclinación del estribo.

$(90^\circ) < \theta$, si el estribo está inclinado hacia aguas abajo

$(90^\circ) > \theta$, si el estribo está inclinado hacia aguas arriba

$$h_e = A_e/L$$

$$Fr_e = \frac{V_e}{\sqrt{gh_e}}$$

$$V_e = Q_e/A_e$$

Donde:

- V_e : Velocidad del flujo obstruido por el estribo y los accesos al puente en la sección de aguas arriba (m/s)
- Q_e : Caudal obstruido por los estribos o accesos, medido aguas arriba del puente (m³/s)
- A_e : Área de flujo de la sección aguas arriba obstruida por los estribos (m²)

a. Socavación en agua clara

Froehlich también propone una ecuación únicamente para condiciones de socavación en agua clara, pero tiende a dar valores muy bajos y no se ha verificado con datos de campo. Esta ecuación implica que el material del lecho del río tenga un $D_{50} \geq 7.6\text{cm}$ y que la desviación estándar geométrica del sedimento σ_g sea mayor a 1.5. Se presenta el método a efectos de comparación de resultados con otros métodos.

$$\frac{Y_s}{h_e} = 0.78K_f K_\theta \left(\frac{L}{h_e}\right)^{0.63} Fr_e^{1.16} \left(\frac{h_e}{D_{50}}\right)^{0.43} \sigma_g^{-1.87} + 1$$
$$\sigma_g = \left(\frac{D_{84}}{D_{16}}\right)^{0.5}$$

Donde:

- σ_g : Desviación estándar geométrica del material.

2.2.9.5. MÉTODO DE MELVILLE

La metodología fue desarrollada en la Universidad de Auckland (Nueva Zelanda) y está basado en curvas envolventes a datos experimentales obtenidos en su mayoría de ensayos de laboratorio. Otros autores consideran que el método propuesto por Melville para estimar profundidades de socavación de equilibrio en pilares es muy aceptable, ya que ilustra sobre la sensibilidad de la socavación ante parámetros como caudal, sedimentos del lecho y condiciones de la pila.

B. W. Melville propuso un método basándose en análisis dimensional y desarrollo de relaciones entre parámetros dimensionales usando líneas de mejor ajuste de datos provenientes de ensayos de laboratorio realizados en la Universidad de Auckland en Nueva Zelanda, (Melville B. W., 1992).

a. Estribos Cortos

Si el largo del estribo y el área de proximidad es menor a la profundidad del flujo ($L < h$). se demuestra que, para un estribo corto, el flujo causante de la socavación no cambia con respecto a la profundidad del flujo por lo cual el nivel de socavación está en función principal del largo del estribo.

$$\frac{Y_s}{L} = K_i K_h K_D K_\sigma K_f K_\theta K_g$$

Donde:

- Y_s : Profundidad de socavación (m)
- L : Longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del flujo (m)
- h : Profundidad del flujo al pie del estribo (m)
- K_i : Factor de corrección por intensidad del flujo que tiene en cuenta la velocidad del flujo y la velocidad crítica para inicio del movimiento del sedimento.
- K_h : Factor de corrección por profundidad del flujo.
- K_L : Factor de corrección por longitud del estribo.
- K_D : Factor de corrección por tamaño del sedimento.
- K_σ : Factor de corrección por gradación del sedimento.
- K_f : Factor de corrección por forma del estribo.
- K_θ : Factor de corrección por ángulo de ataque del flujo.
- K_g : Factor de corrección por la geometría del cauce de aproximación.

b. Estribos Largos

Si el largo del estribo y el área de proximidad son mayores que 25 veces a la profundidad del flujo ($L > 25h$); se llega a demostrar que para estribos largos el nivel de socavación depende únicamente de la profundidad del flujo.

$$\frac{Y_s}{h} = K_i K_h K_D K_\sigma K_f K_\theta K_g$$

Tabla 5
Valores del factor de corrección K_f

Forma de estribo	K_f
Estribo de pared vertical angosta	1.00
Estribo de pared vertical con punta semicircular	0.75
Estribo con aletas de 45°	0.75
Estribo de pared inclinada (H: V)	
0.5:1.0	0.60
1.0:1.0	0.50
1.5:1.0	0.45

Fuente: Melville, W. B., 1992

$K_L = 10$, para estribos largos.

$K_h = 2$, para estribos cortos.

$K_i = 1$, considerando que las mayores profundidades de socavación ocurren bajo condiciones de lecho móvil.

Los datos encontrados por W. B. Melville para tener en cuenta la influencia del tamaño y la gradación del sedimento son inconsistentes por lo que sugiere que para propósitos prácticos K_D y K_σ sean tomados igual a 1.0.

Esto significa que la profundidad de escaneo resultante se aplica a sedimentos homogéneos.

Se supone que, en principio, K_g se considera igual a 1,0, es decir, la profundidad de escaneo en un solo canal será igual a la profundidad de escaneo en un pilar dentro de un canal compuesto. Este valor es muy conservador, especialmente en el caso de llaves largas.

2.2.9.6. MÉTODO DE HIRE

Ecuación usada por HEC-RAS que se obtiene mediante los datos de campo para la socavación que se genera en la cima de los espigones construido en el río Mississippi.

Esta ecuación se aplica en el momento que el estribo penetra en el cauce principal.

$$Y_s = 4h\left(\frac{K_f}{0.55}\right)K_\theta F_r^{0.33}$$

Donde:

- Y_s : Profundidad de socavación (m)
- h : Profundidad media del flujo al pie del estribo en el cauce principal, considerando la sección transversal inmediatamente aguas arriba del puente (m)
- F_r : Número de Froude basado en la velocidad y profundidad al pie justo aguas arriba del estribo.
- K_f : Factor de corrección por forma del estribo.
- K_θ : Factor de corrección por ángulo de ataque del flujo

2.2.10. SOFTWARE

2.2.10.1. HEC-RAS (HYDROLOGIC ENGINEERING CENTER - RIVER ANALYSIS SYSTEM)

HECRAS (Centro de Ingeniería Hidrológica - Sistemas de Análisis de Ríos) es un modelo hidrodinámico desarrollado por los Estados Unidos. Army Corps of Engineers, es capaz de realizar un análisis unidireccional de los sistemas fluviales a través de cuatro componentes: simulación de perfil de flujo constante, simulación de flujo errático, cálculo de transporte de sedimentos y cambios en el lecho del río y calidad del agua. Barbosa Gil (2013)

El software se basa en la solución de la ecuación de energía, donde la pérdida por fricción se evalúa mediante la ecuación de Manning y la pérdida por contracción y/o expansión es proporcional al cambio de velocidad de la carga. Para situaciones de flujo que cambian rápidamente, como en la entrada de estructuras hidráulicas o saltos hidráulicos, HECRAS también utiliza la ecuación del momento para encontrar la solución. Para flujos inestables, HECRAS resuelve las ecuaciones de conservación de masa y momento utilizando el diagrama de diferencias finitas latentes desarrollado por Reisman y Chen. (1973).

Capacidades

- HEC-RAS posee interfaz gráfica que facilita las labores de preproceso y postproceso de la información de entrada y visualización de resultados.
- HEC-RAS modela el tránsito de hidráulico de flujo permanente y no permanente, en régimen de flujo subcrítico, supercrítico y mixto, para tramos de cauces con pendiente longitudinal menor al 10%.
- HEC-RAS es capaz de modelar tanto flujo gradualmente variado

como rápidamente variado mediante las soluciones de las ecuaciones de energía y momentum.

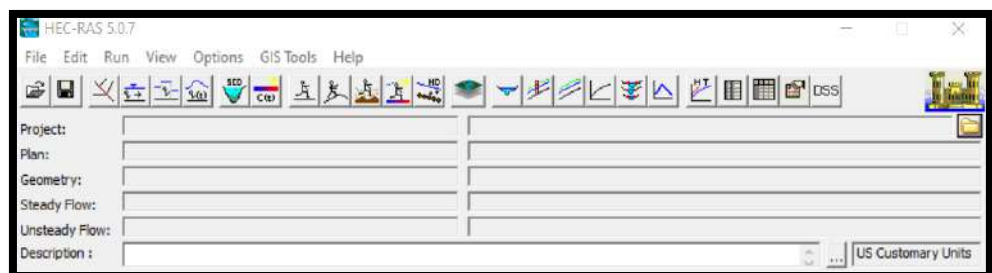
- HEC-RAS posee herramientas que permiten comparar planes de modelación.
- HEC-RAS es capaz de modelar desde tramos sencillos, hasta sistemas fluviales dendríticos y divergencias de flujo, apoyado con herramientas de optimización.

Limitaciones

- HEC-RAS modela flujos en ríos con pendientes menores al 10%, para pendientes mayores los perfiles de flujo deben corregirse dividiendo por el $\cos\theta$.
- HEC-RAS sólo considera flujo unidimensional, aunque aproximaciones numéricas permite realizar una distribución de velocidades en la sección.
- HEC-RAS tiene problemas de estabilidad numérica en la simulación de flujos altamente dinámicos.

Figura 22

Ventana del programa Hec – Ras v5.0.7



Fuente: Hec-Ras

2.3. DEFINICIONES CONCEPTUALES

➤ Hidrología

Es la ciencia de la geografía dedicada al estudio de la distribución espacial y temporal y de las propiedades del agua presente en la atmósfera y en la corteza terrestre. Esto incluye la precipitación, la escorrentía, la humedad del suelo, la transpiración y el balance de masa de los glaciares. MTC (2008).

➤ Hidráulica

Es una rama de la física y la ingeniería que se ocupa del estudio de las propiedades mecánicas de los fluidos. Todo esto depende de las fuerzas que resisten la masa (fuerza) y la repulsión juntas. MTC (2008).

➤ Caudal

“El flujo es la cantidad de agua que pasa a través de un punto particular en un sistema hidráulico en un momento o período de tiempo determinado.” MTC (2008)

➤ Levantamiento topográfico

Nos permite obtener información precisa y real del terreno para poder cortar diferentes secciones longitudinales y transversales, que nos permitirán hacer el correspondiente desarrollo del levantamiento. Cotrina & Hernandez (2017)

➤ Perfil longitudinal

La forma de elevación del terreno se convierte en la intersección de el terreno con el plano vertical que contiene el eje longitudinal. UNI-FIC (2016)

➤ Pendiente

Pendiente es la inclinación del terreno con respecto a la horizontal, puede aumentar o disminuir gradualmente. Cotrina & Hernandez (2017)

➤ **Sección transversal**

La sección transversal se convierte en la sección perpendicular a la sección longitudinal, esto nos permite determinar la disposición y el tamaño de los elementos que forman la sección longitudinal. Cotrina & Hernandez (2017)

➤ **Calicata**

El pozo es la excavación de un pozo de prueba para la observación directa. tocar la superficie de una parcela de tierra y tomar una muestra para analizar la composición y propiedades del suelo. Lieder (2016)

➤ **Perfil estratigráfico**

Se genera a partir de datos de perforación o secciones naturales o artificiales del terreno que muestran el material que forma la columna estratigráfica. Pasotti (2017)

➤ **Granulometría**

Esto se denomina medición de grano, con medición y clasificación realizadas en las partículas de una formación sedimentaria, material sedimentario , así como suelo, a efectos de análisis, tanto de su origen como de propiedades mecánicas, y de cálculo de su abundancia en relación con cada tamaño proporcionado por la escala granulométrica. García (2012)

➤ **Fenómeno El Niño**

Un evento meteorológico inusual de un mes de duración con altas temperaturas del mar y fuertes lluvias golpeó la costa norte de Perú. Este es el fenómeno original, descrito en el Perú a fines del siglo XIX. IGP (2017)

➤ **Parámetro**

Se convierte en el elemento descriptivo de una variable o su característica numérica. Por ejemplo, media, moda, mediana, varianza, rango, etc. MTC (2008)

➤ **Periodo de Retorno**

El período de retorno de cualquier evento extremo (precipitaciones, temperaturas extremas, tormentas, etc.) se define como el período de tiempo o número que se dice que iguala o excede, es decir, 'es la frecuencia con la que ocurre un evento . Mélice y Reason (2007).

➤ **Máximas avenidas**

La crecida máxima se define como la mayor escorrentía posible a la salida de una cuenca y siempre será consecuencia de las precipitaciones más intensas. Este tiempo oscila entre 5 y 500 años, sabiendo que cuanto mayor sea el período de retorno, mayor será la altura de la precipitación máxima. Felipe (2017)

➤ **HEC- RAS**

Según MTC (2008) Hec – Ras es un sistema de modelado desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EE. UU. (HECHydrologic Engineering Center), que permite simular la respuesta a la que fluirá el agua a través de la naturaleza. ríos y otros canales.

2.4. HIPÓTESIS

“H: Si determinamos el grado de socavación que afecta en la estabilidad de los estribos del puente Daniel Alomía Robles producido por el río Higuera, se permitirá proponer estructuras de protección en los estribos.

2.4.1. VARIABLES

Para el planteamiento de las variables; éstas fueron sacadas de la hipótesis expuesta.

2.4.2. VARIABLE INDEPENDIENTE

X_1 : Socavación

2.4.3. VARIABLE DEPENDIENTE

Y_1 : Estabilidad de los estribos

2.5. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

Tabla 6
Operacionalización de Variables

Variables	Definiciones conceptuales	Dimensiones	Indicadores	Sub Indicadores	Unidad
SOCAVACIÓN (Variable independiente)	<p>La socavación es la remoción de materiales del lecho y de las bancas de un cauce debido a la acción erosiva del flujo de agua alrededor de una estructura hidráulica</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Análisis Granulometría • Topografía • Estudio Hidrológico • Estudio Hidráulico 	<ul style="list-style-type: none"> • Granulometría • Secciones transversales • Precipitaciones • Máximas Avenidas 	<ul style="list-style-type: none"> • Contenido de Humedad • Peso Especifico • Tamizado Granulométrico • Pendiente • Coordenadas • Caudal 	<ul style="list-style-type: none"> • Kg/m² • Kg/m³ • % • m/m • UTM • m³/seg
ESTABILIDAD EN LOS ESTRIBOS (Variable Dependiente)	<p>Es mantener en equilibrio la parte del puente que está destinada a soportar el peso del tablero transmitiendo los pesos a los cimientos.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Estabilidad • Profundidad de los estribos 	<ul style="list-style-type: none"> • Forma del Estribo • Tipo de suelo 	<ul style="list-style-type: none"> • Sección Transversal • Tirante • Tamizado Granulométrico 	<ul style="list-style-type: none"> • m • SUCS • Valor nominal

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN

3.1.1. ENFOQUE

La investigación cuantitativa es aquella que permite la recopilación y el análisis de datos numéricos relacionados con determinadas variables que se han establecido previamente. Utiliza la recopilación de datos para probar hipótesis contra mediciones numéricas y análisis estadísticos, para establecer patrones de comportamiento y probar teorías. Hernández, Fernández y Baptista (2014)

De acuerdo al origen del estudio de la investigación, tiene como características de un estudio cuantitativo. La investigación realizada reúne las condiciones metodológicas para una investigación aplicada en la cual aplicamos los diversos conocimientos adquiridos y la utilización del software HEC-RAS con el propósito de aplicarlo para el cálculo de socavación a los estribos de los puentes.

3.1.2. ALCANCE O NIVEL

El nivel de investigación será explicativo. Según Hernández, Fernández y Baptista (2014, p. 95), lo definen como: responder a la causa de los hechos y fenómenos físicos o sociales. Se ocupa de explicar por qué ocurre un fenómeno y en qué condiciones se manifiesta o por qué se vinculan dos o más variables.

La investigación fue descriptivo explicativo, ya que se procedió por describir las características y detalles que se manifiesto en cada fenómeno en cada espacio donde presenta peligro y esta vulnerable, además se identificó y se describió la influencia de otros factores sobre el desarrollo del desastre y por lo cual se centró en calcular la socavación de los estribos del puente.

3.1.3. DISEÑO

En el presente trabajo de investigación el diseño que se utilizó es experimental, según Hernández, Fernández y Baptista (2014, p. 129) El término experiencia tiene al menos dos significados, general y específico. Común se refiere a "elegir o realizar una acción" y luego observar las consecuencias.

De acuerdo a los métodos científicos encontrados y a los diferentes indicadores que se tomaron en cuenta (topografía, hidrología, hidráulica, etc.) para así obtener un cálculo adecuado en la influencia de la socavación en los estribos.



3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA

3.2.1. POBLACIÓN

El presente trabajo de investigación tomo como población a un determinado tramo del río Higueras.

3.2.2. MUESTRA

La muestra que se utilizo es No probabilística y al criterio del investigador, la cual será un tramo donde esté involucrado el puente “Daniel Alomía Robles”

3.3. TÉCNICAS E INSTRUMENTO DE RECOLECCIÓN DE DATOS

3.3.1. PARA LA RECOLECCIÓN DE DATOS

3.3.1.1. TÉCNICAS

Para realizar la obtención de datos de precipitación se realizó a través de la descarga de la plataforma virtual de Autoridad Nacional del Agua (ANA) donde se tienen los registros de datos históricos de las estaciones meteorológicas, también se usó de las cartas nacionales.

3.3.1.2. INSTRUMENTOS

La instrumentación requerida en esta presente investigación fue:

- Software: Arc-Gis, Hec-Ras, Civil 3D, Word, Excel.
- Herramientas: picos, palas, costales, estación total, juego de tamices ASTM, balanzas, horno de secado, recipientes. .

3.3.2. PARA EL ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE DATOS

a. Topografía

El levantamiento topográfico nos brinda el relieve de la superficie del terreno cubierto por el agua, y las superficies adyacentes, además nos permite conocer la dinámica de los lechos del río identificando las zonas de socavación y áreas de depósito de sedimentos, para lo cual se llevó el siguiente orden:

- Ordenamiento de datos en Excel y exportación en archivo .CSV (archivo de valores delimitado por comas).
- Importar el archivo .CSV al software Civil 3D.
- Generación de la superficie del terreno.
- Generación del alineamiento horizontal del río.
- Generar el alineamiento vertical o perfil del río.
- Obtención de las secciones transversales a cada 50 m.

Materiales y herramientas:

- Estación total
- GPS
- Wincha (50 m)
- Libreta de campo
- Bolígrafos
- EPP (Equipo de Protección Personal)
- Personal:

- 01 persona que opere la estación total
- 02 personas que operen el prisma

b. Mecánica de suelos

Este estudio de mecánica de suelos consiste en la realización de calicatas y sondaje de exploración del suelo de la cual se extraen muestras para luego ser llevadas al laboratorio para realizar pruebas que determinan propiedades físicas y químicas del suelo; en la cual define la composición del cauce del río y determinar el D_{50} y D_{95} necesarios de la granulometría. El orden de ejecución es la siguiente:

Se realizó 3 calicatas.

- Se identificó el perfil estratigráfico para cada calicata.
- Se obtuvieron muestras sueltas, 5 Kg de cada una.
- Se realizó el ensayo de granulometría.
- Finalmente se obtuvieron los siguientes datos: distribución y tamaño de partículas, Coeficientes de uniformidad (Cu) y curvatura (Cc), curva granulométrica y el tamaño máximo nominal.

Materiales y herramientas:

- Pico
- Pala
- Costales (para la extracción de las muestras)

Personal:

- 01 persona que opere el pico
- 01 persona que opere la pala

c. Hidrológico

Para desarrollar el estudio Hidrológico se realizó el modelamiento de la cuenca hidrográfica en la cual se obtuvo lo siguiente:

- Área de la cuenca
- Perímetro de la Cuenca
- Forma de la cuenca
- Curva Hipsométrica

Se determinará los caudales de diseño del cauce principal para periodos de retorno de 10, 50, 100, 300 y 500 años.

Para determinar los caudales de diseño se comparará los resultados de los métodos estadísticos (Log Normal, Gumbel, Pearson III, Gumbel + Delta Q y Nash +Delta Q), y métodos empíricos (Mac Math, Regional de la envolvente de Creager, método de Fuller y el método de Tucci).

d. Simulación Hidráulica mediante Hec-Ras

Se utilizó el software HEC - RAS v5.0.7, para determinar el comportamiento hidráulico del río Higueras por el paso del flujo a través del río y de la sección del puente Daniel Alomía Robles.

Para una correcta simulación se han determinado algunos datos como:

- Características hidráulicas del cauce (pendientes longitudinales, superficie de agua, y propiedades del material de cauce).
- Coeficiente de rugosidad de Manning, el cual se obtuvo mediante el Método de Cowan.

- La topografía del río y su geométrica (estación y elevación) a través de la importación de las secciones transversales desde el programa Civil 3D.
- La Geometría del puente ingresando datos de su superestructura y subestructura.
- Caudales de diseño para un periodo de retorno de 10, 50, 100, 300 y 500 años.
- Ejecutar la simulación hidráulica para la condición de flujo supercrítico, para flujo subcrítico y/o mixto.

CAPITULO IV

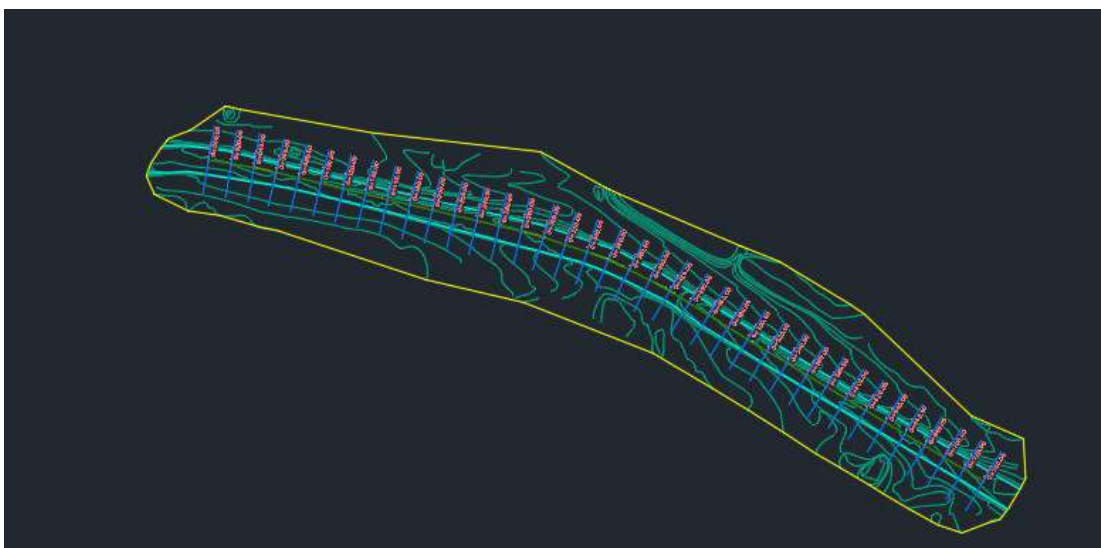
RESULTADOS

4.1. PROCESAMIENTO DE DATOS

Para realizar el procesamiento de datos primero partiremos por la topografía como se puede observar en la siguiente imagen.

Figura 23

Levantamiento Topográfico: Tramo de 0+0.00 al 0+740.00



En la imagen anterior podemos observar que se tiene el rio higueras en el tramo del puente Daniel Alomia Robles desde el tramo +0.00 al +740.00.

Después de la obtención del levantamiento topográfico se procedió a realizar el estudio hidrológico del rio Higueras. Se sabe que el rio higueras nace en la población cercana del mismo nombre y desemboca en el rio grande, el rio higueras tiene una longitud de 14 km.

Se sabe que las cuencas de los ríos tienen condiciones ecológicas y meteorológicas referente al relieve y suelo que se tenga para ello el mostrar los aspectos de importancia en la cual conlleve a un estudio de los recursos

que se tiene. Para la realización de las avenidas se tienen que contar con datos confiables y la información necesaria para análisis correspondiente.

Los criterios que se tiene es la falta de precisión de las cartas nacionales, la poca información de manera hidrológica causados por la escasa estaciones hidrometeorológicas, debido a esto se tiene una limitación en el análisis que se realizó estadísticamente.

Estudio hidrológico:

Cuenca del rio Higueras

- Ubicación

La cuenca del rio higueras se encuentra ubicado en las siguientes coordenadas.

Al norte en 8901085 y al este en 362886 en la zona 18 L

- Parámetros Geomorfológicos

Estos parámetros nos proporcionan las características físicas y climáticas que tiene la cuenca, la cual mediante una escorrentía superficial influyen de manera significativa para determinar la magnitud de las avenidas y el comportamiento que se realiza en la cuenca.

Empezaremos por el área y el perímetro de la cuenca:

Tabla 7
Área y Perímetro de la Cuenca

Cuenca	Área	Perímetro
Cuenca del rio Higueras	184.72 km ²	161.891 km

En la tabla 7 podemos observar el Área y el Perímetro de la cuenca del rio Higueras estos datos fueron sacados del software Arcgis, después de realizado la delimitación de la misma.

Ancho medio de la cuenca:

Para hallar este valor se tiene que dividir el área de la cuenca entre la longitud del curso más largo.

$$W = \frac{A}{L} = \frac{184.72}{27.47} = 6.72443 \text{ km}$$

Donde:

W : Ancho medio de la cuenca en Km

A : Área de la cuenca, en Km².

L : Longitud del curso más largo, en Km

Coefficiente de compacidad:

Para calcular este valor se tiene que usar la siguiente formula:

P = perímetro A = Área:

$$Kc = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}}$$

Reemplazando

$$Kc = \frac{161.891}{2\sqrt{\pi * 184.72}} = 3.36$$

Este resultado nos señala que se tiene una cuenca en forma rectangular.

Factor de forma:

Es el comportamiento de las avenidas ya sea de una tendencia mayor o una menor, los valores que se obtienen se aproximan a la unidad y si más se aproxima, mayor tendencia se tiene de la cuenca mediante a presencia de avenidas de una magnitud muy grande.

Se calcula de con la siguiente formula:

$$F_f = \frac{A}{L^2} = \frac{184.72 \text{ km}^2}{27.47^2} = 0.245238$$

El valor que se obtiene nos muestra que si en caso se produce unas precipitaciones de gran magnitud se tendrá un incremento gradual y lento de las aguas.

Densidad de drenaje (Dd):

Se calcula con la relación de la longitud total de los cursos de agua y el área de la cuenca, como se observa en la siguiente formula

$$D_d = \frac{\sum Li}{A} = \frac{381.141886 \text{ km}}{184.72 \text{ km}^2} = 2.35$$

Donde:

Dd : Densidad de drenaje.

Li : Longitudes de los cursos de agua, en Km

A : Área de la cuenca, en Km²

Pendiente Del Curso Principal(S):

Para la obtención de la pendiente se tuvo que procesar los datos del arcgis en una hoja Excel obteniendo lo siguiente:

S= 1.57 %

Figura 24

Cuadros de la pendiente del curso principal.

PENDIENTE PROMEDIO DE LA RED

GRID_CODE	COUNT	AREA	MIN	MAX	RANGE	MEAN	STD	SUM	VARIETY	MAJORITY	MINORITY	MEDIAN
1	7080	6683193.691	1	5	4	1.77782	0.62724	12587	5	2	5	2
2	3183	3004605.299	1	3	2	1.45178	0.55497	4621	3	1	3	1
3	1532	1446137.392	1	5	4	1.21932	0.4383	1868	5	1	4	1
4	194	183127.0588	1	3	2	1.16495	0.38477	226	3	1	3	1
5	913	861829.9209	1	2	1	1.04162	0.19972	951	2	1	2	1

GRID_CODE	COUNT	MEAN	Producto
1	7080	1.77782	12587
2	3183	1.45178	4621
3	1532	1.21932	1868
4	194	1.16495	226
5	913	1.04162	951
	12902		20253

pendiente promedio de la red hidrica %	1.57
--	------

En la figura 24 podemos observar los cuadros que se obtuvieron de la cuenca, estos datos fueron sacados del software Arcgis después de realizado la delimitación el mismo programa te da como resultado la pendiente promedio de la red.

Hidráulica

Se usaron dos estaciones para el cálculo:

- JACAS CHICO

Tabla 8
Características de la estación Jacas Chico

UBICACIÓN DE LA ESTACIÓN METEOROLÓGICA PLUVIOMÉTRICA	
Region	HUÁNUCO
Departamento	HUÁNUCO
Provincia	HUÁNUCO
Distrito	JACAS CHICO
ESTACIÓN	JACAS CHICO
CÓDIGO DE ESTACIÓN	456
LATITUD	-9.883611
LONGITUD	-76.500278
ALTITUD	3673
TIPO1	CONVENCIONAL
TIPO2	CLIMÁTICA
CUENCA	INTERCUENCA ALTO HUALLAGA

Fuente: SENAMHI

Las precipitaciones máximas de esta estación se obtuvo los datos de cada mes de cada uno de los años de estudio desde 1974 hasta el 2018 donde se calculó el máximo de cada año, promedio y desviación estándar. (ver tabla 9).

Tabla 9*Datos Históricos de la estación de Jacas Chico*

DATOS HISTÓRICO ESTACIÓN													
Departamento :		HUÁNUCO			Provincia :		HUÁNUCO		Distrito :		JACAS CHICO		
Latitud :		-9.883611			Longitud :		-76.500278		Altitud :		3673		
Tipo :		CONVENCIONAL			Código :		456						
AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	MÁXIMO
1974		8	9	8	4.8				28.8	10	13.1	14.8	28.8
1975	28	20.5	20	0	2.1	3	0	4.5	7.5	5.6	31.4	19.4	31.4
1976	20	26.4	23.7	12.5	12		0	4.5	3.2	2.2		15.5	26.4
1977		12	9.2			0	0	2.4	10.1	12.2	10	5.2	12.2
1978	12.1	5.2	10.2	8.6	6.7	0	0	3.2	6.2	6.7	18.9	18.9	18.9
1979	11.5	29	8.9	8.9	0	0	4.1	1.4	11.9	8.2	8.2	9.8	29.0
1980	10	19.9	10.2	5.2	0	0	1.4	1.3	4.2	12.6	18.2	12.4	19.9
1981	9.2	22.4	16.1	13.6	0	0	0	4.1	2.4	5.2	8.2	9.8	22.4
1982	12	12.3	10.1	7.4	4	2.5	0	0	3.2	8.2	11.2	8.1	12.3
1983	21.3	13.3	8.1	2.2	4.1	1.4	0	0	4.2	7.2	10.2	12.2	21.3
1984	10.2	13.4	10.2	2.1	0	5.5	3.3	1.2	5.1	4.4	5.2	8.8	13.4
1985	8.9	10.2	11.3	2.6	0	0	0	5.1	11.3	8.1	10.1	8.7	11.3
1986	8.2	10.2	12.4	11.3	8.2	0	5.2	9.9	10.8	9.6	9.2	10.2	12.4
1987	18						7	1.6	10	8	18.4	10.2	18.4
1988	13.9	10.4	16	10	6.9	0	3.4	0	1.5	9	6	6	16.0
1989	6.5	8.7	8.2	9.4	5.4	4.2	0	5.6	9.6	12	9.4	6.8	12.0
1990	14	6.7	10.2	9.4	14	8.4	3.2	5.5	9.8	18	8.3	9.2	18.0

1991	18	9.6	18	8.6	0	0	0	0	10.2	14	9.8	4.9	18.0
1992	13.1	11	11.4	10.2		5.2	4.5	22.4	8.9	11	12	7.2	22.4
1993	12	17	12.8	19.3	12.8	10	0	10	6.2	28	15.6	18	28.0
1994	17	12	9.8	7.2	4.1	3.2	1.3	0	3.4	17.2	10	20.8	20.8
1995	20.6	16	20.7	10.1	18.4	4.2	0	0	8.2				20.7
1996				33	18.5	6.9	6.3	8.5	13.8	18.3	24	11	33.0
1997	23.3	17.1	28.8	10		5.7	2.5	11.2	12.5	11.2	13	22.9	28.8
1998	23	41.5	26	12.5	11	7.2	2	3.9	8.1	12.8	23.4	19.5	41.5
1999	22	18	24	43.2	8	13.3	3	8.3	9	18.8	26	12	43.2
2000	16.4	20.5	29	14.6	11	7.2	9.4	32.2	8	14.3	14	22	32.2
2001	22	16.1	14.4	26	15	5.6	8.2	6.4	9.2	12.6	14.2	26.5	26.5
2002	14.5	19	15.2	15	11	2	9.7	5.2	16.6	18.5	16.6	21	21.0
2003	21	19	17	27.5	7.7	13.4	4.6	11	13	8.2	22	24	27.5
2004	13.5	16	14.8	15	7.8	9.3	8	15	21	22	13.2	18	22.0
2005	19.4	40	32	14	4.2	0	3.8	7.2	3.4	20	15	19.4	40.0
2006	38	25	20	15	15	7	0	3.2	17.2	22	22	37.2	38.0
2007	19.2	5.7	29.4	28.8	12.2	1.6	3.4	3.9	6.8	30.2	11.8	26.8	30.2
2008	10.6	26.7	17.4	28.2	8.7	5.4	4.2	4.6	22.9	12.6	13.8	20.4	28.2
2009	20.8	25.6	16.7	15.4	11.7	5.7	11.2	9.8	10.8	16.4	22.2	34	34.0
2010	13.7	26.2	25.2	13.8	13.5	1.4	7.9	1.2	12.8	25.2	19.4	22.2	26.2
2011	21.2	28.7	23.2	16	6.6	6.2	23.5	2.6	9.7	14.7	11.6	27.6	28.7
2012	31.2	32.8	31.1	27.2	8.2	6.7	3.9	10.8	4.7	14.4	16.9	40.2	40.2
2013	13.6	18.6	38.2	33.7	11.4	7.6	14.6	22.6	8.9	21.8	15.5	21.2	38.2
2014	16.2	19.1	19.4	12.6	20.8	4.4	7.6	7.7	11.2	22.7	12.2	35.6	35.6
2015	29.2	21.1	34.7	13.7	14.8	7.9	3.8	4.4	2.8	13.4	23.2	39.6	39.6

2016	29.6	9.8	25.8	2.8	9.6	2.5	12.2	6.2	17.2	17.4	37.2	37.2	
2017	21.2	15.8	33.4	26.8	9.4	5.6	9.4	6.4	8.4	7.2	13.4	23.2	33.4
2018	17.8	23.4	16.7	24.1	5.3								24.1
PROMEDIO	17.37	18.60	18.21	15.31	8.25	4.57	4.25	6.53	9.40	13.77	14.86	18.57	
DESV. EST.	6.68	8.59	8.38	9.64	5.56	3.74	4.74	6.66	5.55	6.50	5.84	9.93	
MÁXIMO	38.00	41.50	38.20	43.20	20.80	13.40	23.50	32.20	28.80	30.20	31.40	40.20	
MÍNIMO	6.50	5.20	8.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	2.20	5.20	4.90	
Nº Datos	41	43	43	43	41	41	43	43	44	43	42	43	

Fuente: SENAMHI

Los datos de precipitaciones máximos de cada año se tomaron de la página del senamhi, pero con los promedios, desviación estándar, el máximos y mínimo se elaboraron con la ayuda de hojas Excel.

Luego se procedió a realizar la prueba de datos dudosos usando las hojas de Excel como ayuda. (Ver tabla 10)

Tabla 10
Pruebas de datos dudosos de la estación de Jacas Chico

PRUEBAS DE DATOS DUDOSOS			
N° DE DATOS	AÑO	PP(mm)	$y = \log x$
1	1974	28.80	1.459
2	1975	31.40	1.497
3	1976	26.40	1.422
4	1977	12.20	1.086
5	1978	18.90	1.276
6	1979	29.00	1.462
7	1980	19.90	1.299
8	1981	22.40	1.350
9	1982	12.30	1.090
10	1983	21.30	1.328
11	1984	13.40	1.127
12	1985	11.30	1.053
13	1986	12.40	1.093
14	1987	18.40	1.265
15	1988	16.00	1.204
16	1989	12.00	1.079
17	1990	18.00	1.255
18	1991	18.00	1.255
19	1992	22.40	1.350
20	1993	28.00	1.447
21	1994	20.80	1.318
22	1995	20.70	1.316
23	1996	33.00	1.519
24	1997	28.80	1.459
25	1998	41.50	1.618
26	1999	43.20	1.635
27	2000	32.20	1.508
28	2001	26.50	1.423
29	2002	21.00	1.322
30	2003	27.50	1.439
31	2004	22.00	1.342
32	2005	40.00	1.602
33	2006	38.00	1.580
34	2007	30.20	1.480
35	2008	28.20	1.450
36	2009	34.00	1.531
37	2010	26.20	1.418
38	2011	28.70	1.458
39	2012	40.20	1.604
40	2013	38.20	1.582
41	2014	35.60	1.551
42	2015	39.60	1.598
43	2016	37.20	1.571
44	2017	33.40	1.524
45	2018	24.10	1.382
N° DE DATOS			45
MEDIA			1.39

DESV. EST.M (Sy)	0.16
COEF. ASIMET. Cs	-0.5377
MINIMO	11.30
MAXIMO	43.20

Después de obtener todos los datos necesarios se procedió a realizar los cálculos de las precipitaciones máximas anuales mediante los métodos estadísticos mencionados anteriormente.

Los métodos de distribución (Normal, Log Normal 2, Log Norma 3, Gumbel) nos ayuda a determinar la confiabilidad de los valores de precipitación tomadas previamente y se selecciona la mejor distribución mediante un ajuste en la curva de distribución. Siendo la curva más cercana o semejante la mejor distribución como también el delta teórico menor, el que nos ayude a elegir la mejor distribución.

Distribución Normal

Tabla 11

Distribución Normal para la estación de Jacas Chico

ANÁLISIS DE FRECUENCIA UTILIZANDO FACTORES DE FRECUENCIA					
CALCULO DE LAS MAGNITUDES DE EVENTOS POR EL MÉTODO DISTRIBUCIÓN NORMAL					
ORDEN	PP(mm) MAX 24HORAS	función teórico $P(X \geq x_m)$	f(x)=función densidad probabilidad	F(x)=función acumulada de distribución	DELTA
1	11.3	0.022	0.0111	0.048	0.0264
2	12	0.043	0.0126	0.056	0.0129
3	12.2	0.065	0.0130	0.059	0.0062
4	12.3	0.087	0.0133	0.060	0.0267
5	12.4	0.109	0.0135	0.062	0.0471
6	13.4	0.130	0.0159	0.076	0.0541
7	16	0.152	0.0231	0.127	0.0254
8	18	0.174	0.0290	0.179	0.0049
9	18	0.196	0.0290	0.179	0.0169
10	18.4	0.217	0.0302	0.191	0.0268
11	18.9	0.239	0.0316	0.206	0.0331

12	19.9	0.261	0.0344	0.239	0.0218
13	20.7	0.283	0.0365	0.267	0.0152
14	20.8	0.304	0.0367	0.271	0.0333
15	21	0.326	0.0372	0.278	0.0476
16	21.3	0.348	0.0380	0.290	0.0581
17	22	0.370	0.0395	0.317	0.0527
18	22.4	0.391	0.0403	0.333	0.0585
19	22.4	0.413	0.0403	0.333	0.0802
20	24.1	0.435	0.0430	0.404	0.0310
21	26.2	0.457	0.0442	0.496	0.0393
22	26.4	0.478	0.0442	0.505	0.0264
23	26.5	0.500	0.0442	0.509	0.0090
24	27.5	0.522	0.0439	0.553	0.0314
25	28	0.543	0.0435	0.575	0.0315
26	28.2	0.565	0.0433	0.584	0.0184
27	28.7	0.587	0.0427	0.605	0.0182
28	28.8	0.609	0.0426	0.609	0.0007
29	28.8	0.630	0.0426	0.609	0.0210
30	29	0.652	0.0423	0.618	0.0343
31	30.2	0.674	0.0403	0.668	0.0064
32	31.4	0.696	0.0377	0.714	0.0187
33	32.2	0.717	0.0357	0.744	0.0263
34	33	0.739	0.0336	0.771	0.0323
35	33.4	0.761	0.0324	0.785	0.0238
36	34	0.783	0.0307	0.804	0.0210
37	35.6	0.804	0.0260	0.849	0.0446
38	37.2	0.826	0.0213	0.887	0.0607
39	38	0.848	0.0191	0.903	0.0551
40	38.2	0.870	0.0185	0.907	0.0371
41	39.6	0.891	0.0149	0.930	0.0387
42	40	0.913	0.0139	0.936	0.0227
43	40.2	0.935	0.0135	0.938	0.0037
44	41.5	0.957	0.0107	0.954	0.0024
45	43.2	0.978	0.0076	0.970	0.0087
N° DATOS	45			ajuste	0.0802
MEDIA	26.30				
DES.EST.M(Sx)	9.02				

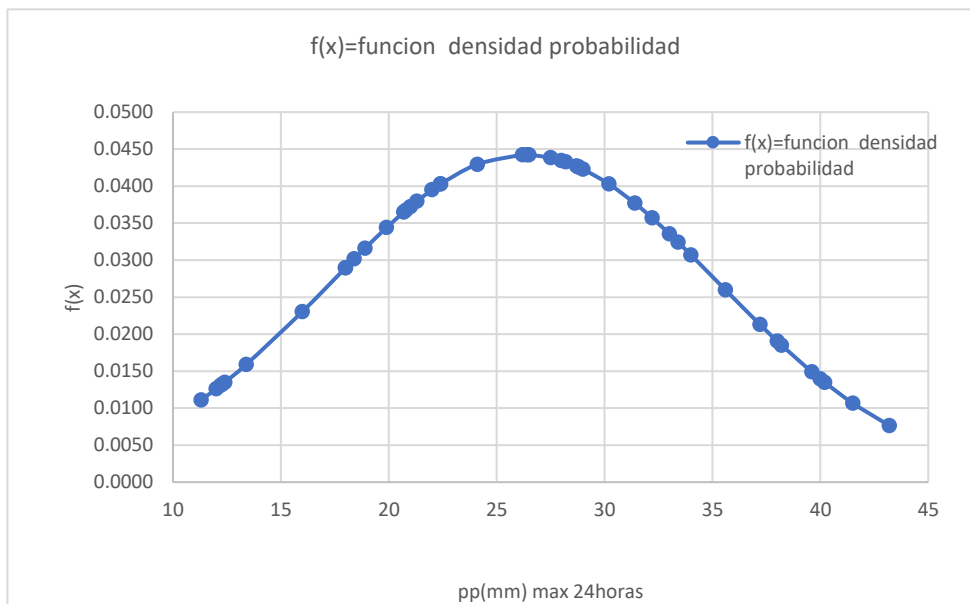
Con la ayuda del Excel se procedió a sacar las figuras necesarias como se puede ver en las siguientes imágenes. Estas figuras se elaboraron en las dos estaciones y para cada distribución.

Siendo la primera el Figura de la función densidad la cual muestra la distribución de valores de destino. Dentro de dichos destinos continuos se permite determinar si la probabilidad de ellos está en la región correcta.

En la segunda grafica de la función distribución probabilidad es aquella que permite establecer todos los resultados probables que ocurren. Es decir, describe la probabilidad de que un evento se realice en el futuro, en la cual se puede observar dos funciones una de la parte teórica y la otra es la función de la distribución acumulada.

Figura 25

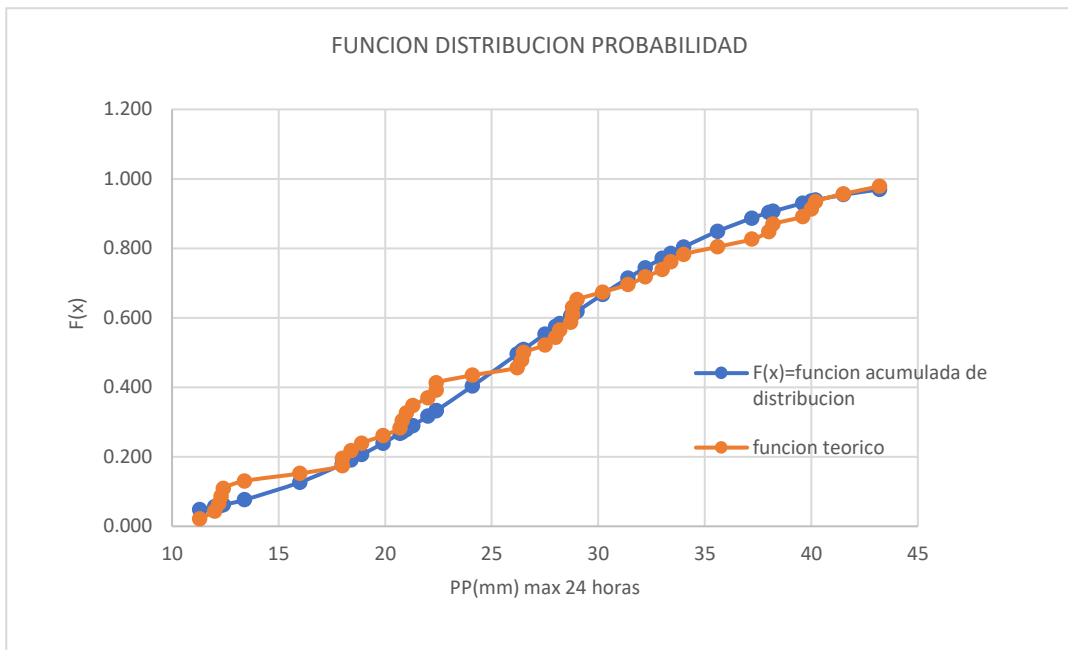
Figura de la función densidad probabilidad de la distribución de Normal de la estación de Jacas Chico



La función densidad la cual muestra la distribución de valores de destino. Dentro de dichos destinos continuos se permite determinar si la probabilidad de ellos está en la región correcta.

Figura 26

Figura de la función distribución probabilidad de la distribución de Normal de la estación de Jacas Chico



La función distribución probabilidad es aquella que permite establecer todos los resultados probables que ocurren. Es decir, describe la probabilidad de que un evento se realice en el futuro, en la cual se puede observar dos funciones una de la parte teórica y la otra es la función de la distribución acumulada, se observa que la función teórica y acumulada de la distribución tienen la misma tendencia.

Distribución Log Normal 2

Tabla 12

Distribución Log Normal 2 para la estación de Jacas Chico

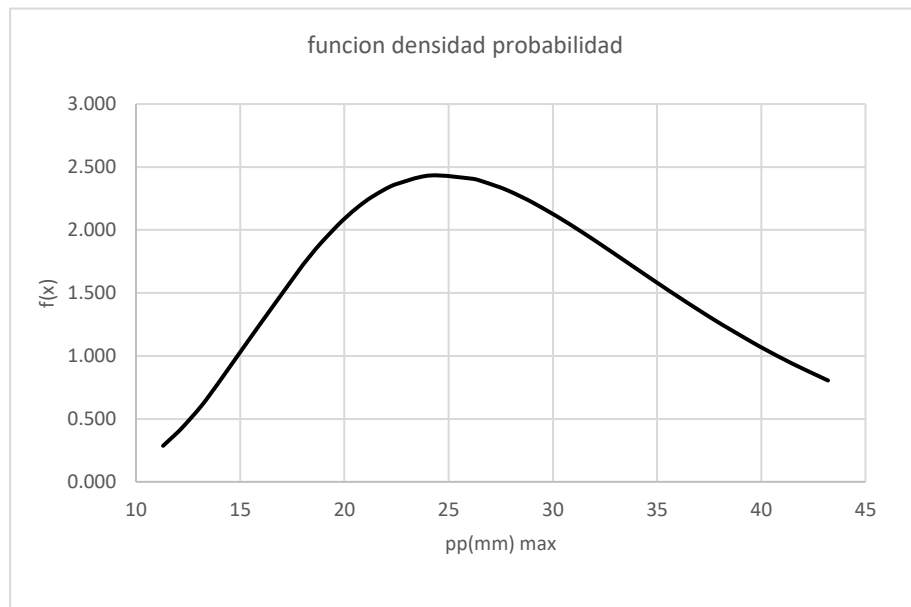
CALCULO DE LAS MAGNITUDES DE EVENTOS POR EL MÉTODO DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL 2 PARÁMETROS						
Nº DE ORDEN	X=PP(mm)) MAX 24HORA S	$Y = \log(x)$	FUNCIÓN TEÓRICO	f(Y)=FUNCIÓN DENSIDAD	F(Y) = FUNCIÓN ACUMULAD A	DELT A
1	11.3	1.053	0.022	0.286	0.0193	0.0025
2	12	1.079	0.043	0.393	0.0281	0.0154
3	12.2	1.086	0.065	0.427	0.0310	0.0342
4	12.3	1.090	0.087	0.445	0.0326	0.0544
5	12.4	1.093	0.109	0.463	0.0342	0.0745
6	13.4	1.127	0.130	0.659	0.0529	0.0775
7	16	1.204	0.152	1.263	0.1257	0.0264
8	18	1.255	0.174	1.721	0.2021	0.0282
9	18	1.255	0.196	1.721	0.2021	0.0064
10	18.4	1.265	0.217	1.804	0.2189	0.0015
11	18.9	1.276	0.239	1.901	0.2405	0.0013
12	19.9	1.299	0.261	2.074	0.2850	0.0242
13	20.7	1.316	0.283	2.189	0.3215	0.0389
14	20.8	1.318	0.304	2.202	0.3261	0.0218
15	21	1.322	0.326	2.226	0.3353	0.0092
16	21.3	1.328	0.348	2.261	0.3492	0.0013
17	22	1.342	0.370	2.329	0.3814	0.0118
18	22.4	1.350	0.391	2.360	0.3997	0.0084
19	22.4	1.350	0.413	2.360	0.3997	0.0133
20	24.1	1.382	0.435	2.433	0.4761	0.0413
21	26.2	1.418	0.457	2.406	0.5642	0.1077
22	26.4	1.422	0.478	2.397	0.5722	0.0939
23	26.5	1.423	0.500	2.393	0.5761	0.0761
24	27.5	1.439	0.522	2.337	0.6142	0.0924
25	28	1.447	0.543	2.302	0.6323	0.0888
26	28.2	1.450	0.565	2.287	0.6394	0.0742
27	28.7	1.458	0.587	2.247	0.6567	0.0698
28	28.8	1.459	0.609	2.238	0.6601	0.0514
29	28.8	1.459	0.630	2.238	0.6601	0.0297
30	29	1.462	0.652	2.221	0.6668	0.0146
31	30.2	1.480	0.674	2.108	0.7050	0.0310
32	31.4	1.497	0.696	1.983	0.7396	0.0439
33	32.2	1.508	0.717	1.896	0.7608	0.0434
34	33	1.519	0.739	1.806	0.7805	0.0414
35	33.4	1.524	0.761	1.761	0.7899	0.0290
36	34	1.531	0.783	1.694	0.8032	0.0206
37	35.6	1.551	0.804	1.515	0.8353	0.0309
38	37.2	1.571	0.826	1.343	0.8625	0.0365
39	38	1.580	0.848	1.261	0.8746	0.0267
40	38.2	1.582	0.870	1.241	0.8774	0.0079
41	39.6	1.598	0.891	1.105	0.8957	0.0044
42	40	1.602	0.913	1.068	0.9005	0.0126
43	40.2	1.604	0.935	1.050	0.9028	0.0320

44	41.5	1.618	0.957	0.938	0.9165	0.0400
45	43.2	1.635	0.978	0.805	0.9317	0.0466
CANTIDAD DE DATOS		45.000			AJUSTE	0.1077
MEDIA		1.392				
DES.EST.M		0.164				

Con la ayuda del Excel se procedió a sacar los Figura s necesarios como se puede ver en las siguientes imágenes.

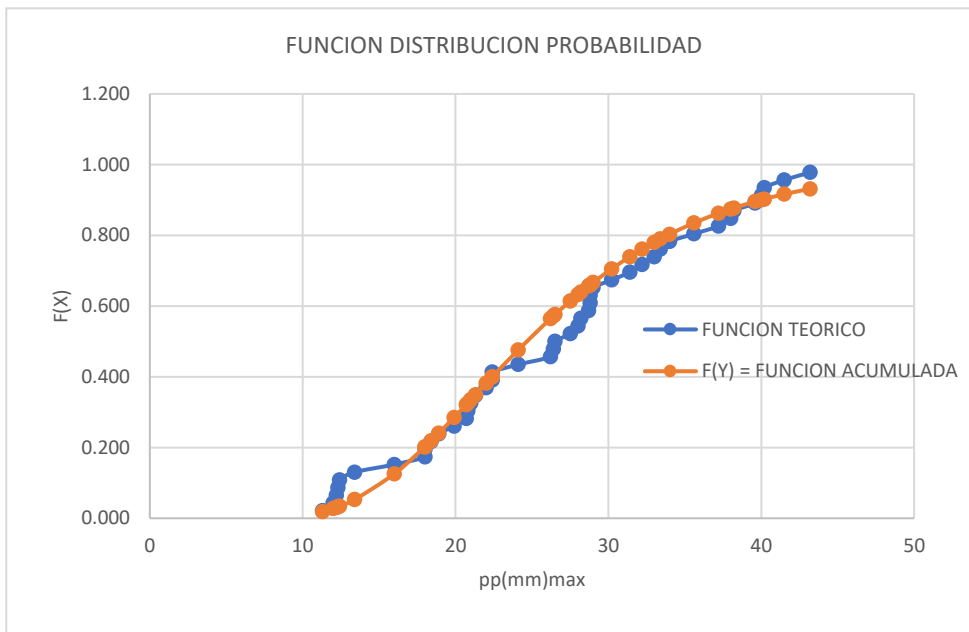
Figura 27

Figura de la función densidad probabilidad de la distribución de Log Normal 2 de la estación de Jacas Chico



La función densidad la cual muestra la distribución de valores de destino. Dentro de dichos destinos continuos se permite determinar si la probabilidad de ellos está en la región correcta.

Figura 28
de la función distribución probabilidad de la distribución de Log Normal 2 de la estación de Jacas Chico



La función distribución probabilidad es aquella que permite establecer todos los resultados probables que ocurren. Es decir, describe la probabilidad de que un evento se realice en el futuro, en la cual se puede observar dos funciones una de la parte teórica y la otra es la función de la distribución acumulada, se muestra que la función teórica tiene cierta diferencia mayor que la anterior distribución.

Distribución de Gumbel

Tabla 13

Distribución Gumbel para la estación de Jacas Chico

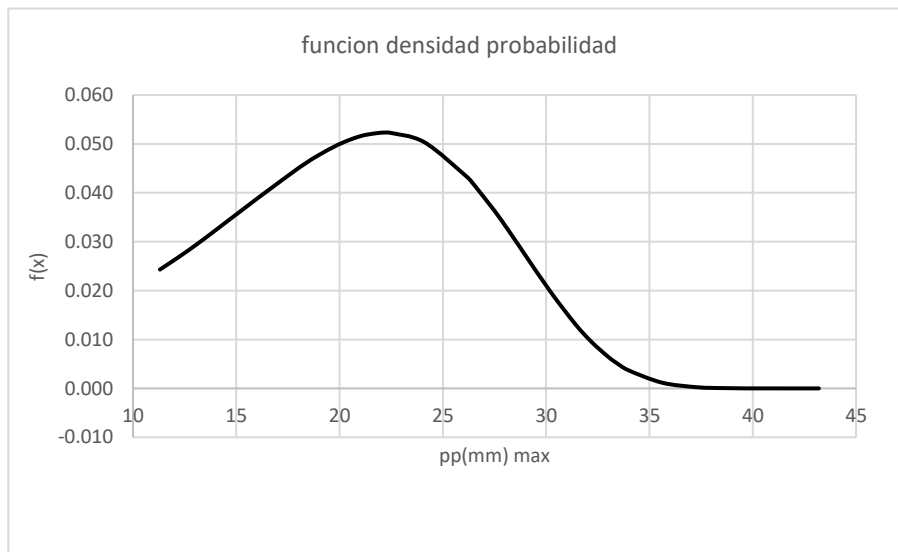
ANÁLISIS DE FRECUENCIA UTILIZANDO FACTORES DE FRECUENCIA						
CALCULO DE LAS MAGNITUDES DE EVENTOS POR EL MÉTODO DISTRIBUCIÓN GUMBEL						
Nº DE ORDEN	$pp(mm)$	FUNCIÓN TEÓRICO	z	FUNCIÓN DENSIDAD	F(Z) ACUMULADA	DELTA
1	11.3	0.022	-	0.024	0.00874	0.013
			1.556			
2	12	0.043	-	0.026	0.01370	0.030
			1.456			
3	12.2	0.065	-	0.027	0.01545	0.050
			1.428			
4	12.3	0.087	-	0.027	0.01639	0.071
			1.414			
5	12.4	0.109	-	0.027	0.01737	0.091
			1.399			
6	13.4	0.130	-	0.030	0.02973	0.101
			1.257			
7	16	0.152	-	0.039	0.08815	0.064
			0.887			
8	18	0.174	-	0.045	0.16084	0.013
			0.603			
9	18	0.196	-	0.045	0.16084	0.035
			0.603			
10	18.4	0.217	-	0.046	0.17795	0.039
			0.546			
11	18.9	0.239	-	0.048	0.20034	0.039
			0.475			
12	19.9	0.261	-	0.050	0.24794	0.013
			0.333			
13	20.7	0.283	-	0.051	0.28807	0.005
			0.219			
14	20.8	0.304	-	0.051	0.29318	0.011
			0.205			
15	21	0.326	-	0.052	0.30345	0.023
			0.176			
16	21.3	0.348	-	0.052	0.31895	0.029
			0.133			
17	22	0.370	-	0.052	0.35543	0.014
			0.034			
18	22.4	0.391	0.023	0.052	0.37636	0.015
19	22.4	0.413	0.023	0.052	0.37636	0.037
20	24.1	0.435	0.265	0.050	0.46427	0.029
21	26.2	0.457	0.564	0.043	0.56601	0.109
22	26.4	0.478	0.592	0.042	0.57511	0.097
23	26.5	0.500	0.606	0.042	0.57962	0.080
24	27.5	0.522	0.749	0.036	0.62309	0.101
25	28	0.543	0.820	0.033	0.64366	0.100
26	28.2	0.565	0.848	0.032	0.65167	0.086

27	28.7	0.587	0.919	0.029	0.67111	0.084
28	28.8	0.609	0.933	0.028	0.67490	0.066
29	28.8	0.630	0.933	0.028	0.67490	0.044
30	29	0.652	0.962	0.027	0.68238	0.030
31	30.2	0.674	1.133	0.020	0.72456	0.051
32	31.4	0.696	1.303	0.013	0.76214	0.066
33	32.2	0.717	1.417	0.009	0.78473	0.067
34	33	0.739	1.531	0.006	0.80546	0.066
35	33.4	0.761	1.588	0.005	0.81516	0.054
36	34	0.783	1.673	0.004	0.82890	0.046
37	35.6	0.804	1.901	0.001	0.86118	0.057
38	37.2	0.826	2.128	0.000	0.88778	0.062
39	38	0.848	2.242	0.000	0.89922	0.051
40	38.2	0.870	2.271	0.000	0.90190	0.032
41	39.6	0.891	2.470	0.000	0.91888	0.028
42	40	0.913	2.527	0.000	0.92319	0.010
43	40.2	0.935	2.555	0.000	0.92526	0.010
44	41.5	0.957	2.740	0.000	0.93747	0.019
45	43.2	0.978	2.982	0.000	0.95057	0.028
N° DE DATOS TOTAL	45				ajuste	0.1095
MEDIA	26.30					
DES.EST.M	9.02					
$\beta=$	7.03					
$\mu=$	22.24					

Con la ayuda del Excel se procedió a sacar las figuras necesarias como se puede ver en las siguientes imágenes.

Figura 29

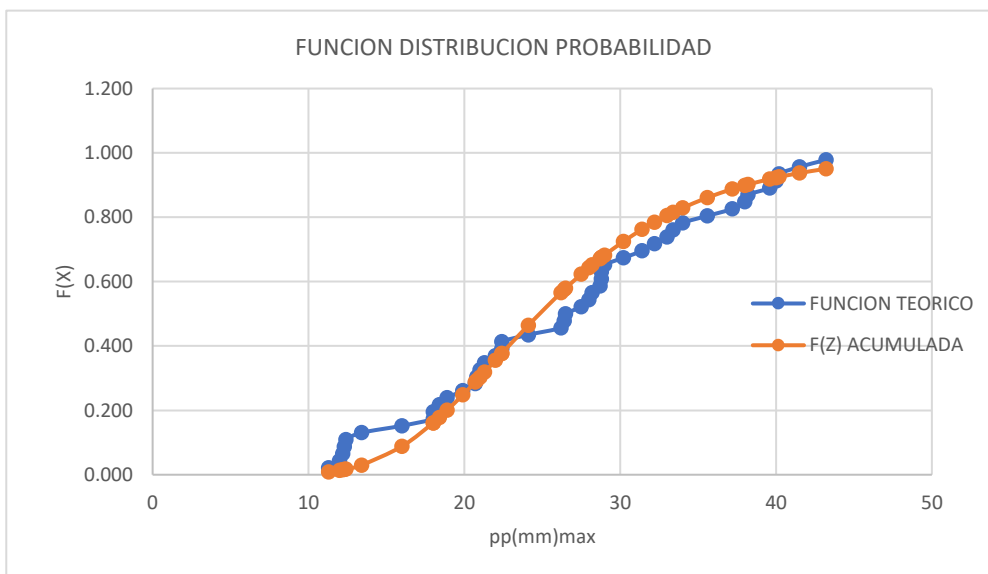
Figura de la función densidad probabilidad de la distribución de Gumbel de la estación de Jacas Chico



Siendo la primera el Figura de la función densidad la cual muestra la distribución de valores de destino. Dentro de dichos destinos continuos se permite determinar si la probabilidad de ellos está en la región correcta.

Figura 30

Figura de la función distribución probabilidad de la distribución de Gumbel de la estación de Jacas Chico



La función distribución probabilidad es aquella que permite establecer todos los resultados probables que ocurren. Es decir, describe la probabilidad de que un evento se realice en el futuro, en la cual se puede observar dos funciones una de la parte teórica y la otra es la función de la distribución acumulada, se observa que la función teórica está más alejada que la acumulada.

Distribución de Log Normal 3

Tabla 14

Distribución Log Normal 3 para la estación de Jacas Chico

ANÁLISIS DE FRECUENCIA UTILIZANDO FACTORES DE FRECUENCIA						
CALCULO DE LAS MAGNITUDES DE EVENTOS POR EL MÉTODO DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL 3 PARÁMETROS						
N° DE ORDEN	X=PP(m m) MAX 24HORAS	$Y = \log(x)$	FUNCIÓN TEÓRICA	f(Y)=FUNCIÓN DENSIDAD	F(Y) = FUNCIÓN ACUMULADA	DELTA
1	11.3	5.037	0.022	1.719	0.04320	0.0215
2	12	5.042	0.043	1.981	0.05158	0.0081
3	12.2	5.043	0.065	2.060	0.05419	0.0110
4	12.3	5.044	0.087	2.100	0.05554	0.0314
5	12.4	5.044	0.109	2.141	0.05690	0.0518
6	13.4	5.051	0.130	2.571	0.07202	0.0584
7	16	5.067	0.152	3.852	0.12477	0.0274
8	18	5.080	0.174	4.910	0.17961	0.0057
9	18	5.080	0.196	4.910	0.17961	0.0160
10	18.4	5.082	0.217	5.118	0.19207	0.0253
11	18.9	5.085	0.239	5.375	0.20833	0.0308
12	19.9	5.091	0.261	5.864	0.24301	0.0179
13	20.7	5.096	0.283	6.226	0.27269	0.0099
14	20.8	5.097	0.304	6.269	0.27651	0.0278
15	21	5.098	0.326	6.353	0.28422	0.0419
16	21.3	5.100	0.348	6.475	0.29596	0.0519
17	22	5.104	0.370	6.736	0.32410	0.0455
18	22.4	5.107	0.391	6.870	0.34060	0.0507
19	22.4	5.107	0.413	6.870	0.34060	0.0724
20	24.1	5.117	0.435	7.298	0.41336	0.0214

21	26.2	5.129	0.457	7.474	0.50618	0.0497
22	26.4	5.131	0.478	7.470	0.51502	0.0368
23	26.5	5.131	0.500	7.466	0.51943	0.0194
24	27.5	5.137	0.522	7.381	0.56321	0.0415
25	28	5.140	0.543	7.306	0.58476	0.0413
26	28.2	5.141	0.565	7.270	0.59329	0.0281
27	28.7	5.144	0.587	7.166	0.61438	0.0274
28	28.8	5.145	0.609	7.142	0.61855	0.0099
29	28.8	5.145	0.630	7.142	0.61855	0.0119
30	29	5.146	0.652	7.094	0.62684	0.0253
31	30.2	5.153	0.674	6.743	0.67508	0.0012
32	31.4	5.160	0.696	6.305	0.72024	0.0246
33	32.2	5.164	0.717	5.974	0.74839	0.0310
34	33	5.169	0.739	5.621	0.77485	0.0357
35	33.4	5.171	0.761	5.439	0.78743	0.0266
36	34	5.175	0.783	5.159	0.80545	0.0228
37	35.6	5.184	0.804	4.397	0.84852	0.0442
38	37.2	5.193	0.826	3.649	0.88444	0.0584
39	38	5.197	0.848	3.292	0.89983	0.0520
40	38.2	5.198	0.870	3.205	0.90343	0.0339
41	39.6	5.206	0.891	2.629	0.92588	0.0346
42	40	5.208	0.913	2.475	0.93147	0.0184
43	40.2	5.209	0.935	2.400	0.93414	0.0006
44	41.5	5.216	0.957	1.948	0.94950	0.0070
45	43.2	5.225	0.978	1.447	0.96502	0.0132
CANTIDAD DE DATOS		45.000			ajuste	0.0724
MEDIA		5.129				
DES.EST.M		0.053				
Max valor	43.2					
MEDIANA	26.500					
X0=	-142.73					

Con la ayuda del Excel se procedió a sacar las figuras necesarias como se puede ver en las siguientes imágenes.

Figura 31

Figura de la función densidad probabilidad de la distribución de Log Normal 3 de la estación de Jacas Chico

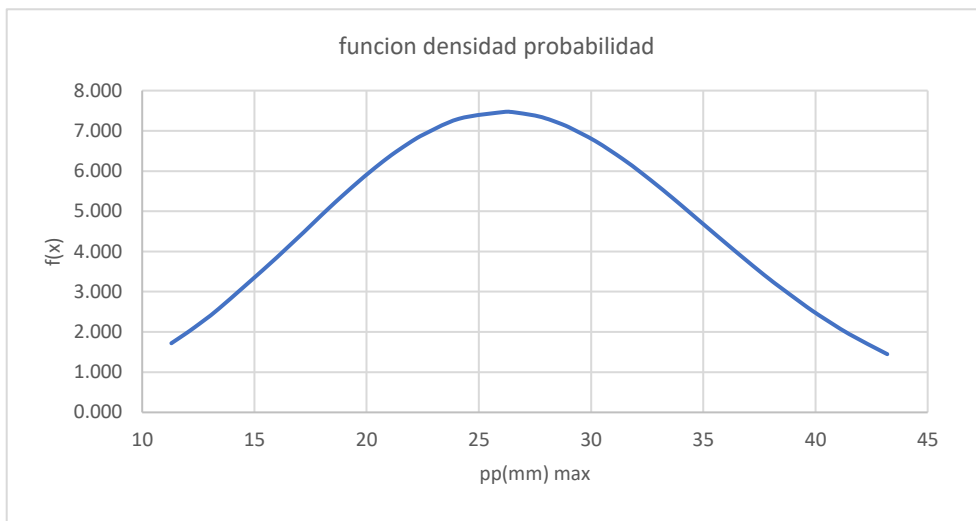
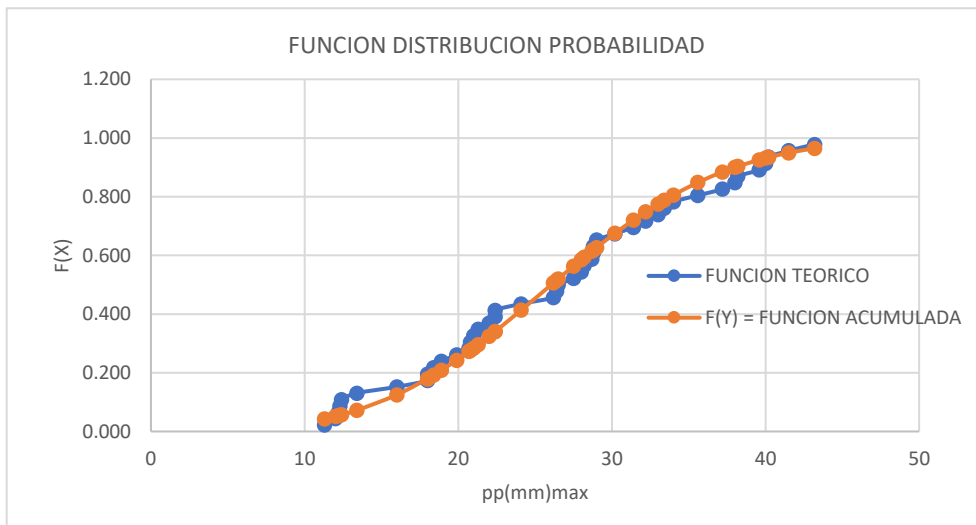


Figura 32

Figura de la función distribución probabilidad de la distribución de Log Normal 3 de la estación de Jacas Chico



Se observa que la función acumulada y teórica están más cercanas y con una tendencia similar en comparación con la anterior.

Después de calcular todos los datos necesarios de los métodos probabilísticos se procedió a realizar un ajuste de datos por el método de ajuste Kolmogorov – Smirnov.

Tabla 15

Cuadro de Ajustes mediante el método de ajuste de Kolmogorov – Smirnov de la estación de Jacas Chico

AJUSTE KOLMOGOROV - SMIRNOV										
N° DE ORDEN	x_m	f(x _m) función teórico	Normal		Log Normal2		Log Normal 3		Gumbel	
			F(x _m) acumulada	f _o (x _m)- F(x _m) Δ	F(x _m) Acumulada	f _o (x _m)- F(x _m) Δ	F(x _m) Acumulada	f _o (x _m)- F(x _m) Δ	F(x _m) Acumulada	f _o (x _m)-F(x _m) Δ
1	11.3	0.022	0.0481	0.0264	0.0193	0.0025	0.0432	0.0215	0.0087	0.0130
2	12	0.043	0.0564	0.0129	0.0281	0.0154	0.0516	0.0081	0.0137	0.0298
3	12.2	0.065	0.0590	0.0062	0.0310	0.0342	0.0542	0.0110	0.0155	0.0498
4	12.3	0.087	0.0603	0.0267	0.0326	0.0544	0.0555	0.0314	0.0164	0.0706
5	12.4	0.109	0.0616	0.0471	0.0342	0.0745	0.0569	0.0518	0.0174	0.0913
6	13.4	0.130	0.0763	0.0541	0.0529	0.0775	0.0720	0.0584	0.0297	0.1007
7	16	0.152	0.1267	0.0254	0.1257	0.0264	0.1248	0.0274	0.0882	0.0640
8	18	0.174	0.1788	0.0049	0.2021	0.0282	0.1796	0.0057	0.1608	0.0131
9	18	0.196	0.1788	0.0169	0.2021	0.0064	0.1796	0.0160	0.1608	0.0348
10	18.4	0.217	0.1906	0.0268	0.2189	0.0015	0.1921	0.0253	0.1780	0.0394
11	18.9	0.239	0.2060	0.0331	0.2405	0.0013	0.2083	0.0308	0.2003	0.0388
12	19.9	0.261	0.2391	0.0218	0.2850	0.0242	0.2430	0.0179	0.2479	0.0129
13	20.7	0.283	0.2674	0.0152	0.3215	0.0389	0.2727	0.0099	0.2881	0.0055
14	20.8	0.304	0.2711	0.0333	0.3261	0.0218	0.2765	0.0278	0.2932	0.0112
15	21	0.326	0.2785	0.0476	0.3353	0.0092	0.2842	0.0419	0.3034	0.0226
16	21.3	0.348	0.2898	0.0581	0.3492	0.0013	0.2960	0.0519	0.3189	0.0289
17	22	0.370	0.3169	0.0527	0.3814	0.0118	0.3241	0.0455	0.3554	0.0141
18	22.4	0.391	0.3328	0.0585	0.3997	0.0084	0.3406	0.0507	0.3764	0.0149
19	22.4	0.413	0.3328	0.0802	0.3997	0.0133	0.3406	0.0724	0.3764	0.0367
20	24.1	0.435	0.4038	0.0310	0.4761	0.0413	0.4134	0.0214	0.4643	0.0295

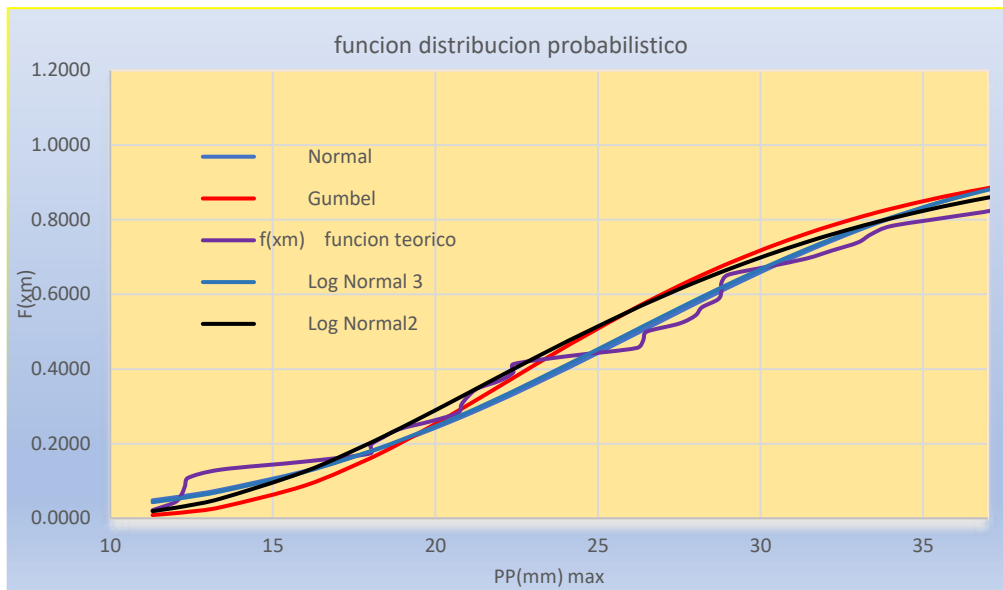
21	26.2	0.457	0.4958	0.0393	0.5642	0.1077	0.5062	0.0497	0.5660	0.1095
22	26.4	0.478	0.5046	0.0264	0.5722	0.0939	0.5150	0.0368	0.5751	0.0969
23	26.5	0.500	0.5090	0.0090	0.5761	0.0761	0.5194	0.0194	0.5796	0.0796
24	27.5	0.522	0.5531	0.0314	0.6142	0.0924	0.5632	0.0415	0.6231	0.1014
25	28	0.543	0.5750	0.0315	0.6323	0.0888	0.5848	0.0413	0.6437	0.1002
26	28.2	0.565	0.5836	0.0184	0.6394	0.0742	0.5933	0.0281	0.6517	0.0864
27	28.7	0.587	0.6051	0.0182	0.6567	0.0698	0.6144	0.0274	0.6711	0.0842
28	28.8	0.609	0.6094	0.0007	0.6601	0.0514	0.6185	0.0099	0.6749	0.0662
29	28.8	0.630	0.6094	0.0210	0.6601	0.0297	0.6185	0.0119	0.6749	0.0445
30	29	0.652	0.6179	0.0343	0.6668	0.0146	0.6268	0.0253	0.6824	0.0302
31	30.2	0.674	0.6675	0.0064	0.7050	0.0310	0.6751	0.0012	0.7246	0.0506
32	31.4	0.696	0.7144	0.0187	0.7396	0.0439	0.7202	0.0246	0.7621	0.0665
33	32.2	0.717	0.7437	0.0263	0.7608	0.0434	0.7484	0.0310	0.7847	0.0673
34	33	0.739	0.7714	0.0323	0.7805	0.0414	0.7749	0.0357	0.8055	0.0663
35	33.4	0.761	0.7846	0.0238	0.7899	0.0290	0.7874	0.0266	0.8152	0.0543
36	34	0.783	0.8036	0.0210	0.8032	0.0206	0.8055	0.0228	0.8289	0.0463
37	35.6	0.804	0.8490	0.0446	0.8353	0.0309	0.8485	0.0442	0.8612	0.0568
38	37.2	0.826	0.8868	0.0607	0.8625	0.0365	0.8844	0.0584	0.8878	0.0617
39	38	0.848	0.9029	0.0551	0.8746	0.0267	0.8998	0.0520	0.8992	0.0514
40	38.2	0.870	0.9066	0.0371	0.8774	0.0079	0.9034	0.0339	0.9019	0.0323
41	39.6	0.891	0.9300	0.0387	0.8957	0.0044	0.9259	0.0346	0.9189	0.0276
42	40	0.913	0.9357	0.0227	0.9005	0.0126	0.9315	0.0184	0.9232	0.0101
43	40.2	0.935	0.9385	0.0037	0.9028	0.0320	0.9341	0.0006	0.9253	0.0095
44	41.5	0.957	0.9541	0.0024	0.9165	0.0400	0.9495	0.0070	0.9375	0.0190
45	43.2	0.978	0.9696	0.0087	0.9317	0.0466	0.9650	0.0132	0.9506	0.0277

N° de datos	45	Dmax	0.0802	0.1077	0.0724	0.1095
Nivel sign.	0.05	Dcritico> Dmax	Si se ajusta	Si se ajusta	Si se ajusta	Si se ajusta
V. critico	0.199	Mejor Ajuste	2	3	1	4

Para poder observar si los métodos realizados tienen el correcto ajuste se tiene que observar que el D crítico > D máx. para el mejor entendimiento de lo método de ajuste con la gráfica de las funciones probalísticos se puede detallar mejor.

Figura 33

Figura de la función distribución probabilístico de la estación de Jacas Chico



Una vez realizado los ajustes de los métodos probabilísticos se procedió a corregir las precipitaciones máximas en 24 horas anuales.

Tabla 16

Cuadro de las precipitaciones máximas anuales en 24 horas corregidas de la estación de Jacas Chico

PRECIPITACIONES MÁXIMAS ANUALES EN 24 HORAS														
T (años)	P(x)	W	MÉTODO DISTRIBUCIÓN NORMAL		MÉTODO DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL 2			MÉTODO DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL 3 PARÁMETROS			MÉTODO DISTRIBUCIÓN GUMBEL		Factor de corrección	1.13
			X_T	Pp	K_T	X_T	10^{X_T}	K_T	X_T	$e^{X_T + x_0}$	K_T	PP (mm)	P _{MAX} mm	P _{MAX} (corregida) mm
2	0.50	1.18	0.00	26.30	0.00	1.39	24.65	0.00	5.13	26.06	-0.95	17.75	26.06	29.45
3	0.33	1.48	0.43	30.18	0.43	1.46	28.99	0.43	5.15	29.98	-0.54	21.42	29.98	33.88
5	0.20	1.79	0.84	33.88	0.84	1.53	33.85	0.84	5.17	33.81	-0.29	23.68	33.81	38.21
10	0.10	2.15	1.28	37.85	1.28	1.60	39.96	1.28	5.20	38.01	-0.09	25.52	25.52	28.83
20	0.05	2.45	1.65	41.13	1.65	1.66	45.83	1.65	5.22	41.55	0.05	26.77	26.77	30.25
25	0.04	2.54	1.75	42.08	1.75	1.68	47.69	1.75	5.22	42.60	0.09	27.10	27.10	30.62
50	0.02	2.80	2.05	44.82	2.05	1.73	53.47	2.05	5.24	45.62	0.19	27.97	27.97	31.61

100	0.01	3.03	2.33	47.27	2.33	1.77	59.25	2.33	5.25	48.38	0.26	28.68	28.68	32.41
200	0.01	3.26	2.58	49.52	2.58	1.81	65.09	2.58	5.27	50.94	0.33	29.28	29.28	33.09
300	0.003	3.38	2.71	50.76	2.71	1.84	68.55	2.71	5.27	52.36	0.37	29.60	29.60	33.44
500	0.002	3.53	2.88	52.25	2.88	1.86	72.95	2.88	5.28	54.09	0.41	29.96	29.96	33.85
1000	0.001	3.72	3.09	54.16	3.09	1.90	79.02	3.09	5.29	56.33	0.45	30.39	30.39	34.35
MEDIA				26.30		1.39			5.13			26.30		
DES.EST.M				9.02		0.16			0.05			9.02		
									X0=					-142.73

Después de realizar las intensidades (ver en anexos) para los periodos de retornos de 2, 5, 10, 25, 50, 75, 100, 150, 300, 500 y 1000 años, se procedió a calcular los caudales máximos de cada una de las distribuciones realizadas.

Tabla 17*Cuadro de los caudales máximos de los métodos estadísticos de la estación de Jacas Chico*

T.R. (AÑOS)	MÉTODOS ESTADÍSTICOS (m3/s)			
	NORMAL	LOG NORMAL 2	LOG NORMAL 3	GUMBEL
2	26.3	24.65	26.06	24.81
5	33.88	33.85	33.72	32.78
10	37.85	39.96	37.87	38.06
25	42.08	47.69	42.40	44.72
50	44.82	53.47	45.39	49.67
75	46.28	56.85	47.01	52.54
100	47.27	59.25	48.11	54.58
150	48.61	62.66	49.61	57.44
300	50.76	68.55	52.05	62.32
500	52.25	72.95	53.75	65.92
1000	54.16	79.02	55.96	70.79

Y por los métodos teóricos elaborados por las hojas de Excel se obtuvo lo siguiente:

Tabla 18*Caudales máximos por el método de Mac Math con Dyck y Peschke y el método de Nash*

T.R. (AÑOS)	MÉTODO MAC MATH CON DYCK Y PESCHKE	MÉTODO NASH
	CAUDAL	CAUDAL
2	26.00	27.63
5	36.26	36.21
10	46.64	41.97
25	65.11	49.32
50	83.72	54.82
75	97.00	58.03
100	107.7	60.3
150	124.78	63.52
300	160.53	69.01
500	193.31	73.07
1000	248.68	78.59

Tabla 19
Caudales máximos por el método de Creager

T.R. (AÑOS)	Log(T)	$A^{m(A^{-n})}$	Q. max
2	0.30	191.021	28.18
5	0.70	191.021	65.42
10	1.00	191.021	93.60
25	1.40	191.021	130.85
50	1.70	191.021	159.02
75	1.88	191.021	175.51
100	2.00	191.021	187.20
150	2.18	191.021	203.68
300	2.48	191.021	231.86
500	2.70	191.021	252.62
1000	3.00	191.021	280.80

Se eligió para esta estación el caudal máximo, el cual para un periodo de retorno de 50 años es de 159.02 m³/s, el cual para un periodo de retorno de 100 años es de 187.20 m³/s, para un periodo de retorno de 300 años es de 231.86 m³/s y para un periodo de retorno de 500 años es de 252.62 m³/s.

De la misma manera que se hizo para la estación de Jacas Chico se procederá a realizar los datos con la estación de Chanchan esto se realiza para poder elegir el caudal máximo de cada una de estas estaciones, debido a que esas dos son las que están cercanas a la cuenca del río Higuera.

- CanChan

Tabla 20

Características de la estación Canchan

UBICACIÓN DE LA ESTACIÓN METEOROLÓGICA PLUVIOMÉTRICA	
Región	HUÁNUCO
Departamento	HUÁNUCO
Provincia	HUÁNUCO
Distrito	HUÁNUCO
ESTACIÓN	CANCHAN
CODIGOESTACION	457
LATITUD	-9.948889
LONGITUD	-76.288056
ALTITUD	1986
TIPO1	CONVENCIONAL
TIPO2	CLIMÁTICA
CUENCA	INTERCUENCA ALTO HUALLAGA

Las precipitaciones máximas de esta estación se obtuvo los datos de cada mes de cada uno de los años de estudio desde 1974 hasta el 2018 donde se calculó el máximo de cada año, promedio y desviación estándar. (ver tabla 21).

Tabla 21*Datos Históricos de la estación de Canchan*

DATOS HISTÓRICO ESTACIÓN:													
Departamento :	HUÁNUCO			Provincia :	HUÁNUCO			Distrito :	HUÁNUCO				
Latitud :	-9.948889			Longitud :	-76.288056			Altitud :	1986				
Tipo :	CONVENCIONAL			Código :	457								
AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	MÁXIMO
1988										6.2	3.7	19.8	19.8
1989	19.5	12.2	13.4	7.6	4.2	3	1	8.6	12.6	18	6.6	0	19.5
1990	17.1	7.5	9	12.5	13	8.6	0.2	2	5.5	14.5	15	7.8	17.1
1991	5.6	12.4	0	5.6	3	3.8	0	0	7	15	12.7	16.5	16.5
1992	8.7	12	11	7.5	3	2.6		18.4	3.3	6			18.4
1993		10.8	22	16.3	19	4.7	1	1.3	9.1	9.4	15.4	10.1	22.0
1994	14	15.8		18	11.6	1.3	0.7			13.3	8.2		18.0
1995	15	11.3	14	8.5		2	0	0	7.4	4.5	5.5	13.3	15.0
1996	8.6	8.5	13.4	17.7	7.7		1	1.5	4.8	6.4	10.2	11.2	17.7
1997	22.7	7	15	4.2	5	9.5	0	3.8	3.3	7	7	11.2	22.7
1998	16.8	15.2	24.8	2.9	3.3	1.2	0	0.5	5.4	3.2	22.2	14	24.8
1999	16.9	19.5	18.8	21.9	6.2	4.4	2.2	1	7	5	11	12.2	21.9

2000	12.8	9	11.6	6.2	2.8	6.8	3	12.1	8.3	14.5	7	20	20.0
2001	19	7.5	16.1	19	3	2.2	4.5	2.3	5	8.8	41.5	17.8	41.5
2002	13.3	12.3	29.6	20.1	5.8	0.7	8.4	4.1	4	21.3	4.8	14.4	29.6
2003	14.5	14.4	10.6	12.6	2.6	0	0	5	7.7	29	16	18.7	29.0
2004	7.3	19.4	33.2	9.7	9	5	4	4.6	8.9	12.8	4.7	15.2	33.2
2005	12.4	25.2	16.8	7	0.5	0	2.5	16	4.5	11.8	9.9	33	33.0
2006	31.6	17.1	19.5	9	4.5	4.8	1	1.4	6.3	26.8	19.5	15.4	31.6
2007	16.8	1.4	9.8	6	6.1	0	2.2	3	4.1	22.1	8.6	19.7	22.1
2008	24.4	19.6	10.9	14.2	3.9	1.1	1.6	1.6	17.3	9.5	24.5	28.2	28.2
2009	27	19.8	18.4	17.5	23.7	14.6	4.3	0.7	3.7	11.8	8.2	15.6	27.0
2010	4	16.4	23.1	12.3	5	0	2	3.2	12.5	14.5	16.9	10.9	23.1
2011	11.5	7.6	18.4	7.1	14.2	0	3.5	3.5	2	18.2	13.7	24	24.0
2012	17.5	18.1	13.7	13.2	3	1.5	4.2	3.1	2.4	16.8	17.6	23.3	23.3
2013	9.2	12.8	21	12.7	1.8	6.3	6.2	15.3	3.2	12.3	17.8	14.3	21.0
2014	14.7	19	17.5	16.7	17.5	1.3	2.8	0	10.5	27.4	8.8	16	27.4
2015	9.4	17.4	15.2	24.5	9.4	0	0.4	1.2	4.4	7.4	15	9.5	24.5
2016		9.6	10.5	3.8	1	0	2.2	2.3	2.2	9.7	14.9	20.3	20.3
2017	9.4	13.3	13.5	6.3	10.9	0	3.4	3.4	3	8	10.9	41.8	41.8
2018	19.5	12.4	16.4	15.8	5.9								19.5
PROMEDIO	14.97	13.48	16.11	11.88	7.12	3.05	2.23	4.28	6.26	13.04	13.03	16.94	

DESV. EST.	6.44	5.11	6.57	5.87	5.74	3.55	2.07	5.06	3.64	6.96	7.70	8.11
MÁXIMO	31.60	25.20	33.20	24.50	23.70	14.60	8.40	18.40	17.30	29.00	41.50	41.80
MÍNIMO	4.00	1.40	0.00	2.90	0.50	0.00	0.00	0.00	2.00	3.20	3.70	0.00
Nº Datos	28	30	29	30	29	28	28	28	28	30	29	28

Los datos de precipitaciones máximos de cada año se tomaron de la página del Senamhi, pero con los promedios, desviación estándar, el máximos y mínimo se elaboraron con la ayuda de hojas Excel.

Luego se procedió a realizar la prueba de datos dudosos usando las hojas de Excel como ayuda. (Ver tabla 22)

Tabla 22

Pruebas de Datos dudosos de la estación de Canchan

PRUEBAS DE DATOS DUDOSOS			
N° DE DATOS	AÑO	PP(mm)	$y = \log x$
1	1988	19.80	1.297
2	1989	19.50	1.290
3	1990	17.10	1.233
4	1991	16.50	1.217
5	1992	18.40	1.265
6	1993	22.00	1.342
7	1994	18.00	1.255
8	1995	15.00	1.176
9	1996	17.70	1.248
10	1997	22.70	1.356
11	1998	24.80	1.394
12	1999	21.90	1.340
13	2000	20.00	1.301
14	2001	41.50	1.618
15	2002	29.60	1.471
16	2003	29.00	1.462
17	2004	33.20	1.521
18	2005	33.00	1.519
19	2006	31.60	1.500
20	2007	22.10	1.344
21	2008	28.20	1.450
22	2009	27.00	1.431
23	2010	23.10	1.364
24	2011	24.00	1.380
25	2012	23.30	1.367
26	2013	21.00	1.322
27	2014	27.40	1.438
28	2015	24.50	1.389
29	2016	20.30	1.307
30	2017	41.80	1.621
31	2018	19.50	1.290
N° DE DATOS			31
MEDIA			1.37
DESV. EST.M (Sy)			0.11
COEF. ASIMET. Cs			0.5526
MINIMO			15.00
MAXIMO			41.80

Después de obtener todos los datos necesarios se procedió a realizar los cálculos de las precipitaciones máximas anuales mediante los métodos estadísticos mencionados anteriormente.

Distribución Normal

Tabla 23

Distribución Normal para la estación de Canchan

ANÁLISIS DE FRECUENCIA UTILIZANDO FACTORES DE FRECUENCIA					
CALCULO DE LAS MAGNITUDES DE EVENTOS POR EL MÉTODO DISTRIBUCIÓN NORMAL					
ORDEN	PP(mm) MAX 24HORAS	función teórico $P(X \geq x_m)$	f(x)=función densidad probabilidad	F(x)=función acumulada de distribución	DELTA
1	15	0.031	0.0227	0.082	0.0509
2	16.5	0.063	0.0302	0.122	0.0591
3	17.1	0.0938	0.0334	0.141	0.0470
4	17.7	0.125	0.0366	0.162	0.0367
5	18	0.156	0.0382	0.173	0.0167
6	18.4	0.188	0.0404	0.189	0.0012
7	19.5	0.219	0.0461	0.236	0.0175
8	19.5	0.250	0.0461	0.236	0.0138
9	19.8	0.281	0.0475	0.250	0.0310
10	20	0.313	0.0485	0.260	0.0526
11	20.3	0.344	0.0498	0.275	0.0691
12	21	0.375	0.0528	0.311	0.0644
13	21.9	0.406	0.0559	0.360	0.0467
14	22	0.438	0.0562	0.365	0.0724
15	22.1	0.469	0.0565	0.371	0.0980
16	22.7	0.500	0.0579	0.405	0.0949
17	23.1	0.531	0.0587	0.428	0.1028
18	23.3	0.563	0.0590	0.440	0.1223
19	24	0.594	0.0596	0.482	0.1120
20	24.5	0.625	0.0596	0.512	0.1135
21	24.8	0.656	0.0595	0.529	0.1268
22	27	0.688	0.0550	0.656	0.0311
23	27.4	0.719	0.0536	0.678	0.0406
24	28.2	0.750	0.0503	0.720	0.0303
25	29	0.781	0.0466	0.759	0.0227
26	29.6	0.813	0.0436	0.786	0.0269
27	31.6	0.844	0.0329	0.862	0.0184
28	33	0.875	0.0256	0.903	0.0281
29	33.2	0.906	0.0246	0.908	0.0019
30	41.5	0.938	0.0022	0.995	0.0574
31	41.8	0.969	0.0020	0.996	0.0268
N° DATOS	31			ajuste	0.1268
MEDIA	24.31				
DES.EST.M(Sx)	6.69				

Figura 34

Figura de la función densidad probabilidad de la distribución de Normal de la estación de Canchan

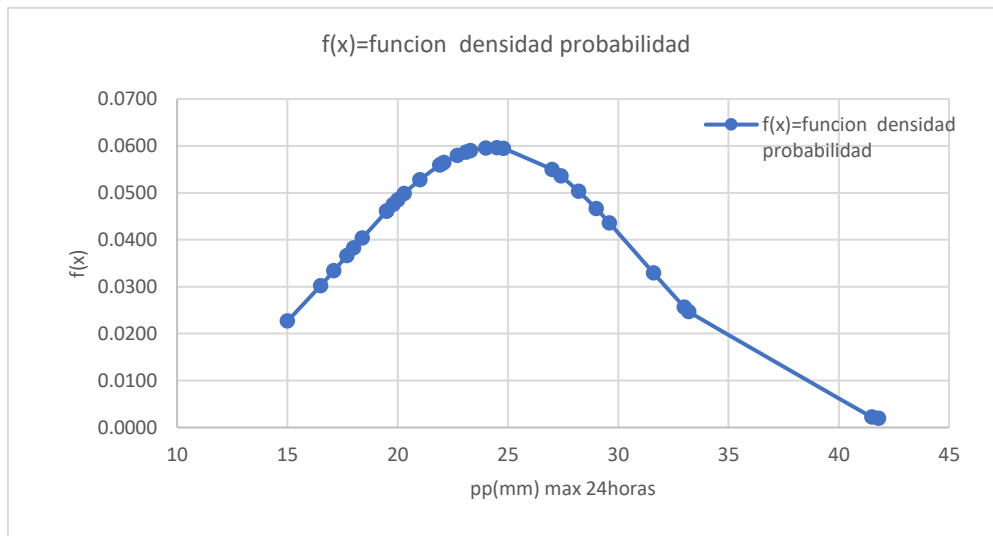
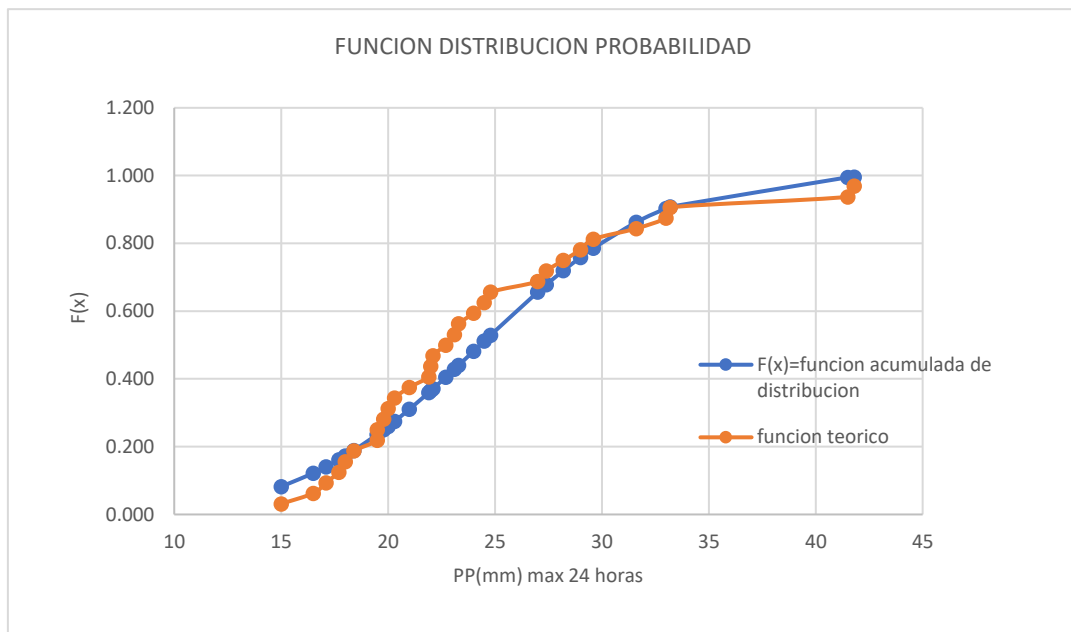


Figura 35

Figura de la función distribución probabilidad de la distribución de Normal de la estación de Canchan



Se observa que la función teórica y acumulada de distribución para esa distribución es la más alejada en comparación con el resto lo cual no nos ayuda para el estudio.

Distribución Log Normal 2

Tabla 24

Distribución Log Normal 2 para la estación de Canchan

ANÁLISIS DE FRECUENCIA UTILIZANDO FACTORES DE FRECUENCIA							
CALCULO DE LAS MAGNITUDES DE EVENTOS POR EL MÉTODO DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL 2 PARÁMETROS							
Nº DE ORDEN	X=PP(mm) MAX 24HORA	$Y = \log(x)$	FUNCIÓN TEÓRICO $P(X \geq x_m)$	f(Y)=FUNCIÓN DENSIDAD	F(Y) = FUNCIÓN ACUMULADA	DELTA	
1	15	1.176	0.031	0.769	0.0396	0.0084	
2	16.5	1.217	0.063	1.378	0.0833	0.0208	
3	17.1	1.233	0.094	1.655	0.1068	0.0131	
4	17.7	1.248	0.125	1.939	0.1337	0.0087	
5	18	1.255	0.156	2.081	0.1484	0.0079	
6	18.4	1.265	0.188	2.267	0.1691	0.0184	
7	19.5	1.290	0.219	2.745	0.2324	0.0137	
8	19.5	1.290	0.250	2.745	0.2324	0.0176	
9	19.8	1.297	0.281	2.862	0.2510	0.0302	
10	20	1.301	0.313	2.937	0.2637	0.0488	
11	20.3	1.307	0.344	3.041	0.2830	0.0607	
12	21	1.322	0.375	3.253	0.3294	0.0456	
13	21.9	1.340	0.406	3.450	0.3906	0.0157	
14	22	1.342	0.438	3.467	0.3974	0.0401	
15	22.1	1.344	0.469	3.482	0.4043	0.0645	
16	22.7	1.356	0.500	3.552	0.4452	0.0548	
17	23.1	1.364	0.531	3.577	0.4723	0.0590	
18	23.3	1.367	0.563	3.584	0.4857	0.0768	
19	24	1.380	0.594	3.574	0.5317	0.0620	
20	24.5	1.389	0.625	3.540	0.5636	0.0614	
21	24.8	1.394	0.656	3.509	0.5823	0.0740	
22	27	1.431	0.688	3.100	0.7052	0.0177	
23	27.4	1.438	0.719	3.001	0.7247	0.0059	
24	28.2	1.450	0.750	2.789	0.7609	0.0109	
25	29	1.462	0.781	2.565	0.7934	0.0122	
26	29.6	1.471	0.813	2.395	0.8155	0.0030	
27	31.6	1.500	0.844	1.843	0.8757	0.0319	
28	33	1.519	0.875	1.495	0.9070	0.0320	
29	33.2	1.521	0.906	1.449	0.9109	0.0047	
30	41.5	1.618	0.938	0.307	0.9867	0.0492	
31	41.8	1.621	0.969	0.288	0.9876	0.0189	
CANTIDAD DE DATOS		31.000			AJUSTE	0.0768	
MEDIA		1.371					
DES.EST.M		0.111					

Figura 36

Figura de la función densidad probabilidad de la distribución de Log Normal 2 de la estación de Canchan

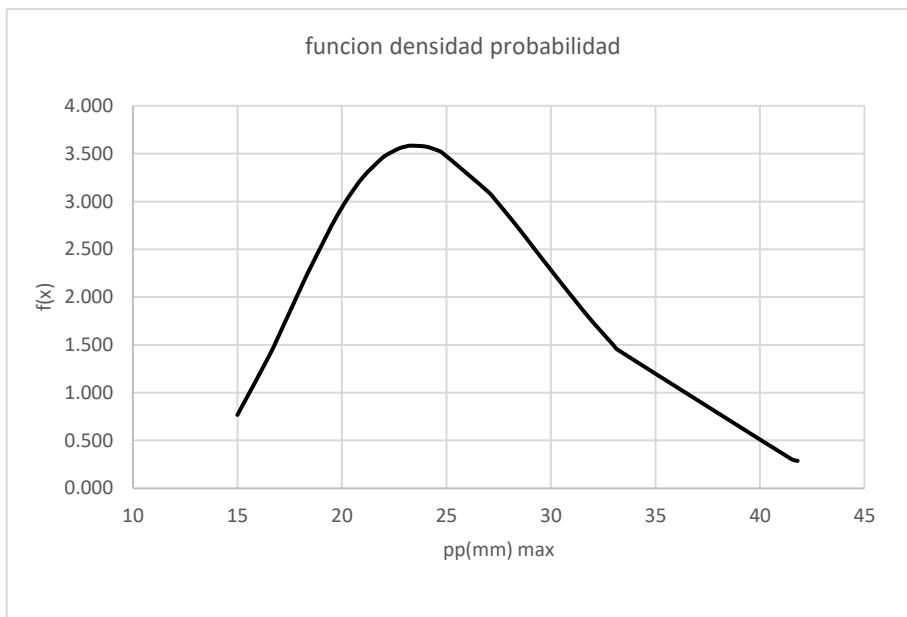
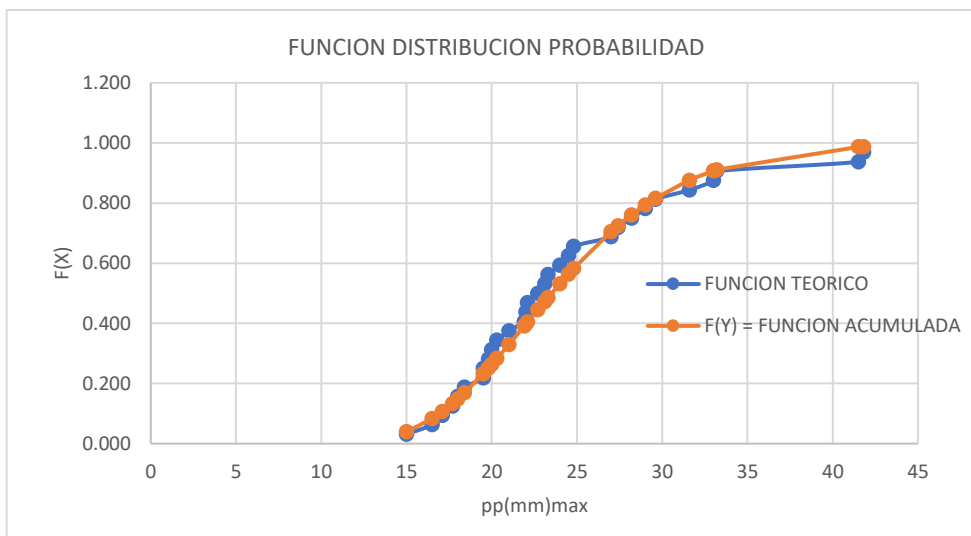


Figura 37

Figura de la función distribución probabilidad de la distribución de Log Normal 2 de la estación de Canchan



Para la función de distribución de probabilidad de la figura anterior se muestra que tiene una tendencia más cercana en comparación con la anterior.

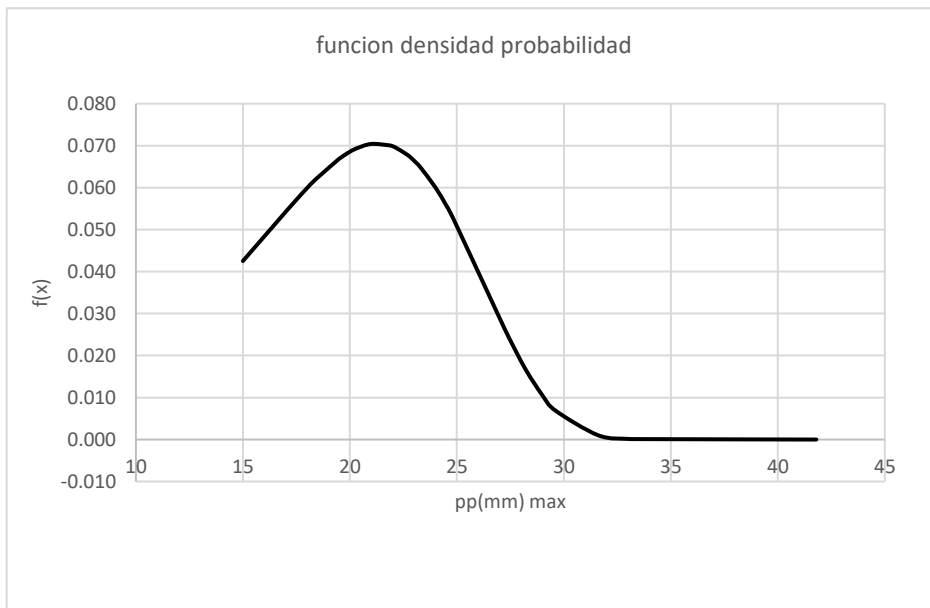
Distribución de Gumbel

Tabla 25
Distribución Gumbel para la estación de Canchan

CALCULO DE LAS MAGNITUDES DE EVENTOS POR EL MÉTODO DISTRIBUCIÓN GUMBEL						
N° DE ORDEN	$pp(mm) = x$	FUNCIÓN N TEÓRICO	z	FUNCIÓN DENSIDAD	F(Z) ACUMULADA	DELTA A
1	15	0.031	-1.207	0.043	0.03533	0.004
2	16.5	0.063	-0.919	0.051	0.08146	0.019
3	17.1	0.094	-0.804	0.055	0.10698	0.013
4	17.7	0.125	-0.689	0.058	0.13638	0.011
5	18	0.156	-0.632	0.060	0.15245	0.004
6	18.4	0.188	-0.555	0.062	0.17515	0.012
7	19.5	0.219	-0.344	0.067	0.24393	0.025
8	19.5	0.250	-0.344	0.067	0.24393	0.006
9	19.8	0.281	-0.287	0.068	0.26394	0.017
10	20	0.313	-0.248	0.069	0.27750	0.035
11	20.3	0.344	-0.191	0.069	0.29811	0.046
12	21	0.375	-0.057	0.070	0.34705	0.028
13	21.9	0.406	0.116	0.070	0.41041	0.004
14	22	0.438	0.135	0.070	0.41741	0.020
15	22.1	0.469	0.154	0.070	0.42440	0.044
16	22.7	0.500	0.269	0.068	0.46582	0.034
17	23.1	0.531	0.346	0.066	0.49284	0.038
18	23.3	0.563	0.384	0.065	0.50613	0.056
19	24	0.594	0.518	0.060	0.55132	0.042
20	24.5	0.625	0.614	0.056	0.58216	0.043
21	24.8	0.656	0.672	0.053	0.60003	0.056
22	27	0.688	1.094	0.029	0.71532	0.028
23	27.4	0.719	1.170	0.025	0.73323	0.014
24	28.2	0.750	1.324	0.017	0.76631	0.016
25	29	0.781	1.477	0.011	0.79586	0.015
26	29.6	0.813	1.592	0.007	0.81586	0.003
27	31.6	0.844	1.975	0.001	0.87048	0.027
28	33	0.875	2.244	0.000	0.89937	0.024
29	33.2	0.906	2.282	0.000	0.90297	0.003
30	41.5	0.938	3.873	0.000	0.97942	0.042
31	41.8	0.969	3.931	0.000	0.98056	0.012
N° DE DATOS TOTAL	31				ajuste	0.06
MEDIA	24.31					
DES.EST.M	6.69					
$\beta=$	5.22					
$\mu=$	21.30					

Figura 38

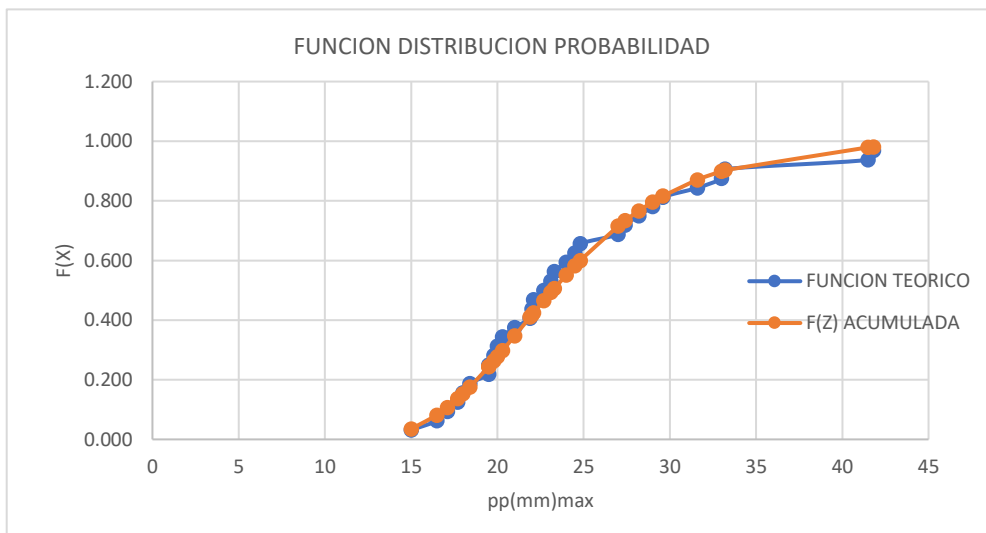
Figura de la función densidad probabilidad de la distribución de Gumbel de la estación de Canchan



Fuente: Elaboración Propia

Figura 39

Figura de la función distribución probabilidad de la distribución de Gumbel de la estación de Canchan



Para este gráfico la tendencia es más cercana con la función teórica y acumulada, se puede observar que están casi uno encima de otro.

Distribución Log Normal 3

Tabla 26

Distribución Log Normal 3 para la estación de Canchan

CALCULO DE LAS MAGNITUDES DE EVENTOS POR EL MÉTODO DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL 3 PARÁMETROS						
N° DE ORDEN	X=PP(mm)) MAX 24HORAS	$Y = \log(x)$	FUNCIÓN N TEÓRICO	f(Y)=FUNCIÓN N DENSIDAD $P(X \geq x_m)$	F(Y) = FUNCIÓN ACUMULAD A	DELT A
1	15	1.649	0.031	0.098	0.01740	0.0138
2	16.5	1.902	0.063	0.278	0.06227	0.0002
3	17.1	1.988	0.094	0.368	0.08987	0.0039
4	17.7	2.067	0.125	0.460	0.12253	0.0025
5	18	2.104	0.156	0.506	0.14053	0.0157
6	18.4	2.152	0.188	0.565	0.16604	0.0215
7	19.5	2.272	0.219	0.710	0.24289	0.0241
8	19.5	2.272	0.250	0.710	0.24289	0.0071
9	19.8	2.303	0.281	0.743	0.26501	0.0162
10	20	2.322	0.313	0.763	0.27992	0.0326
11	20.3	2.351	0.344	0.791	0.30246	0.0413
12	21	2.416	0.375	0.844	0.35531	0.0197
13	21.9	2.493	0.406	0.887	0.42240	0.0161
14	22	2.502	0.438	0.891	0.42972	0.0078
15	22.1	2.510	0.469	0.893	0.43700	0.0318
16	22.7	2.557	0.500	0.903	0.47982	0.0202
17	23.1	2.588	0.531	0.904	0.50744	0.0238
18	23.3	2.603	0.563	0.903	0.52093	0.0416
19	24	2.653	0.594	0.892	0.56636	0.0274
20	24.5	2.688	0.625	0.878	0.59700	0.0280
21	24.8	2.708	0.656	0.867	0.61462	0.0416
22	27	2.845	0.688	0.755	0.72632	0.0388
23	27.4	2.868	0.719	0.731	0.74339	0.0246
24	28.2	2.912	0.750	0.680	0.77476	0.0248
25	29	2.955	0.781	0.630	0.80265	0.0214
26	29.6	2.986	0.813	0.592	0.82145	0.0089
27	31.6	3.082	0.844	0.473	0.87267	0.0289
28	33	3.144	0.875	0.399	0.89977	0.0248
29	33.2	3.153	0.906	0.389	0.90315	0.0031

30	41.5	3.456	0.938	0.125	0.97660	0.0391
31	41.8	3.466	0.969	0.120	0.97775	0.0090
CANTIDAD DE DATOS		31.00			ajuste	0.0416
		0				
MEDIA		2.580				
DES.EST.M		0.441				
Max valor	41.8					
MEDIANA	22.700					
X0=	9.80					

Figura 40

Figura de la función densidad probabilidad de la distribución de Log Normal 3 de la estación de Canchan

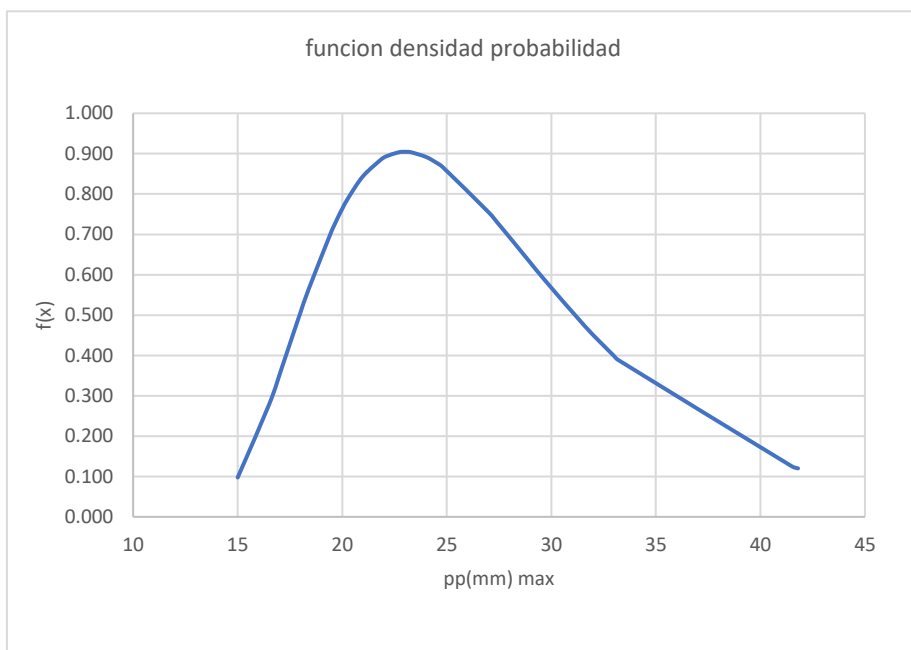
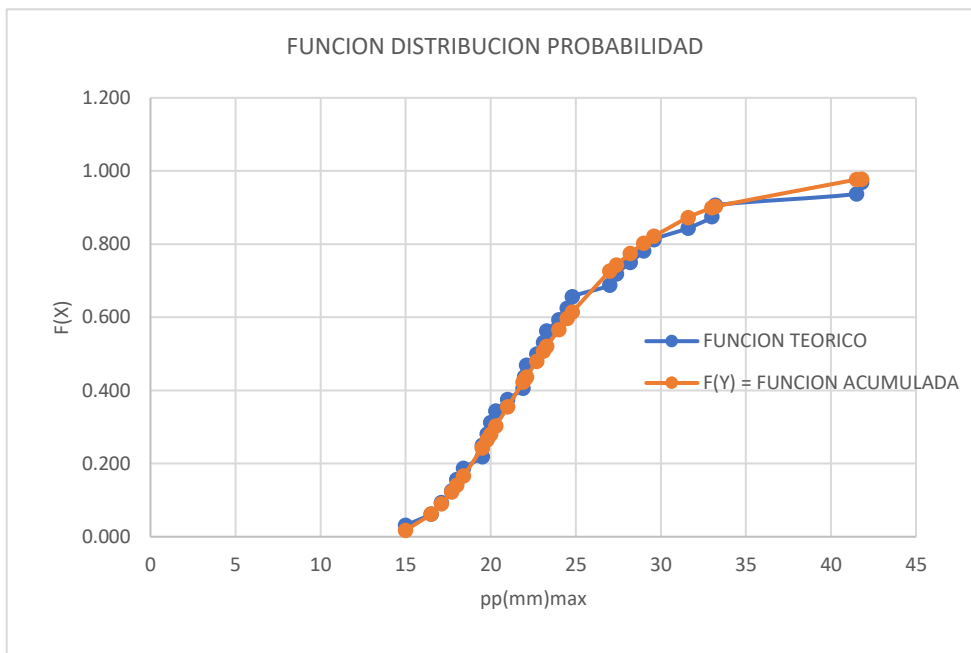


Figura 41

Figura de la función distribución probabilidad de la distribución de Log Normal 3 de la estación de Canchan



Para ese gráfico la situación es lo mismo por ello se tendría que ver las tablas en la cual nos ayuda diferenciar cuan cercano o lejano están una función de la otra.

Después de calcular todos los datos necesarios de los métodos probabilísticos se procedió a realizar un ajuste de datos por el método de ajuste Kolmogorov – Smirnov.

Tabla 27

Cuadro de Ajustes mediante el método de ajuste de Kolmogorov – Smirnov de la estación de Canchan

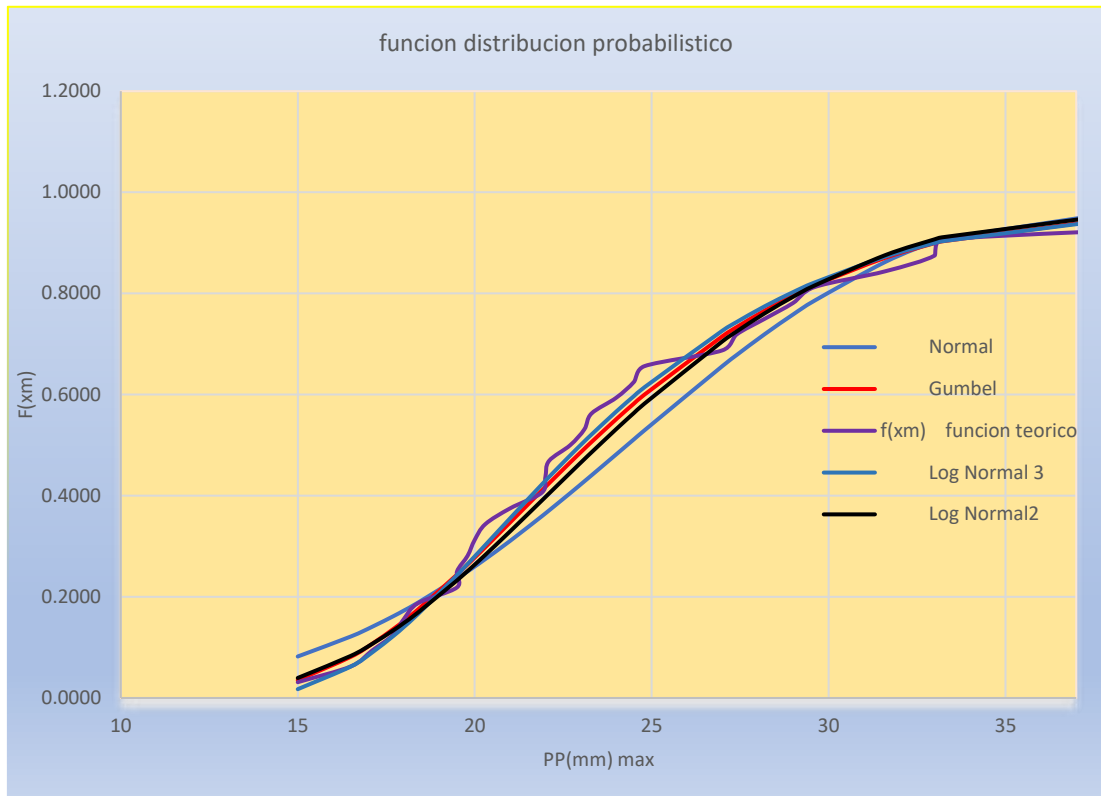
AJUSTE KOLMOGOROV - SMIRNOV											
N° ORDEN	DE	x_m	f(x_m) función teórico	Normal		Log Normal2		Log Normal 3		Gumbel	
				F(x_m)	$ f_o(x_m)-$	F(x_m)	$ f_o(x_m)-$	F(x_m)	$ f_o(x_m)-$	F(x_m)	$ f_o(x_m)-$
				acumulada	F(x_m) Δ	Acumulada	F(x_m) Δ	Acumulada	F(x_m) Δ	Acumulada	F(x_m) Δ
1		15	0.031	0.0821	0.0509	0.0396	0.0084	0.0174	0.0138	0.0353	0.0041
2		16.5	0.063	0.1216	0.0591	0.0833	0.0208	0.0623	0.0002	0.0815	0.0190
3		17.1	0.094	0.1407	0.0470	0.1068	0.0131	0.0899	0.0039	0.1070	0.0132
4		17.7	0.125	0.1617	0.0367	0.1337	0.0087	0.1225	0.0025	0.1364	0.0114
5		18	0.156	0.1729	0.0167	0.1484	0.0079	0.1405	0.0157	0.1524	0.0038
6		18.4	0.188	0.1887	0.0012	0.1691	0.0184	0.1660	0.0215	0.1752	0.0123
7		19.5	0.219	0.2362	0.0175	0.2324	0.0137	0.2429	0.0241	0.2439	0.0252
8		19.5	0.250	0.2362	0.0138	0.2324	0.0176	0.2429	0.0071	0.2439	0.0061
9		19.8	0.281	0.2503	0.0310	0.2510	0.0302	0.2650	0.0162	0.2639	0.0173
10		20	0.313	0.2599	0.0526	0.2637	0.0488	0.2799	0.0326	0.2775	0.0350
11		20.3	0.344	0.2746	0.0691	0.2830	0.0607	0.3025	0.0413	0.2981	0.0456
12		21	0.375	0.3106	0.0644	0.3294	0.0456	0.3553	0.0197	0.3470	0.0280
13		21.9	0.406	0.3595	0.0467	0.3906	0.0157	0.4224	0.0161	0.4104	0.0042
14		22	0.438	0.3651	0.0724	0.3974	0.0401	0.4297	0.0078	0.4174	0.0201
15		22.1	0.469	0.3708	0.0980	0.4043	0.0645	0.4370	0.0318	0.4244	0.0444
16		22.7	0.500	0.4051	0.0949	0.4452	0.0548	0.4798	0.0202	0.4658	0.0342

17	23.1	0.531	0.4284	0.1028	0.4723	0.0590	0.5074	0.0238	0.4928	0.0384
18	23.3	0.563	0.4402	0.1223	0.4857	0.0768	0.5209	0.0416	0.5061	0.0564
19	24	0.594	0.4817	0.1120	0.5317	0.0620	0.5664	0.0274	0.5513	0.0424
20	24.5	0.625	0.5115	0.1135	0.5636	0.0614	0.5970	0.0280	0.5822	0.0428
21	24.8	0.656	0.5294	0.1268	0.5823	0.0740	0.6146	0.0416	0.6000	0.0562
22	27	0.688	0.6564	0.0311	0.7052	0.0177	0.7263	0.0388	0.7153	0.0278
23	27.4	0.719	0.6781	0.0406	0.7247	0.0059	0.7434	0.0246	0.7332	0.0145
24	28.2	0.750	0.7197	0.0303	0.7609	0.0109	0.7748	0.0248	0.7663	0.0163
25	29	0.781	0.7585	0.0227	0.7934	0.0122	0.8027	0.0214	0.7959	0.0146
26	29.6	0.813	0.7856	0.0269	0.8155	0.0030	0.8214	0.0089	0.8159	0.0034
27	31.6	0.844	0.8622	0.0184	0.8757	0.0319	0.8727	0.0289	0.8705	0.0267
28	33	0.875	0.9031	0.0281	0.9070	0.0320	0.8998	0.0248	0.8994	0.0244
29	33.2	0.906	0.9081	0.0019	0.9109	0.0047	0.9031	0.0031	0.9030	0.0033
30	41.5	0.938	0.9949	0.0574	0.9867	0.0492	0.9766	0.0391	0.9794	0.0419
31	41.8	0.969	0.9955	0.0268	0.9876	0.0189	0.9778	0.0090	0.9806	0.0118
N° de datos	31		Dmax	0.1268		0.0768		0.0416		0.0564
Nivel sign.	0.05		Dcritico > Dmax	Si se ajusta		Si se ajusta		Si se ajusta		Si se ajusta
V critico	0.239		Mejor Ajuste	4		3		1		2

Para poder observar si los métodos realizados tienen el correcto ajuste se tiene que observar que el $D_{\text{critico}} > D_{\text{máx}}$. para el mejor entendimiento de lo método de ajuste con la gráfica de las funciones probalísticos se puede detallar mejor.

Figura 42

Figura de la función distribución probabilístico de la estación de Canchan



Una vez realizado los ajustes de los métodos probabilísticos se procedió a corregir las precipitaciones máximas en 24 horas anuales.

Tabla 28

Cuadro de las precipitaciones máximas anuales en 24 horas corregidas de la estación de Canchan

PRECIPITACIONES MÁXIMAS ANUALES EN 24 HORAS														
T (años)	P(x)	W	MÉTODO DISTRIBUCIÓN NORMAL	MÉTODO DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL 2		MÉTODO DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL 3 PARÁMETROS			MÉTODO DISTRIBUCIÓN GUMBEL	Factor de corrección		P _{MAX} mm	P _{MAX} (corregida) mm	
				X _T	Pp	K _T	X _T	10 ^{x_T}		K _T	X _T			e ^{x_T} + x ₀
2	0.50	1.18	0.00	24.31	0.00	1.37	23.52	0.00	2.58	22.99	-0.95	17.97	22.99	25.98
3	0.33	1.48	0.43	27.19	0.43	1.42	26.26	0.43	2.77	25.75	-0.54	20.69	25.75	29.09
5	0.20	1.79	0.84	29.94	0.84	1.46	29.17	0.84	2.95	28.92	-0.29	22.36	28.92	32.68
10	0.10	2.15	1.28	32.88	1.28	1.51	32.65	1.28	3.14	33.02	-0.09	23.73	23.73	26.81
20	0.05	2.45	1.65	35.31	1.65	1.55	35.84	1.65	3.31	37.05	0.05	24.66	24.66	27.86
25	0.04	2.54	1.75	36.02	1.75	1.57	36.83	1.75	3.35	38.35	0.09	24.90	24.90	28.14
50	0.02	2.80	2.05	38.05	2.05	1.60	39.80	2.05	3.49	42.44	0.19	25.55	25.55	28.87
100	0.01	3.03	2.33	39.87	2.33	1.63	42.68	2.33	3.61	46.61	0.26	26.08	26.08	29.47
200	0.01	3.26	2.58	41.54	2.58	1.66	45.50	2.58	3.72	50.89	0.33	26.52	26.52	29.97
300	0.003	3.38	2.71	42.46	2.71	1.67	47.12	2.71	3.78	53.45	0.37	26.76	26.76	30.23
500	0.002	3.53	2.88	43.56	2.88	1.69	49.16	2.88	3.85	56.75	0.41	27.02	27.02	30.54
1000	0.001	3.72	3.09	44.98	3.09	1.72	51.90	3.09	3.94	61.35	0.45	27.35	27.35	30.90
MEDIA				24.31		1.37			2.58			24.31		

DES.EST.M	6.69	0.11	0.44	6.69
			X0= 9.80	

Después de realizar las intensidades (ver en anexos) para los periodos de retornos de 2, 5, 10, 25, 50, 75, 100, 150, 300, 500 y 1000 años, se procedió a calcular los caudales máximos de cada una de las distribuciones realizadas.

Tabla 29*Cuadro de los caudales máximos de los métodos estadísticos de la estación de Canchan*

T.R. (AÑOS)	MÉTODOS ESTADÍSTICOS (m ³ /s)			
	NORMAL	LOG NORMAL 2	LOG NORMAL 3	GUMBEL
2	24.31	23.52	22.99	23.21
5	29.34	29.17	28.80	29.12
10	32.88	32.65	32.80	33.03
25	36.02	36.83	38.00	37.98
50	38.05	39.8	41.96	41.65
75	39.14	41.49	44.31	43.78
100	39.87	42.68	46.00	45.29
150	40.87	44.33	48.40	47.42
300	42.46	47.12	52.61	51.04
500	43.56	49.16	55.79	53.71
1000	44.98	51.9	60.22	57.33

Se eligió el caudal máximo, el cual para un periodo de retorno de 50 años es de 159.02 m³/s, el cual para un periodo de retorno de 100 años es de 187.20 m³/s, para un periodo de retorno de 300 es 231.86 m³/s y para un periodo de retorno de 500 años es de 252.62 m³/s. el método de Creager para las dos estaciones tienen los mismos caudales máximos se pudo demostrar que por cualquiera de las dos estaciones debe salir el mismo caudal máximo si en caso no es el mismo se elige el mayor.

PENDIENTE LONGITUDINAL EN EL TRAMO

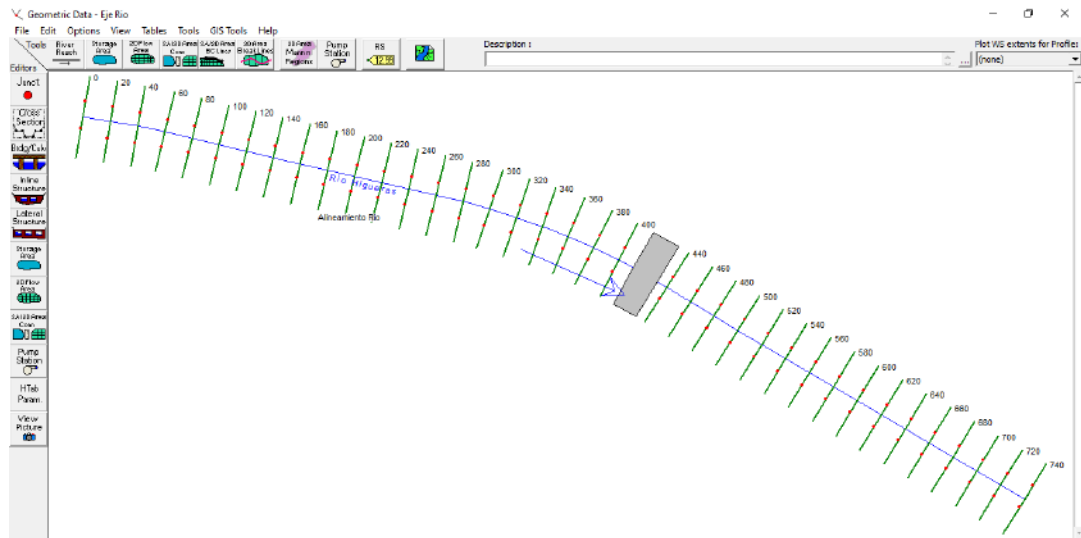
La pendiente longitudinal del río en la zona de estudio es en promedio de:

$$S_o = 0.006$$

MODELAMIENTO HIDRÁULICO EN EL HEC-RAS

Con la topografía obtenida y las secciones realizadas, luego se procedió a insertar esos datos al software Hec-Ras y así se dibuje el eje del río, teniendo en cuenta el sentido en el que va el flujo.

Figura 43
Secciones Transversales y Puente Daniel Alomia Robles



Se puede observar en la figura 43 que las secciones van de 20 en 20 empezando en el 0 y terminando en 740, donde el puente se ubica en la sección 420 y también podemos observar el flujo del río.

Luego se procedió a realizar un análisis para los perfiles de flujo de los periodos de retorno de 50, 100, 300 y 500 años, con los caudales máximos obtenidos previamente, se procedió a insertar dichos caudales en cada tramo para poder modelarlo y que el software Hec-Ras realice el análisis correcto como se puede observar en las siguientes imágenes.

- T= 50 años

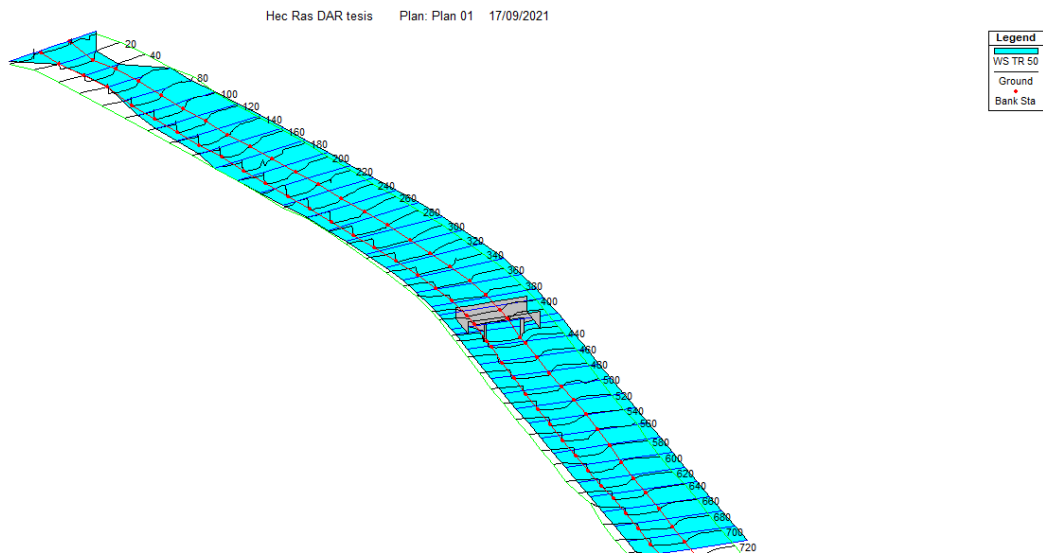
Figura 44
Análisis para un perfil de flujo de T=50 años

Profile Output Table - Standard Table 1

File Options Std. Tables Locations Help

HEC-RAS Plan: Plan 01 River: Rio Higueras Reach: Alineamiento Rio Profile: TR 50												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Alineamiento Rio	740	TR 50	159.02	1941.85	1949.99		1950.00	0.000016	0.43	389.01	60.00	0.05
Alineamiento Rio	720	TR 50	159.02	1942.00	1949.99		1950.00	0.000020	0.46	363.76	60.00	0.05
Alineamiento Rio	700	TR 50	159.02	1942.45	1949.99		1950.00	0.000022	0.48	350.75	60.00	0.06
Alineamiento Rio	680	TR 50	159.02	1942.49	1949.98		1950.00	0.000025	0.50	337.15	60.00	0.06
Alineamiento Rio	660	TR 50	159.02	1942.96	1949.98		1950.00	0.000033	0.56	309.56	60.00	0.07
Alineamiento Rio	640	TR 50	159.02	1943.16	1949.98		1949.99	0.000036	0.56	302.59	60.00	0.07
Alineamiento Rio	620	TR 50	159.02	1942.48	1949.98		1949.99	0.000025	0.50	341.32	60.00	0.06
Alineamiento Rio	600	TR 50	159.02	1942.50	1949.98		1949.99	0.000030	0.53	321.61	60.00	0.06
Alineamiento Rio	580	TR 50	159.02	1942.98	1949.98		1949.99	0.000033	0.54	313.37	60.00	0.07
Alineamiento Rio	560	TR 50	159.02	1943.00	1949.98		1949.99	0.000039	0.58	294.74	60.00	0.07
Alineamiento Rio	540	TR 50	159.02	1943.41	1949.97		1949.99	0.000046	0.61	281.37	60.00	0.08
Alineamiento Rio	520	TR 50	159.02	1943.46	1949.97		1949.99	0.000050	0.63	273.52	60.00	0.08
Alineamiento Rio	500	TR 50	159.02	1943.78	1949.97		1949.99	0.000050	0.63	273.56	60.00	0.08
Alineamiento Rio	480	TR 50	159.02	1943.97	1949.97		1949.99	0.000062	0.69	254.57	60.00	0.09
Alineamiento Rio	460	TR 50	159.02	1943.99	1949.96		1949.99	0.000068	0.72	246.45	60.00	0.10
Alineamiento Rio	440	TR 50	159.02	1944.26	1949.96	1946.23	1949.98	0.000082	0.77	231.70	60.00	0.10
Alineamiento Rio	420	Bridge										
Alineamiento Rio	400	TR 50	159.02	1945.47	1949.93		1949.97	0.000151	0.90	191.82	60.00	0.14
Alineamiento Rio	380	TR 50	159.02	1945.50	1949.92		1949.96	0.000180	0.94	182.72	60.00	0.15
Alineamiento Rio	360	TR 50	159.02	1945.50	1949.92		1949.96	0.000156	0.90	190.90	60.00	0.14
Alineamiento Rio	340	TR 50	159.02	1945.50	1949.91		1949.95	0.000178	0.97	182.99	60.00	0.15
Alineamiento Rio	320	TR 50	159.02	1945.50	1949.91		1949.95	0.000184	0.98	178.51	60.00	0.15
Alineamiento Rio	300	TR 50	159.02	1945.50	1949.90		1949.95	0.000195	1.00	174.71	60.00	0.15
Alineamiento Rio	280	TR 50	159.02	1945.50	1949.89		1949.94	0.000223	1.05	165.99	60.00	0.16
Alineamiento Rio	260	TR 50	159.02	1945.50	1949.87		1949.93	0.000303	1.21	146.35	58.37	0.19
Alineamiento Rio	240	TR 50	159.02	1945.92	1949.85		1949.93	0.000389	1.30	138.10	59.65	0.21
Alineamiento Rio	220	TR 50	159.02	1945.93	1949.82		1949.92	0.000548	1.49	122.03	54.95	0.25
Alineamiento Rio	200	TR 50	159.02	1945.95	1949.79		1949.90	0.000671	1.62	115.52	60.00	0.27
Alineamiento Rio	180	TR 50	159.02	1945.96	1949.72		1949.88	0.001214	1.93	96.72	59.98	0.34
Alineamiento Rio	160	TR 50	159.02	1945.98	1949.68		1949.86	0.001138	2.02	93.29	54.99	0.35
Alineamiento Rio	140	TR 50	159.02	1945.99	1949.65		1949.83	0.001158	2.06	91.62	55.00	0.36
Alineamiento Rio	120	TR 50	159.02	1946.33	1949.53		1949.80	0.001814	2.41	77.32	54.22	0.44
Alineamiento Rio	100	TR 50	159.02	1946.44	1949.37		1949.74	0.002668	2.78	63.38	45.35	0.53
Alineamiento Rio	80	TR 50	159.02	1946.45	1949.18		1949.67	0.003866	3.12	53.37	31.30	0.62

Figura 45
Modelado en 3d para un t=50 años

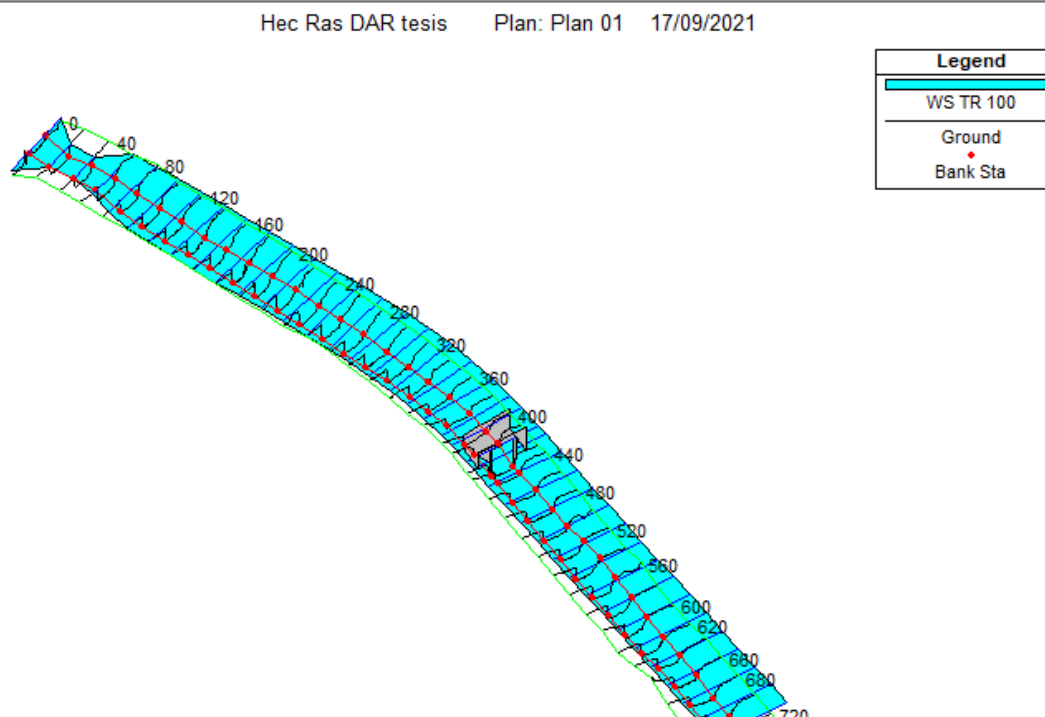


T= 100 años

Figura 46
Análisis para un perfil de flujo de T=100 años

HEC-RAS Plan: Plan 01 River: Rio Higueras Reach: Alineamiento Rio Profile: TR 100												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m³/s)	Min CH El (m)	W.S. Elev (m)	Old W.S. (m)	F.G. Elev (m)	F.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m²)	Top Width (m)	Froude # CH
Alineamiento Rio 700	TR 100	187.20	1942.45	1950.25		1950.27	0.000017	0.24	366.76	60.00	0.06	
Alineamiento Rio 680	TR 100	187.20	1942.49	1950.25		1950.27	0.000030	0.57	353.15	60.00	0.07	
Alineamiento Rio 660	TR 100	187.20	1942.96	1950.25		1950.27	0.000039	0.62	325.53	60.00	0.07	
Alineamiento Rio 640	TR 100	187.20	1943.16	1950.25		1950.26	0.000042	0.63	318.54	60.00	0.08	
Alineamiento Rio 620	TR 100	187.20	1942.48	1950.25		1950.26	0.000030	0.56	357.20	60.00	0.07	
Alineamiento Rio 600	TR 100	187.20	1942.50	1950.25		1950.26	0.000036	0.60	337.55	60.00	0.07	
Alineamiento Rio 580	TR 100	187.20	1942.98	1950.24		1950.25	0.000039	0.60	329.20	60.00	0.07	
Alineamiento Rio 560	TR 100	187.20	1943.00	1950.24		1950.26	0.000046	0.64	310.64	60.00	0.08	
Alineamiento Rio 540	TR 100	187.20	1943.43	1950.24		1950.26	0.000053	0.67	297.25	60.00	0.09	
Alineamiento Rio 520	TR 100	187.20	1943.46	1950.24		1950.25	0.000058	0.70	289.37	60.00	0.09	
Alineamiento Rio 500	TR 100	187.20	1943.78	1950.23		1950.26	0.000058	0.70	289.41	60.00	0.09	
Alineamiento Rio 480	TR 100	187.20	1943.57	1950.23		1950.25	0.000071	0.76	270.37	60.00	0.10	
Alineamiento Rio 460	TR 100	187.20	1943.99	1950.23		1950.25	0.000078	0.79	262.24	60.00	0.10	
Alineamiento Rio 440	TR 100	187.20	1944.26	1950.22	1946.50	1950.25	0.000092	0.84	247.45	60.00	0.11	
Alineamiento Rio 420	TR 100	187.20	1945.47	1950.19		1950.23	0.000154	0.97	207.23	60.00	0.14	
Alineamiento Rio 380	TR 100	187.20	1945.50	1950.18		1950.22	0.000193	1.01	198.10	60.00	0.15	
Alineamiento Rio 360	TR 100	187.20	1945.50	1950.18		1950.22	0.000159	0.98	206.28	60.00	0.14	
Alineamiento Rio 340	TR 100	187.20	1945.50	1950.17		1950.22	0.000192	1.04	198.35	60.00	0.15	
Alineamiento Rio 320	TR 100	187.20	1945.50	1950.16		1950.21	0.000199	1.06	193.83	60.00	0.16	
Alineamiento Rio 300	TR 100	187.20	1945.50	1950.16		1950.21	0.000210	1.08	190.01	60.00	0.16	
Alineamiento Rio 280	TR 100	187.20	1945.50	1950.14		1950.20	0.000240	1.14	181.23	60.00	0.17	
Alineamiento Rio 260	TR 100	187.20	1945.50	1950.12		1950.20	0.000323	1.29	161.41	60.00	0.20	
Alineamiento Rio 240	TR 100	187.20	1945.92	1950.11		1950.19	0.000401	1.38	153.23	60.00	0.22	
Alineamiento Rio 220	TR 100	187.20	1945.93	1950.07		1950.18	0.000569	1.59	136.99	60.00	0.26	
Alineamiento Rio 200	TR 100	187.20	1945.95	1950.05		1950.16	0.000655	1.68	130.83	60.00	0.27	
Alineamiento Rio 180	TR 100	187.20	1945.96	1949.98		1950.14	0.001130	1.96	112.29	60.00	0.33	
Alineamiento Rio 160	TR 100	187.20	1945.98	1949.94		1950.12	0.001087	2.08	108.25	59.99	0.35	
Alineamiento Rio 140	TR 100	187.20	1945.99	1949.91		1950.10	0.001109	2.12	106.59	60.00	0.36	
Alineamiento Rio 120	TR 100	187.20	1946.33	1949.81		1950.07	0.001621	2.42	93.20	59.25	0.42	
Alineamiento Rio 100	TR 100	187.20	1946.44	1949.64		1950.01	0.002464	2.84	77.56	57.25	0.51	
Alineamiento Rio 80	TR 100	187.20	1946.45	1949.40	1948.73	1949.94	0.003958	3.33	61.26	42.34	0.64	
Alineamiento Rio 60	TR 100	187.20	1946.46	1949.14	1948.73	1949.83	0.006547	3.69	52.19	31.56	0.75	
Alineamiento Rio 40	TR 100	187.20	1946.47	1948.97		1949.69	0.007337	3.77	50.36	23.62	0.80	
Alineamiento Rio 20	TR 100	187.20	1946.48	1948.83	1948.58	1949.54	0.007767	3.77	50.68	25.84	0.83	
Alineamiento Rio 0	TR 100	187.20	1947.49	1948.91	1948.80	1949.31	0.006600	2.37	68.93	59.67	0.69	

Figura 47
Modelado en 3d para un t=100 años



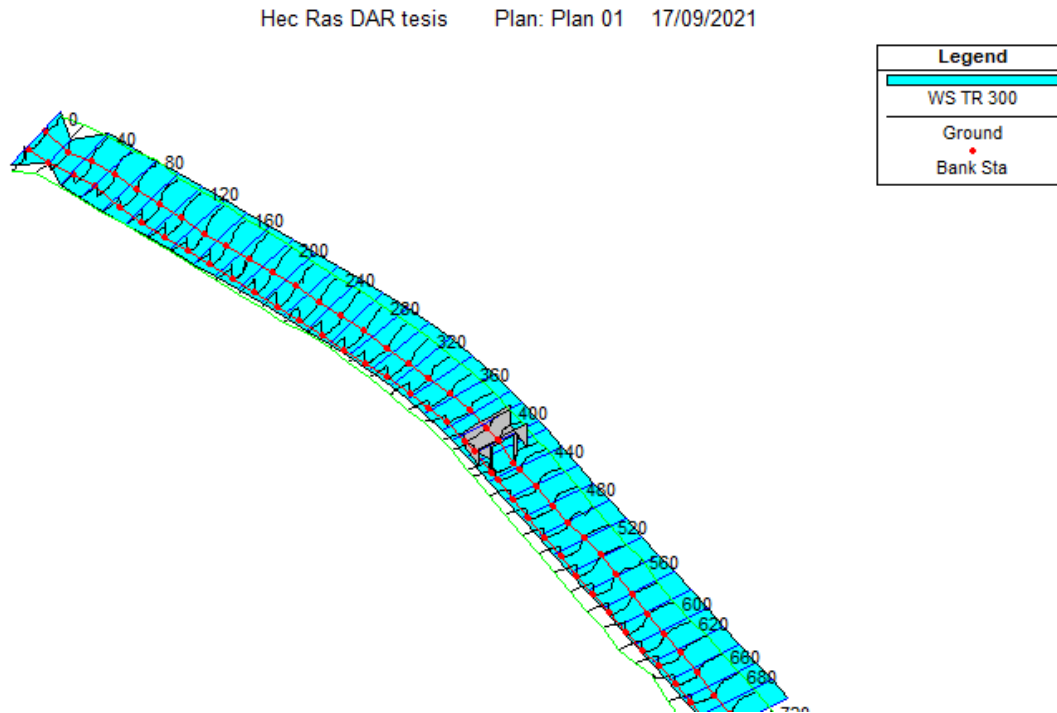
Fuente: Elaboración Propia

T= 300 años

Figura 48
Análisis para un perfil de flujo de T=300 años

HEC-RAS Plan: Plan 01 River: Río Higuera Reach: Alineamiento Río Profile: TR 300													
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Plan Area (m ²)	Top Width (m)	Froude #	Ch
Alineamiento Río	740	TR 300	221.00	1941.05	1950.03		1950.64	0.000022	0.97	427.17	60.00	0.06	
Alineamiento Río	720	TR 300	221.00	1942.00	1950.02		1950.64	0.000031	0.61	401.07	60.00	0.07	
Alineamiento Río	700	TR 300	221.06	1942.45	1950.62		1950.64	0.000024	0.63	388.80	60.00	0.07	
Alineamiento Río	680	TR 300	221.06	1942.49	1950.62		1950.64	0.000038	0.66	375.16	60.00	0.08	
Alineamiento Río	660	TR 300	221.06	1942.95	1950.61		1950.64	0.000048	0.72	347.40	60.00	0.08	
Alineamiento Río	640	TR 300	221.06	1943.36	1950.61		1950.64	0.000052	0.73	340.48	60.00	0.09	
Alineamiento Río	620	TR 300	221.06	1942.48	1950.61		1950.63	0.000038	0.65	379.25	60.00	0.07	
Alineamiento Río	600	TR 300	221.06	1942.50	1950.61		1950.63	0.000048	0.60	380.48	60.00	0.08	
Alineamiento Río	580	TR 300	221.06	1942.98	1950.61		1950.63	0.000048	0.70	351.00	60.00	0.08	
Alineamiento Río	560	TR 300	221.06	1943.00	1950.61		1950.63	0.000057	0.74	332.49	60.00	0.09	
Alineamiento Río	540	TR 300	221.06	1943.41	1950.60		1950.63	0.000066	0.77	319.04	60.00	0.10	
Alineamiento Río	520	TR 300	221.06	1943.46	1950.60		1950.63	0.000071	0.81	311.15	60.00	0.10	
Alineamiento Río	500	TR 300	221.06	1943.78	1950.60		1950.63	0.000070	0.80	311.17	60.00	0.10	
Alineamiento Río	480	TR 300	221.06	1943.97	1950.59		1950.62	0.000086	0.87	292.05	60.00	0.11	
Alineamiento Río	460	TR 300	221.06	1943.99	1950.59		1950.62	0.000090	0.90	283.89	60.00	0.11	
Alineamiento Río	440	TR 300	221.00	1944.20	1950.58	1946.93	1950.62	0.000109	0.95	269.04	60.00	0.12	
Alineamiento Río	420												
Alineamiento Río	400	TR 300	221.06	1945.47	1950.54		1950.59	0.000185	1.08	228.21	60.00	0.15	
Alineamiento Río	380	TR 300	221.06	1945.50	1950.53		1950.58	0.000215	1.13	219.01	60.00	0.16	
Alineamiento Río	360	TR 300	221.06	1945.50	1950.53		1950.58	0.000190	1.09	227.17	60.00	0.16	
Alineamiento Río	340	TR 300	221.06	1945.50	1950.52		1950.58	0.000215	1.15	219.17	60.00	0.17	
Alineamiento Río	320	TR 300	221.06	1945.50	1950.51		1950.57	0.000223	1.17	214.60	60.00	0.17	
Alineamiento Río	300	TR 300	221.06	1945.50	1950.50		1950.57	0.000238	1.20	210.71	60.00	0.17	
Alineamiento Río	280	TR 300	221.06	1945.50	1950.49		1950.56	0.000267	1.26	201.86	60.00	0.18	
Alineamiento Río	260	TR 300	221.06	1945.50	1950.48		1950.55	0.000353	1.42	181.90	60.00	0.21	
Alineamiento Río	240	TR 300	221.06	1945.50	1950.45		1950.54	0.000426	1.50	173.71	60.00	0.23	
Alineamiento Río	220	TR 300	221.06	1945.53	1950.41		1950.53	0.000580	1.71	155.89	60.00	0.26	
Alineamiento Río	200	TR 300	221.06	1945.95	1950.38		1950.52	0.000657	1.78	151.31	60.00	0.28	
Alineamiento Río	180	TR 300	221.06	1945.96	1950.33		1950.50	0.001056	2.02	133.28	60.00	0.33	
Alineamiento Río	160	TR 300	221.06	1946.89	1950.29		1950.48	0.001029	2.15	129.21	60.00	0.34	
Alineamiento Río	140	TR 300	221.06	1946.99	1950.26		1950.46	0.001040	2.18	127.77	60.00	0.35	
Alineamiento Río	120	TR 300	221.06	1946.33	1950.18		1950.43	0.001417	2.43	115.56	60.00	0.40	
Alineamiento Río	100	TR 300	221.06	1946.44	1950.07		1950.39	0.001913	2.72	103.09	60.00	0.46	
Alineamiento Río	80	TR 300	221.06	1946.45	1949.85	1949.00	1950.32	0.003046	3.23	85.50	59.46	0.57	
Alineamiento Río	60	TR 300	221.06	1946.46	1949.63	1949.18	1950.23	0.005034	3.55	75.86	54.69	0.66	
Alineamiento Río	40	TR 300	221.06	1946.47	1949.62	1948.96	1950.10	0.004188	3.23	81.76	57.61	0.61	

Figura 49
Modelado en 3d para un t=300 años

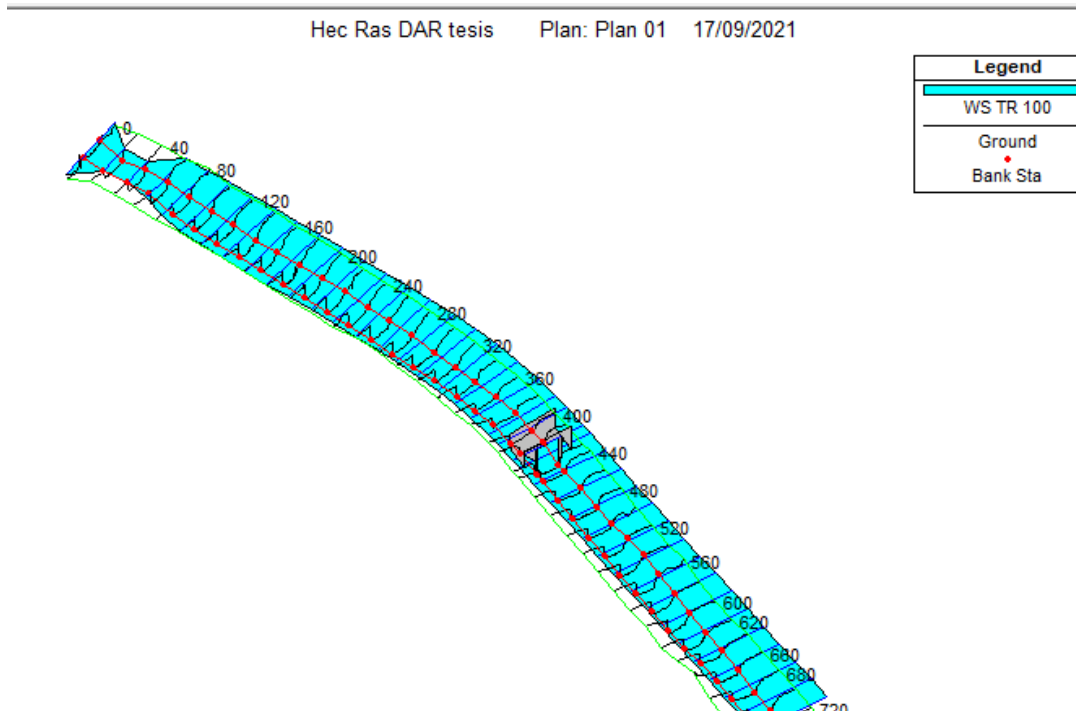


T= 500 años

Figura 50
Análisis para un perfil de flujo de T=500 años

HEC-RAS Plan: Plan 01 River: Rio Higuera Reach: Alineamiento Rio Profile: TR 300													Revised Date
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m³/s)	Min Ch El (m)	W.S. El (m)	Crit W.S. (m)	E.G. El (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m²)	Top Width (m)	Friction # Ch	
Alineamiento Rio 740	TR 300	231.06	1941.85	1950.63	1950.64	0.000025	0.57	427.17	60.00	0.90			
Alineamiento Rio 720	TR 300	231.06	1942.00	1950.62	1950.64	0.000021	0.61	401.87	60.00	0.97			
Alineamiento Rio 700	TR 300	231.06	1942.45	1950.62	1950.64	0.000024	0.62	388.80	60.00	0.97			
Alineamiento Rio 680	TR 300	231.06	1942.49	1950.62	1950.64	0.000028	0.66	375.16	60.00	0.88			
Alineamiento Rio 660	TR 300	231.06	1942.56	1950.61	1950.64	0.000048	0.72	347.49	60.00	0.88			
Alineamiento Rio 640	TR 300	231.06	1943.35	1950.61	1950.64	0.000052	0.73	340.48	60.00	0.99			
Alineamiento Rio 620	TR 300	231.06	1942.48	1950.61	1950.63	0.000038	0.65	375.25	60.00	0.97			
Alineamiento Rio 600	TR 300	231.06	1942.50	1950.61	1950.63	0.000048	0.66	350.48	60.00	0.98			
Alineamiento Rio 580	TR 300	231.06	1942.58	1950.61	1950.63	0.000048	0.70	351.20	60.00	0.98			
Alineamiento Rio 560	TR 300	231.06	1943.00	1950.61	1950.63	0.000057	0.74	332.49	60.00	0.99			
Alineamiento Rio 540	TR 300	231.06	1943.41	1950.60	1950.63	0.000066	0.77	319.06	60.00	0.10			
Alineamiento Rio 520	TR 300	231.06	1943.46	1950.60	1950.63	0.000071	0.81	311.15	60.00	0.10			
Alineamiento Rio 500	TR 300	231.06	1943.28	1950.60	1950.63	0.000070	0.80	311.17	60.00	0.10			
Alineamiento Rio 480	TR 300	231.06	1943.47	1950.59	1950.62	0.000066	0.87	292.06	60.00	0.11			
Alineamiento Rio 460	TR 300	231.06	1943.99	1950.59	1950.62	0.000063	0.90	283.89	60.00	0.11			
Alineamiento Rio 440	TR 300	231.06	1944.20	1950.58	1946.93	1950.62	0.000109	0.95	269.04	60.00	0.12		
Alineamiento Rio 420	TR 300	231.06	1945.47	1950.54	1950.59	0.000185	1.09	228.21	60.00	0.15			
Alineamiento Rio 400	TR 300	231.06	1945.50	1950.53	1950.58	0.000215	1.13	219.01	60.00	0.16			
Alineamiento Rio 380	TR 300	231.06	1945.50	1950.53	1950.58	0.000190	1.09	227.17	60.00	0.16			
Alineamiento Rio 360	TR 300	231.06	1945.50	1950.52	1950.58	0.000215	1.16	219.17	60.00	0.17			
Alineamiento Rio 340	TR 300	231.06	1945.50	1950.51	1950.57	0.000223	1.17	214.60	60.00	0.17			
Alineamiento Rio 320	TR 300	231.06	1945.50	1950.50	1950.57	0.000296	1.20	210.71	60.00	0.17			
Alineamiento Rio 300	TR 300	231.06	1945.50	1950.49	1950.56	0.000267	1.26	201.86	60.00	0.18			
Alineamiento Rio 280	TR 300	231.06	1945.50	1950.48	1950.55	0.000353	1.42	181.90	60.00	0.21			
Alineamiento Rio 260	TR 300	231.06	1945.92	1950.45	1950.54	0.000426	1.50	173.71	60.00	0.23			
Alineamiento Rio 240	TR 300	231.06	1945.93	1950.41	1950.53	0.000588	1.71	156.89	60.00	0.26			
Alineamiento Rio 220	TR 300	231.06	1945.55	1950.39	1950.52	0.000657	1.78	151.31	60.00	0.28			
Alineamiento Rio 200	TR 300	231.06	1945.86	1950.33	1950.59	0.001056	2.02	133.26	60.00	0.33			
Alineamiento Rio 180	TR 300	231.06	1945.88	1950.28	1950.49	0.001029	2.15	129.21	60.00	0.34			
Alineamiento Rio 160	TR 300	231.06	1945.99	1950.26	1950.46	0.001040	2.18	127.77	60.00	0.35			
Alineamiento Rio 140	TR 300	231.06	1946.22	1950.18	1950.43	0.001417	2.42	115.56	60.00	0.40			
Alineamiento Rio 120	TR 300	231.06	1946.44	1950.07	1950.39	0.001913	2.72	103.09	60.00	0.46			
Alineamiento Rio 80	TR 300	231.06	1946.45	1949.85	1949.00	1950.32	0.003046	3.23	85.50	59.46	0.57		
Alineamiento Rio 60	TR 300	231.06	1946.46	1949.63	1948.15	1950.23	0.005054	3.55	75.56	54.69	0.66		
Alineamiento Rio 40	TR 300	231.06	1946.47	1949.62	1948.96	1950.10	0.004168	3.23	81.76	57.84	0.61		

Figura 51
Modelado en 3d para un t=500 años



Después se procedió a analizar los datos que se obtuvieron en la sección 420 donde se encuentra el puente.

En las siguientes imágenes veremos las características que se tiene en la sección 420 en los siguientes tiempos de retorno como 50, 100, 300 y 500 años, todas las características para cada año de retorno fue calculado por el software hec-ras.

Figura 52
Sección 420 del modelado para un T= 50 años

Plan: Plan 01 Rio Higuerras Alineamiento Rio RS: 420 BR U Profile: TR 50					
E.G. Elev (m)	1949.98	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.04	Wt. n-Val.	0.030	0.037	0.025
W.S. Elev (m)	1949.94	Reach Len. (m)	20.00	20.00	20.00
Crit W.S. (m)	1946.38	Flow Area (m2)	59.87	103.02	35.17
E.G. Slope (m/m)	0.000154	Area (m2)	59.87	103.02	35.17
Q Total (m3/s)	159.02	Flow (m3/s)	32.90	108.12	18.00
Top Width (m)	39.25	Top Width (m)	10.18	18.54	10.53
Vel Total (m/s)	0.80	Avg. Vel. (m/s)	0.55	1.05	0.51
Max Chl Dpth (m)	5.68	Hydr. Depth (m)	5.88	5.56	3.34
Conv. Total (m3/s)	12834.4	Conv. (m3/s)	2655.6	8726.2	1452.6
Length Wtd. (m)	20.00	Wetted Per. (m)	48.82	18.57	41.19
Min Ch El (m)	1944.26	Shear (N/m2)	1.85	8.35	1.29
Alpha	1.30	Stream Power (N/m s)	1.01	8.77	0.66
Frctn Loss (m)	0.00	Cum Volume (1000 m3)	15.46	30.80	6.51
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	7.28	8.70	5.97

Figura 53
Sección 420 del modelado para un $T= 100$ años

Cross Section Output

File Type Options Help

River: Rio Higueras Profile: TR 100

Reach Alineamiento Rio RS: 420 BR U Plan: Plan 01

Plan: Plan 01 Rio Higueras Alineamiento Rio RS: 420 BR U Profile: TR 100

		Element	Left OB	Channel	Right OB
E.G. Elev (m)	1950.25	Wt. n-Val.	0.030	0.037	0.025
Vel Head (m)	0.05	Reach Len. (m)	20.00	20.00	20.00
W.S. Elev (m)	1950.19	Flow Area (m2)	62.47	107.76	37.81
Crit W.S. (m)	1946.80	Area (m2)	62.47	107.76	37.81
E.G. Slope (m/m)	0.000182	Flow (m3/s)	38.34	126.94	21.92
Q Total (m3/s)	187.20	Top Width (m)	10.18	18.54	10.28
Top Width (m)	39.00	Avg. Vel. (m/s)	0.61	1.18	0.58
Vel Total (m/s)	0.90	Hydr. Depth (m)	6.14	5.81	3.68
Max Chl Dpth (m)	5.93	Conv. (m3/s)	2841.0	9406.1	1624.6
Conv. Total (m3/s)	13871.7	Wetted Per. (m)	50.10	18.57	44.43
Length Wtd. (m)	20.00	Shear (N/m2)	2.23	10.37	1.52
Min Ch El (m)	1944.26	Stream Power (N/m s)	1.37	12.21	0.88
Alpha	1.31	Cum Volume (1000 m3)	17.31	32.77	8.11
Frctn Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	7.55	8.70	6.73
C & E Loss (m)	0.00				

Errors, Warnings and Notes

Figura 54
Sección 420 del modelado para un $T= 300$ años

River: Rio Higueras Profile: TR 300

Reach Alineamiento Rio RS: 420 BR U Plan: Plan 01

Plan: Plan 01 Rio Higueras Alineamiento Rio RS: 420 BR U Profile: TR 300

		Element	Left OB	Channel	Right OB
E.G. Elev (m)	1950.62	Wt. n-Val.	0.030	0.037	0.025
Vel Head (m)	0.06	Reach Len. (m)	20.00	20.00	20.00
W.S. Elev (m)	1950.56	Flow Area (m2)	66.09	107.89	41.43
Crit W.S. (m)	1947.06	Area (m2)	66.09	107.89	41.43
E.G. Slope (m/m)	0.000446	Flow (m3/s)	65.93	125.45	40.48
Q Total (m3/s)	231.86	Top Width (m)	10.00		10.00
Top Width (m)	20.00	Avg. Vel. (m/s)	1.00	1.16	0.98
Vel Total (m/s)	1.08	Hydr. Depth (m)	6.61		4.14
Max Chl Dpth (m)	6.29	Conv. (m3/s)	3121.4	5939.8	1916.5
Conv. Total (m3/s)	10977.7	Wetted Per. (m)	51.02	37.11	45.44
Length Wtd. (m)	20.00	Shear (N/m2)	5.67	12.72	3.99
Min Ch El (m)	1944.26	Stream Power (N/m s)	5.65	14.79	3.90
Alpha	1.02	Cum Volume (1000 m3)	20.32	35.73	10.71
Frctn Loss (m)	0.01	Cum SA (1000 m2)	8.31	8.23	7.51
C & E Loss (m)	0.00				

Errors, Warnings and Notes

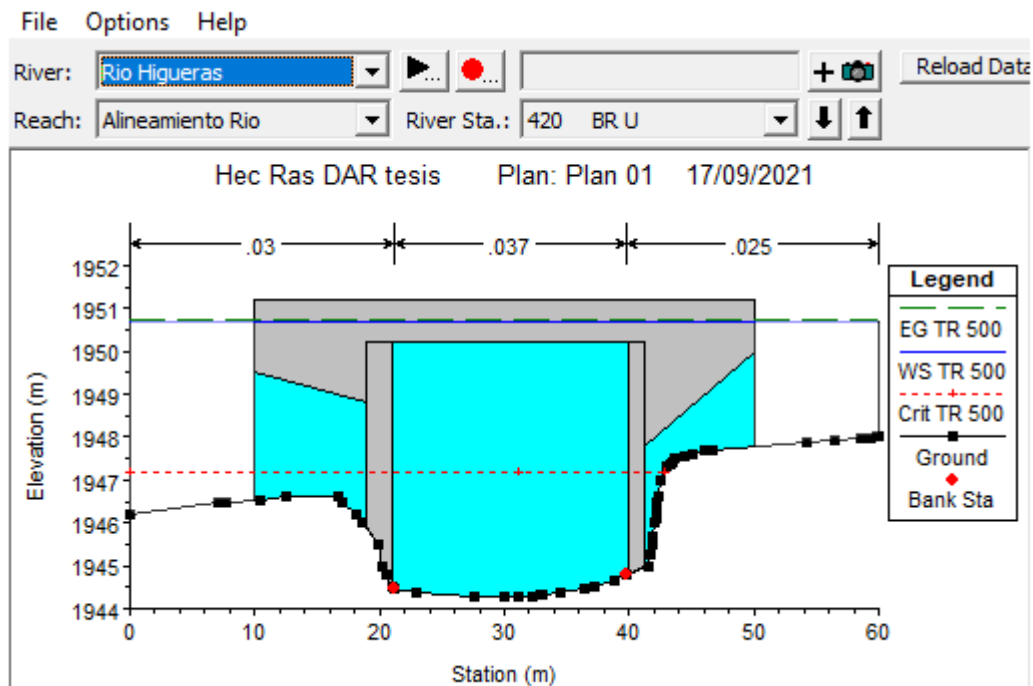
Figura 55
 Sección 420 del modelado para un $T= 500$ años

Plan: Plan 01 Rio Higueras Alineamiento Rio RS: 420 BR U Profile: TR 500					
E.G. Elev (m)	1950.75	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.07	Wt. n-Val.	0.030	0.037	0.025
W.S. Elev (m)	1950.68	Reach Len. (m)	20.00	20.00	20.00
Crit W.S. (m)	1947.18	Flow Area (m2)	67.35	107.89	42.70
E.G. Slope (m/m)	0.000510	Area (m2)	67.35	107.89	42.70
Q Total (m3/s)	252.62	Flow (m3/s)	72.76	134.19	45.68
Top Width (m)	20.00	Top Width (m)	10.00		10.00
Vel Total (m/s)	1.16	Avg. Vel. (m/s)	1.08	1.24	1.07
Max Chl Dpth (m)	6.42	Hydr. Depth (m)	6.74		4.27
Conv. Total (m3/s)	11182.5	Conv. (m3/s)	3220.8	5939.8	2021.9
Length Wtd. (m)	20.00	Wetted Per. (m)	51.27	37.11	45.69
Min Ch El (m)	1944.26	Shear (N/m2)	6.57	14.55	4.68
Alpha	1.02	Stream Power (N/m s)	7.10	18.10	5.00
Frctn Loss (m)	0.01	Cum Volume (1000 m3)	21.46	36.82	11.74
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	8.40	8.23	7.57

Errors, Warnings and Notes

En la siguiente imagen se puede observar el modelado en el tramo 420 que es donde se encuentra el puente.

Figura 56
 Modelado en la sección 420 con todos los periodos de retorno



Socavación Local en los estribos

Para el cálculo de la socavación local con la ayuda del software hec-ras, en la parte de cálculos hidrológicos y seleccionando el tipo de ecuación que se usara no da los resultados de manera automática si el modelado está correcto.

Calculo de la socavación local en estribos por la ecuación de Froehlich:

Para un $T = 50$ años

Figura 57

Diseño hidráulico del puente para un $T = 50$ años por el método de Froehlich

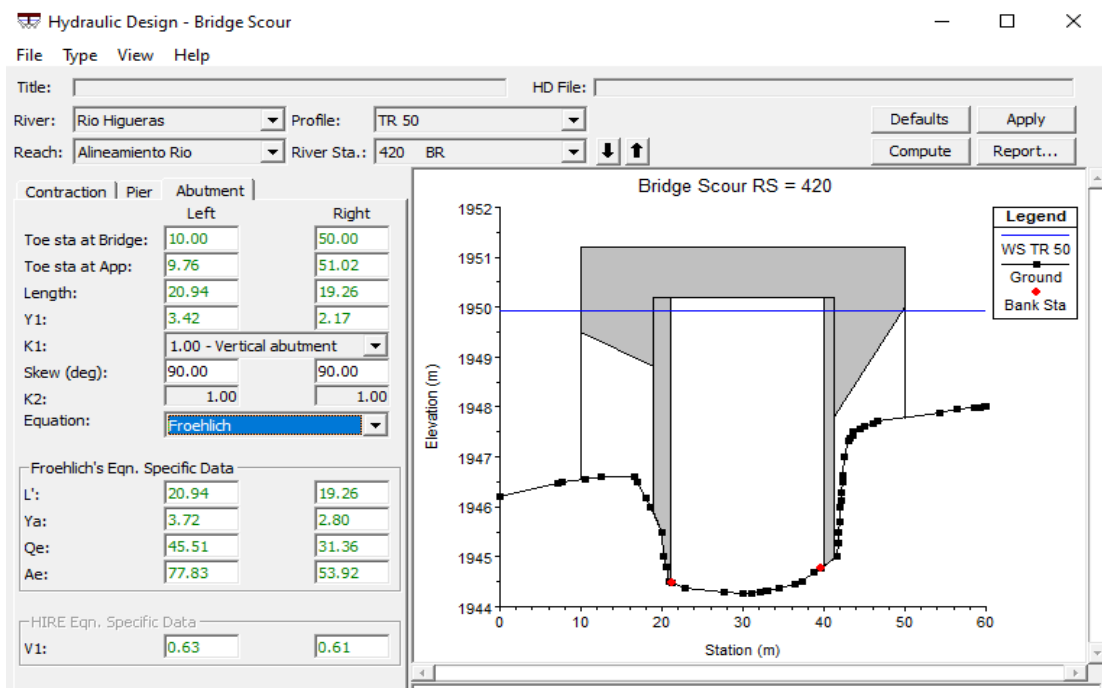


Figura 58

Resultados de la profundidad de socavación para un $T= 50$ años por el método de Froehlich

Abutment Scour		Left	Right
Input Data			
Station at Toe (m):		10.00	50.00
Toe Sta at appr (m):		9.76	51.02
Abutment Length (m):		20.94	19.26
Depth at Toe (m):		3.42	2.17
K1 Shape Coef:		1.00 - Vertical abutment	
Degree of Skew (degrees):		90.00	90.00
K2 Skew Coef:		1.00	1.00
Projected Length L' (m):		20.94	19.26
Avg Depth Obstructed Ya (m):		3.72	2.80
Flow Obstructed Qe (m3/s):		45.51	31.36
Area Obstructed Ae (m2):		77.83	53.92
Results			
Scour Depth Ys (m):		2.99	1.61
Qe/Ae = Ve:		0.58	0.58
Froude #:		0.10	0.11
Equation:		Froehlich	Froehlich

Para un $T= 100$ años

Figura 59

Diseño hidráulico del puente para un $T= 100$ años por el método de Froehlich

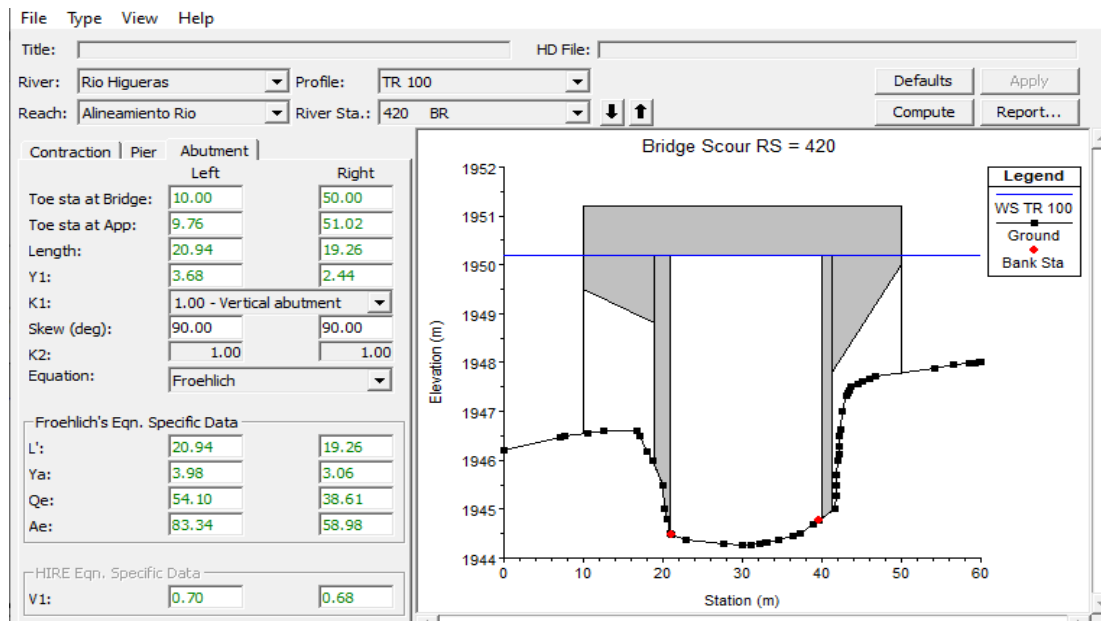


Figura 60

Resultados de la profundidad de socavación para un $T = 100$ años por el método de Froehlich

Hydraulic Design Data			
Abutment Scour			
	Left	Right	
Input Data			
Station at Toe (m):	10.00	50.00	
Toe Sta at appr (m):	9.76	51.02	
Abutment Length (m):	20.94	19.26	
Depth at Toe (m):	3.68	2.44	
K1 Shape Coef:	1.00 - Vertical abutment		
Degree of Skew (degrees):	90.00	90.00	
K2 Skew Coef:	1.00	1.00	
Projected Length L' (m):	20.94	19.26	
Avg Depth Obstructed Ya (m):	3.98	3.06	
Flow Obstructed Qe (m3/s):	54.10	38.61	
Area Obstructed Ae (m2):	83.34	58.98	
Results			
Scour Depth Ys (m):	3.61	2.25	
Qe/Ae = Ve:	0.65	0.65	
Froude #:	0.10	0.12	
Equation:	Froehlich	Froehlich	

Para un $T = 300$ años

Figura 61

Diseño hidráulico del puente para un $T = 300$ años por el método de Froehlich

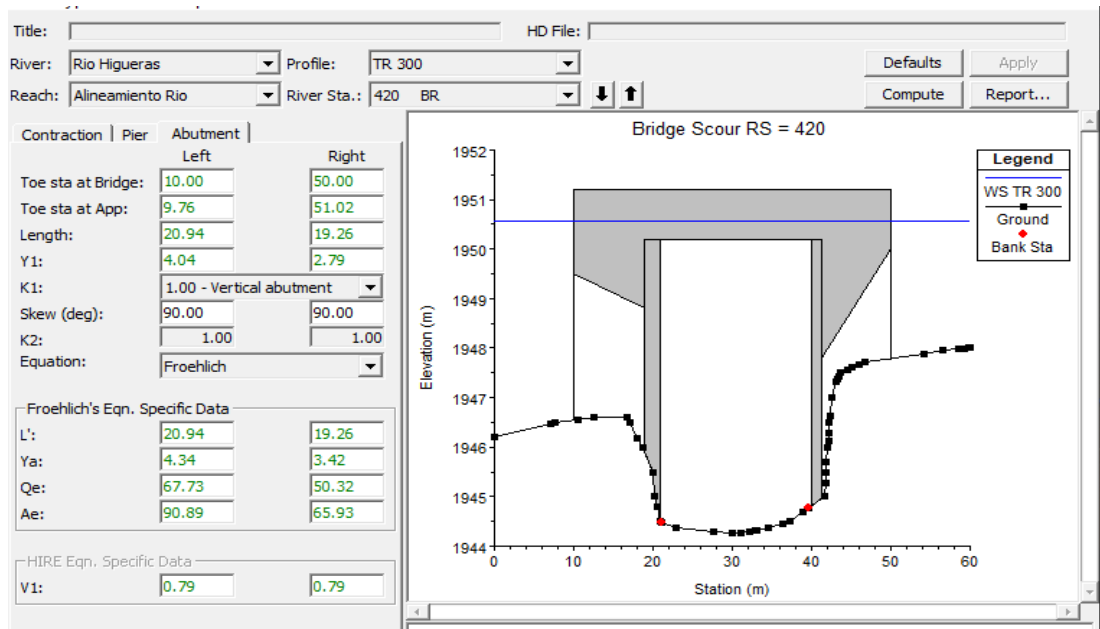


Figura 62

Resultados de la profundidad de socavación para un $T = 300$ años por el método de Froehlich

Abutment Scour		
	Left	Right
Input Data		
Station at Toe (m):	10.00	50.00
Toe Sta at appr (m):	9.76	51.02
Abutment Length (m):	20.94	19.26
Depth at Toe (m):	4.04	2.79
K1 Shape Coef:	1.00 - Vertical abutment	
Degree of Skew (degrees):	90.00	90.00
K2 Skew Coef:	1.00	1.00
Projected Length L' (m):	20.94	19.26
Avg Depth Obstructed Ya (m):	4.34	3.42
Flow Obstructed Qe (m3/s):	67.73	50.32
Area Obstructed Ae (m2):	90.89	65.93
Results		
Scour Depth Ys (m):	4.50	3.16
Qe/Ae = Ve:	0.75	0.76
Froude #:	0.11	0.13
Equation:	Froehlich	Froehlich

Para un $T = 500$ años

Figura 63

Diseño hidráulico del puente para un $T = 500$ años por el método de Froehlich

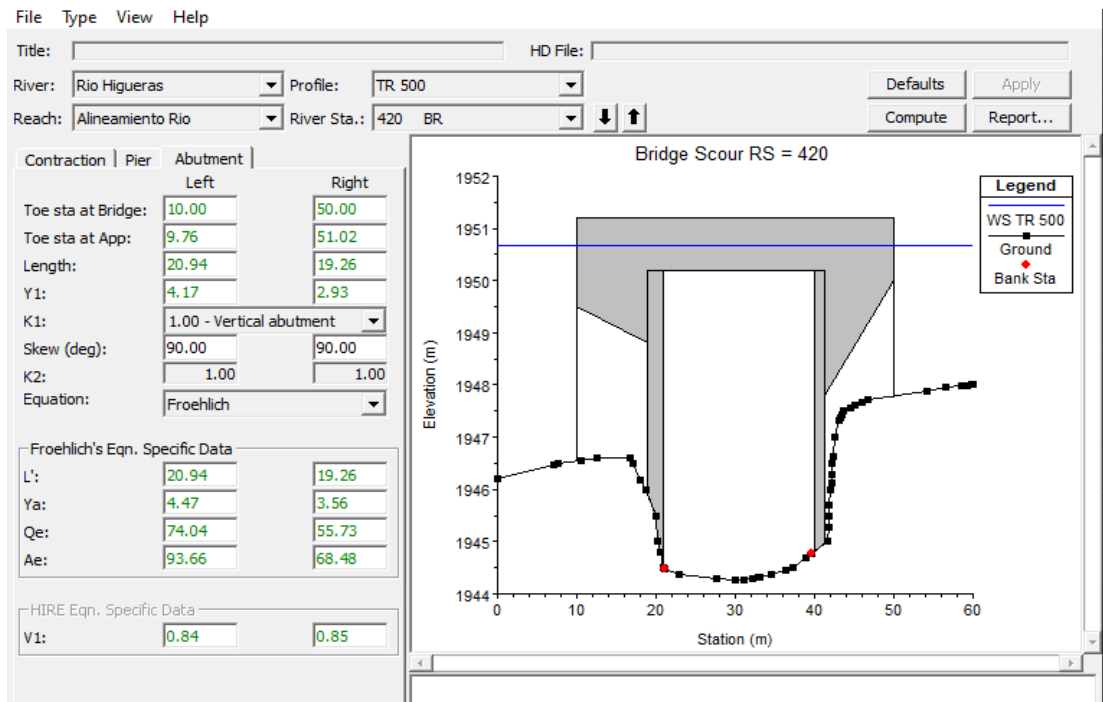


Figura 64

Resultados de la profundidad de socavación para un $T = 500$ años por el método de Froehlich

Abutment Scour		
	Left	Right
Input Data		
Station at Toe (m):	10.00	50.00
Toe Sta at appr (m):	9.76	51.02
Abutment Length (m):	20.94	19.26
Depth at Toe (m):	4.17	2.93
K1 Shape Coef:	1.00 - Vertical abutment	
Degree of Skew (degrees):	90.00	90.00
K2 Skew Coef:	1.00	1.00
Projected Length L' (m):	20.94	19.26
Avg Depth Obstructed Ya (m):	4.47	3.56
Flow Obstructed Qe (m ³ /s):	74.04	55.73
Area Obstructed Ae (m ²):	93.66	68.48
Results		
Scour Depth Ys (m):	4.86	3.54
Qe/Ae = Ve:	0.79	0.81
Froude #:	0.12	0.14
Equation:	Froehlich	Froehlich

Calculo de la socavación local en estribos por la ecuación de Hire:

Para un $T = 50$ años

Figura 65

Diseño hidráulico del puente para un $T = 50$ años por el método de Hire

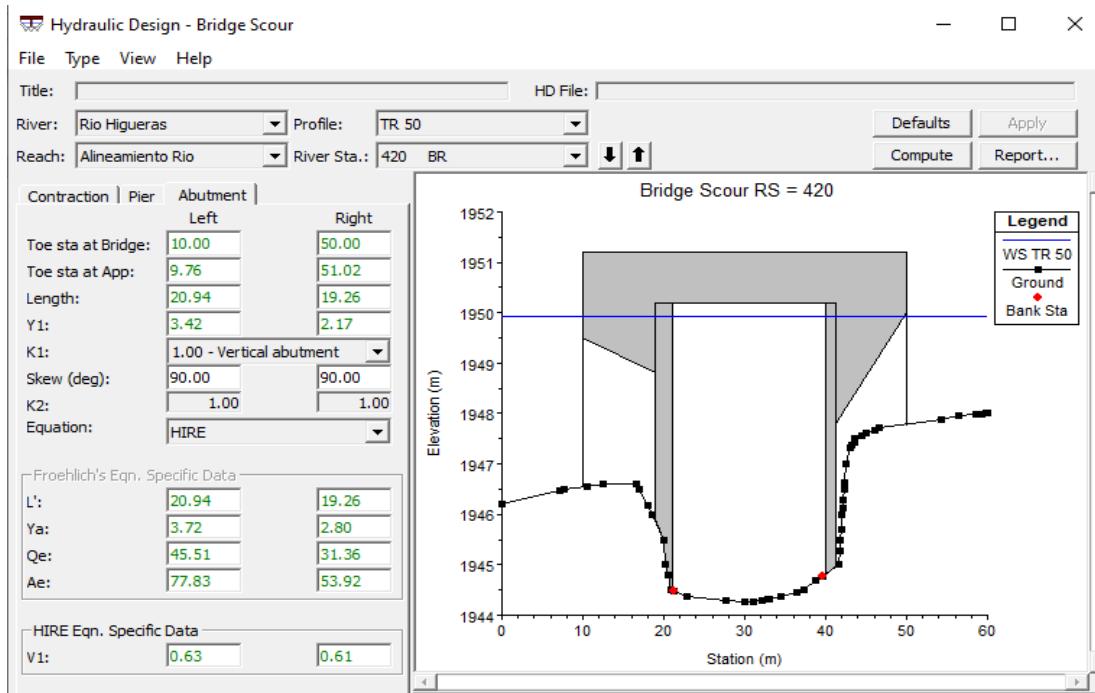


Figura 66

Resultados de la profundidad de socavación para un $T = 50$ años por el método de Hire

Abutment Scour		
Input Data	Left	Right
Station at Toe (m):	10.00	50.00
Toe Sta at appr (m):	9.76	51.02
Abutment Length (m):	20.94	19.26
Depth at Toe (m):	3.42	2.17
K1 Shape Coef:	1.00 - Vertical abutment	
Degree of Skew (degrees):	90.00	90.00
K2 Skew Coef:	1.00	1.00
Projected Length L' (m):	20.94	19.26
Avg Depth Obstructed Ya (m):	3.72	2.80
Flow Obstructed Qe (m3/s):	45.51	31.36
Area Obstructed Ae (m2):	77.83	53.92
Results		
Scour Depth Ys (m):	6.96	3.09
Froude #:	0.11	0.13
Equation:	HIRE	HIRE

Para un $T = 100$ años

Figura 67

Diseño hidráulico del puente para un $T = 100$ años por el método de Hire

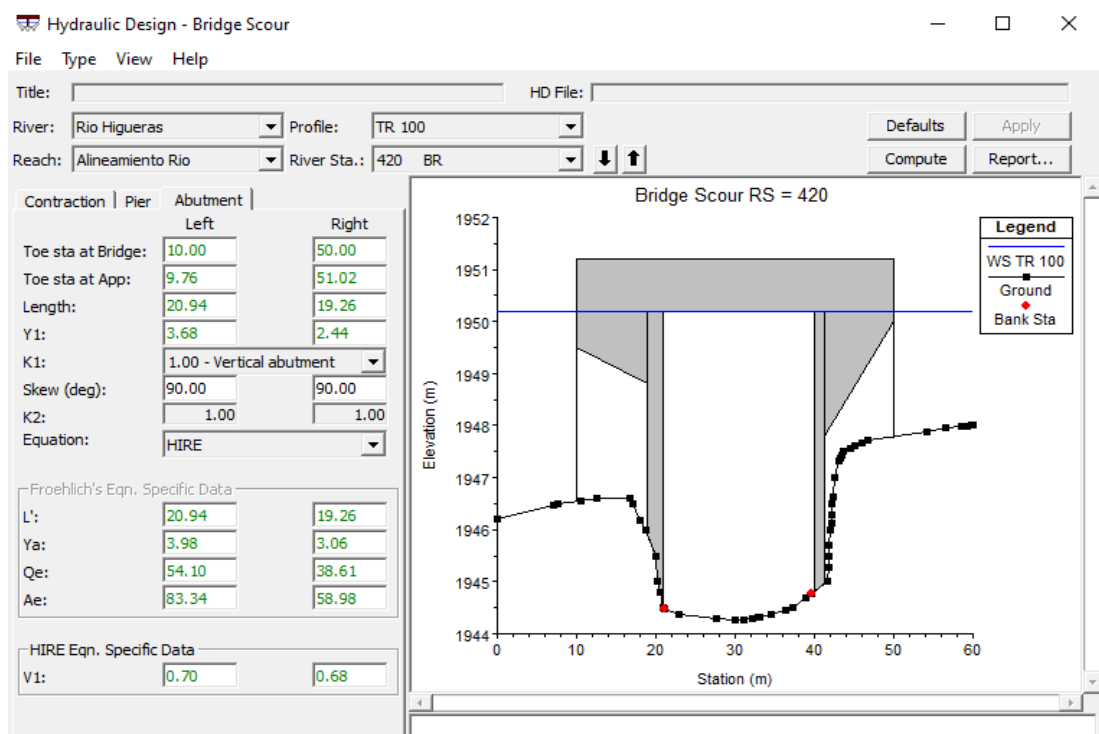


Figura 68

Resultados de la profundidad de socavación para un $T = 100$ años por el método de Hire

Abutment Scour		
	Left	Right
Input Data		
Station at Toe (m):	10.00	50.00
Toe Sta at appr (m):	9.76	51.02
Abutment Length (m):	20.94	19.26
Depth at Toe (m):	3.68	2.44
K1 Shape Coef:	1.00 - Vertical abutment	
Degree of Skew (degrees):	90.00	90.00
K2 Skew Coef:	1.00	1.00
Projected Length L' (m):	20.94	19.26
Avg Depth Obstructed Ya (m):	3.98	3.06
Flow Obstructed Qe (m3/s):	54.10	38.61
Area Obstructed Ae (m2):	83.34	58.98
Results		
Scour Depth Ys (m):	8.16	4.25
Froude #:	0.12	0.14
Equation:	HIRE	HIRE

Para un $T = 300$ años

Figura 69

Diseño hidráulico del puente para un $T = 300$ años por el método de Hire

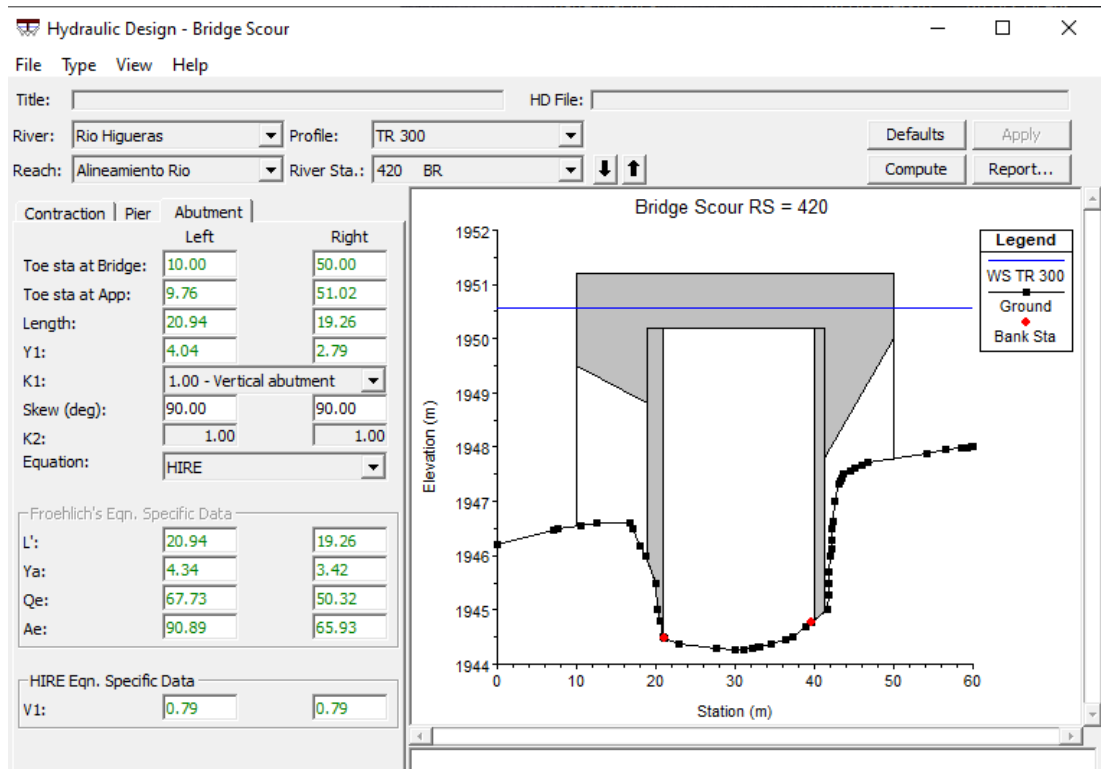


Figura 70

Resultados de la profundidad de socavación para un $T = 300$ años por el método de Hire

Abutment Scour		
Input Data	Left	Right
Station at Toe (m):	10.00	50.00
Toe Sta at appr (m):	9.76	51.02
Abutment Length (m):	20.94	19.26
Depth at Toe (m):	4.04	2.79
K1 Shape Coef:	1.00 - Vertical abutment	
Degree of Skew (degrees):	90.00	90.00
K2 Skew Coef:	1.00	1.00
Projected Length L' (m):	20.94	19.26
Avg Depth Obstructed Ya (m):	4.34	3.42
Flow Obstructed Qe (m3/s):	67.73	50.32
Area Obstructed Ae (m2):	90.89	65.93
Results		
Scour Depth Ys (m):	9.81	5.87
Froude #:	0.13	0.15
Equation:	HIRE	HIRE

Para un $T = 500$ años

Figura 71

Diseño hidráulico del puente para un $T = 500$ años por el método de Hire

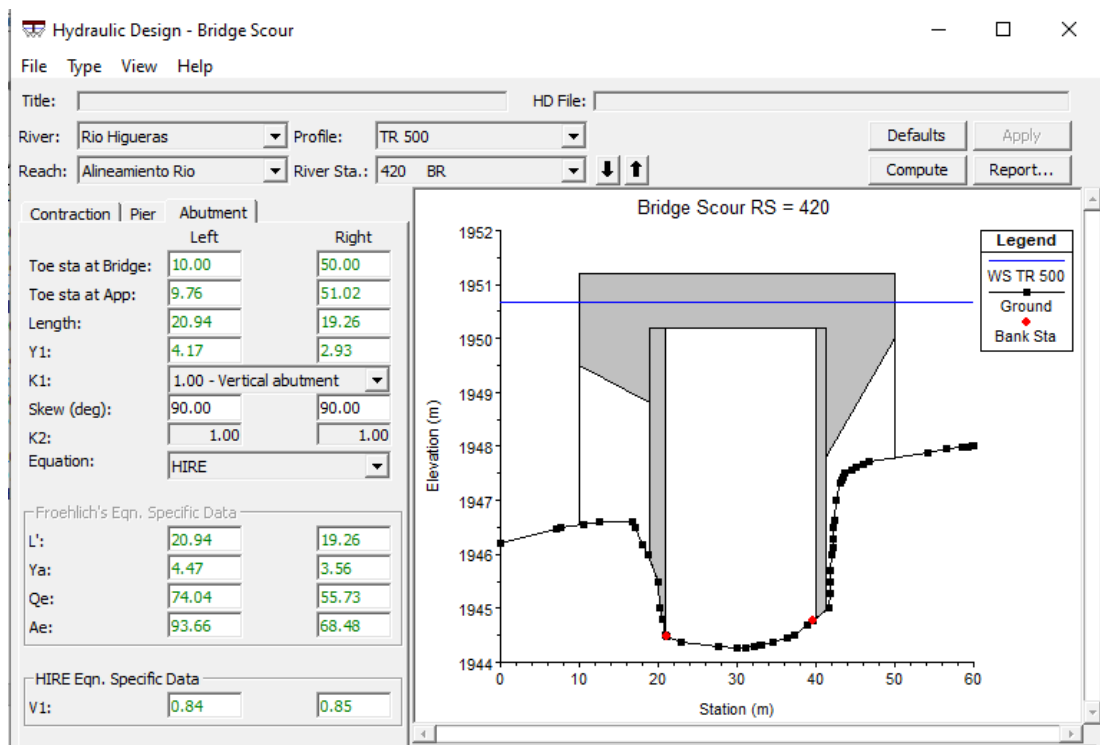


Figura 72

Resultados de la profundidad de socavación para un $T = 500$ años por el método de Hire

Abutment Scour		
	Left	Right
Input Data		
Station at Toe (m):	10.00	50.00
Toe Sta at appr (m):	9.76	51.02
Abutment Length (m):	20.94	19.26
Depth at Toe (m):	4.17	2.93
K1 Shape Coef:	1.00 - Vertical abutment	
Degree of Skew (degrees):	90.00	90.00
K2 Skew Coef:	1.00	1.00
Projected Length L' (m):	20.94	19.26
Avg Depth Obstructed Y_a (m):	4.47	3.56
Flow Obstructed Q_e (m ³ /s):	74.04	55.73
Area Obstructed A_e (m ²):	93.66	68.48
Results		
Scour Depth Y_s (m):	10.52	6.60
Froude #:	0.13	0.16
Equation:	HIRE	HIRE

4.2. CONSTATACIÓN DE HIPÓTESIS Y PRUEBA DE HIPÓTESIS

“H: Si determinamos el grado de socavación que afecta en la estabilidad de los estribos del puente Daniel Alomía Robles producido por el río Higuera, se permitirá proponer estructuras de protección en los estribos.

Tabla 30

Cuadro del grado de socavación que se tiene en puente Daniel Alomía Robles

Elemento	Tr (años)	Froehlich	Hire
Estribo izquierdo	50	2.99	6.96
Estribo derecho		1.61	3.09
Estribo izquierdo	100	3.61	8.16
Estribo derecho		2.25	4.25
Estribo izquierdo	300	4.5	9.81
Estribo derecho		3.16	5.87
Estribo izquierdo	500	4.86	10.52
Estribo derecho		3.54	6.60

Como podemos observar los resultados de la modelación hidráulica en el hec-ras nos resulta socavación con resultados entre 1.61 m y 4.86m con la ecuación de Froehlich y con la ecuación de Hire entre 3.09m y 10.52m como máximo dado a esa profundidad de socavación se podrá proponer estructuras de protección en los estribos, como Diques de encausamientos o Enrocados que son los más comunes, siendo aceptada la hipótesis planteada.

CAPITULO V

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Primero podemos observar que la realización del levantamiento topográfico fue hecha por el método de la poligonal cerrada, mediante el uso de la estación total con sus prismas respectivos, mediante el procesamiento de datos que fueron realizados con el software civil 3d, donde se tuvo en cuenta que el levantamiento se llevó a cabo 360 metros arriba y 360 debajo del río. En el procesamiento se decidió por tomar secciones transversales cada 20 metros aproximadamente para poder observar mejor la pendiente del río Higuera. Según Aguinaga Ramírez, (2019), en su trabajo de investigación lo realizó por el método de poligonal abierta, procesándolo en el civil 3d, la cual se llevó a cabo 400 metros arriba y 400 bajo el río, todo es en secciones de 20 metros, obteniendo una inclinación de 30° .

Referente al puente Daniel Alomia Robles se pudo observar que el puente tiene una inclinación muy elevada superando 50° , lo cual dicha inclinación interrumpe el paso libre del agua y así genera una socavación mayor como se pudo observar en los datos elaborados por el software Hec-Ras.

Referente al estudio hidrológico para la obtención de los parámetros geomorfológicos de la cuenca del Río Higuera se tuvo que hacer uso de las cartas nacionales mediante estas cartas nacionales y usando el software ArcGis, se realizó una delimitación manual de dicha cuenca y mediante las herramientas que tiene dicho software se pudo extraer todos los parámetros que se mostraron en los resultados, de la misma manera se pudo calcular el área de la Cuenca siendo de 184.7 km^2 , el perímetro resultó ser 161.891 km ; también se pudo calcular mediante las fórmulas, el ancho medio de la Cuenca siendo de 6.72443 km , el coeficiente de compactidad resultó ser de 3.6 , el factor de forma resultó ser 0.245238 , la densidad del drenaje resultó ser de 2.35 y por último la pendiente del curso principal resultó de ser de

1.57%. según Aguinaga Ramírez (2019), en su tesis obtuvo un perímetro mucho mayor siendo de 290 km, de la misma forma su ancho de cuenca fue de 7.5km y coeficiente de compacidad fue de 2.6, el factor de forma resultó ser 0.3488, la densidad del drenaje resultó ser de 1.35 y por último la pendiente del curso principal resultado de ser de 1.27%. como se puede observar en algunos parámetros cambiaron dependiendo del perímetro que es mayor.

Referente al estudio hidráulico para la realización del caudal máximo se procedió hacer uso del software HidroEsta y las plantillas de hojas Excel.

Se tuvo en cuenta dos estaciones la estación de jacas chico y la de CanChan, de cada una de estas estaciones se decidió tomar las precipitaciones máximas desde el año 1974 hasta el año 2018, todos los datos de esas precipitaciones fueron tomadas del Senamhi.

Para la elaboración de los métodos estadísticos se procedió a utilizarlos las distribuciones de Log Normal 2, Gumbel, Log Normal 3 y Normal. Mediante dichas distribuciones se obtuvieron los caudales para los diferentes periodos de retorno de 2,5,10,25,50,10,150,300 y 500 años.

Según el MTC para la selección de los caudales se recomiendan seleccionar el caudal máximo y el que obtenga mayor coeficiente de correlación de todas las distribuciones por ello de acuerdo a la tabla mostrada en los resultados se pudo observar que el caudal máximo y la correlación respectiva nos daba como resultado la distribución de Gumbel. Y los periodos de retorno seleccionados fueron de 50 años, 100 años, 300 años y de 500 años; obteniéndose un caudal máximo de 159.02 m³/s, 187.220 m³/s, 231.86 m³/s y 252.62 m³/s respectivamente, pero según Felipe (2016) en su investigación: Socavación Producida Por El Río Huallaga Al Puente Colpa Alta En La Provincia De Huánuco, Utilizando Los Métodos De Artamanov, Straub Y Maza, En El HEC-RAS (Tesis de Maestría), por el método de Artamanov: El estribo derecho retiene un caudal total de 10 m³/s.

Para la simulación hidráulica se realizó mediante el software Hec-Ras, mediante el cual se realizó una simulación para los cuatro perfiles de flujo, para los cuatro periodos de retorno de 50, 100, 300 y 500 años. Gracias a dicho software se pudo analizar la velocidad régimen de flujo, ancho superficial y todas las características hidráulicas que se calcularon. Dicho software también se usó para la realización de la socavación local en los estribos del puente. Podemos observar que para los periodos de retorno respectivos se tuvo una socavación local para cada uno de ellos por los métodos de Froehlich y Hire.

CONCLUSIONES

Se concluye que, en el presente trabajo de investigación, mediante las herramientas proporcionadas por el HEC-RAS, se pudo aplicar los dos métodos propuestos para el estudio, el método de Froehlich y Hire; y mediante ello poder calcular la profundidad de socavación que se tiene en cada uno de los estribos del puente Daniel Alomia Robles. Se pudo determinar que para calcular la socavación de manera local de cada uno de los estribos puede presentar algunas fallas esto se debe a que no se hizo un estudio de la situación de cada estribo, pero como propuesta ideal sirve de mucho. Siendo el método más realista es el de Froehlich.

Se determinó que, mediante los datos de precipitaciones máximas de cada una de las estaciones, nos ayudó al cálculo de los caudales para un periodo de retorno de 50, 100, 300 y 500 años que, mediante la aplicación de los métodos estadísticos de distribución como Normal, Log Normal 2, Gumbel, Log Normal 3, y mediante los métodos teóricos de Mac Math con Dyck y Peschke, el método de Nash y el método de Creager se pudo calcular el caudal máximo para un periodo de retorno de 50 años que fue de 159.02 m³/s, para un periodo de retorno de 100 años que fue de 187.20 m³/s, para un periodo de retorno de 300 que fue de 231.86 m³/s y para un periodo de 500 años que fue de 252.62 m³/s.

Se halló que la velocidad del agua mediante la ecuación de Froehlich fue de 0.58 para un periodo de retorno de 50 años, para un periodo de retorno de 100 años fue de 0.65, para un periodo de retorno de 300 años fue de 0.75 para el estribo izquierdo y para el estribo derecho de 0.76 y para un periodo de retorno de 500 años fue de 0.79 para el estribo izquierdo y para el estribo derecho fue de 0.81. Se calculó que el número de Froude mediante la ecuación de Froehlich fue de 0.10 para el estribo izquierdo y para el derecho fue de 0.11 para un periodo de retorno de 50 años, para un periodo de retorno de 100 años fue de 0.10 para el estribo izquierdo y para el derecho fue de 0.12, para un periodo de retorno de 300 años fue de 0.11 para el estribo

izquierdo y para el derecho fue de 0.13 y para un periodo de retorno de 500 años fue de 0.12 para el estribo izquierdo y para el derecho fue de 0.14. Se calculó que el número de Froude mediante la ecuación de Hire fue de 0.11 para el estribo izquierdo y para el derecho fue de 0.13 para un periodo de retorno de 50 años, para un periodo de retorno de 100 años fue de 0.12 para el estribo izquierdo y para el derecho fue de 0.14, para un periodo de retorno de 300 años fue de 0.13 para el estribo izquierdo y para el derecho fue de 0.15 y para un periodo de retorno de 500 años fue de 0.13 para el estribo izquierdo y para el derecho fue de 0.16.

Se determina que mediante el estudio hidráulico se pudo identificar la profundidad de socavación siendo la más adecuada la de froehlich que para un periodo de retorno de 50 años se tuvo 3.99 m en el estribo izquierdo y 1.61 m en el estribo derecho, para un periodo de retorno de 100 años se tuvo 3.61 m en el estribo izquierdo y 2.25 m en el estribo derecho, para un periodo de retorno de 300 años se tuvo 4.50 m en el estribo izquierdo y 3.16 m en el estribo derecho, para un periodo de retorno de 500 años se tuvo 4.86 m en el estribo izquierdo y 3.54 m en el estribo derecho.

RECOMENDACIONES

1. Se recomienda que para el diseño de puentes se tenga en cuenta los estudios realizados en los estribos del puente en estudio para así evitar posibles fallas producido por la socavación y/o el flujo de la corriente del río.
2. Se aconseja que para el estudio en campo contar con todos los equipos necesarios para poder aprovechar al 100% del estudio, para ello se tiene que realizar un cronograma de actividades a realizar una vez llegado al lugar y en caso de tomar muestras contar con la inspección adecuada para que la muestra tomada sea la correcta.
3. Se plantea que para la toma de los datos de precipitaciones de las estaciones de Chanchan y Jacas Chico, contar con las actualizaciones correspondientes brindadas por el Senamhi para así no realizar errores en el cálculo de las precipitaciones máximas.
4. Se recomienda que al usar el programa Hec Ras configurar el sistema requerido para el estudio debido que el uso de este software es muy importante y que si no se toma en cuenta lo dicho anteriormente puede que los resultados obtenidos tengan un margen de error muy grande.
5. Se propone que después de obtenido los datos del Senamhi, calcular el margen de error que pueda existir en cada una de las estaciones y elegir el que tenga menor error para poder realizar los cálculos con mayor certeza.
6. Se aconseja el correcto desarrollo del levantamiento topográfico porque debido a ello se podrá realizar el modelamiento hidráulico, dado que el levantamiento topográfico nos ayuda a obtener las respectivas secciones transversales de la zona de estudio y mediante ello poder cerciorarnos que nuestro modelamiento es el adecuado y los resultados obtenidos tengan un porcentaje aceptable.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguinaga Ramírez, H. A. (2019). *ESTUDIO DE LA SOCAVACIÓN EN LOS ESTRIBOS DEL PUENTE CASCAJAL - OLMOS ANTE MÁXIMAS AVENIDAS*. TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERA CIVIL, Universidad Señor de Sipán, FACULTAD DE INGENIERÍA, ARQUITECTURA Y URBANISMO, Pimentel-Perú.
- Alomía Castro, D. S., & Calderón Brito, J. (2013). *Inspección y Evaluación de la Socavación en Cimentaciones de Puentes y Establecimiento de Medidas de Protección Contra este Fenómeno*. Universidad de Cuenca, Facultad de Ingeniería.
- Barbosa Gil, S. (2013). *Metodología para calcular la profundidad de socavación general en ríos de montaña (lecho de gravas)*. Tesis presentada como requisito parcial para optar al título de: Magister en Ingeniería – Recursos Hidráulicos, Universidad Nacional de Colombia, Facultad de Minas, Escuela de Geociencias y Medio Ambiente, Medellín, Colombia.
- Comisión Multisectorial Encargada Del Estudio , N.-E. (2017). *Informe Técnico Extraordinario N°001-2017/ENFEN EL NIÑO COSTERO 2017*. Obtenido de https://www.dhn.mil.pe/Archivos/Oceanografia/ENFEN/nota_tecnica/01-2017.pdf
- Cotrina Cano, J. W., & Hernandez Genovez, I. W. (2017). *ESTUDIO DE LA SOCAVACIÓN DEL PROYECTO DEL PUENTE EL INCA UBICADO EN EL RIO CHOROBAL DEL DISTRITO DE CHAO MEDIANTE SIMULACIÓN NUMÉRICA UNIDIMENSIONAL*. Tesis para obtener el título profesional de ingeniero civil, Universidad Privada Antenor Orrego, Escuela Profesional De Ingeniería Civil, Trujillo.
- Duran Dominguez, E. (2014). *“EFECTOS DE LA SOCAVACION EN OBRAS*

CIVILES DESDE EL PUNTO DE VISTA HIDRAULICO“. MONOGRAFIA QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL, UNIVERSIDAD VERACRUZANA, FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL, Xalapa.

El Comercio, N. (14 de marzo de 2018). *El Comercio* . Obtenido de <https://elcomercio.pe/peru/huancayo-puente-inaugurado-enero-colapso-noticia-504544-noticia/?ref=ecr>

El Universo Noticias Ecuador, N. (30 de mayo de 2015). *El Universo Noticias*. Obtenido de <https://www.eluniverso.com/noticias/2015/05/30/nota/4923871/colapso-puente-que-une-baba-su-mayor-parroquia>

Esteves Diaz, M. (2018). *EVALUACIÓN DE MÉTODOS PARA EL CALCULO DE LA SOCAVACIÓN EN PUENTES. CASO DEL PUENTE SOBRE EL RIO SHANUSI EN EL DISTRITO DE YURIMAGUAS, PROVINCIA DE ALTO AMAZONAS, 2018*. TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL, Universidad Nacional de Trujillo, Trujillo, Trujillo.

Felipe Matías, E. F. (2016). *Socavación producida por el río Huallaga al puente Colpa Alta en la provincia de Huánuco, utilizando los Métodos de Artamanov, Straub y Maza, en el HEC-RAS*. Tesis para optar el grado de master de Ingeniería civil, con mención en Vial , UNIVERSIDAD DE PIURA, FACULTAD DE INGENIERÍA PROGRAMA MÁSTER EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN VIAL , PIURA.

Fernandez Zenteno, U. (2019). *Análisis de la estabilidad en puentes por socavacion*. Tesis para obtener el título de licenciatura en ingeniería civil, Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de estudios superiores Acatlán, Estado de México.

Flores Paucar, D. (2019). *Influencia de la morfología fluvial en la socavación de estribos del puente las balsas Región Junín en el 2017*. Tesis para optar el título de Ingeniero Civil, Universidad Nacional del Centro del

Perú, Huancayo.

Freire Zurita, P. J., & Ruilova Blacio, J. G. (2012). “SOCAVACION EN PUENTES: TRAMO ENTRE AVENIDA 12 DE OCTUBRE – SOLANO”. TESIS PREVIA A LA OBTENCION DEL TITULO DE INGENIERO CIVIL, UNIVERSIDAD DE CUENCA, FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA INGENIERIA CIVIL , CUENCA – ECUADOR.

García Guillen, G. S. (2019). *SOCAVACIÓN EN PRESAS Y PUENTES*. Tesis para optar el grado de maestro en ingeniería, UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO, PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA, Mexico.

Giraldo Arenas, G., & Vega Castillo, D. E. (2013). *Propuesta metodológica para la evaluación de la susceptibilidad y socavación de puentes apoyada en un Sistema de Información Geográfico (SIG)*. TRABAJO DE GRADO, PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA, FACULTAD DE INGENIERÍA, Bogotá D.C.

Guanocunga Choca, R. R. (2019). *Investigación hidrológica - hidráulica de socavación y protecciones de estructuras, tramo del río Capelo y río San Pedro, sector Armenia 1, Cantón Quito* . Trabajo de titulación modalidad Estudio Técnico, previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil, UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR, FACULTAD DE INGENIERÍA, CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICA / CARRERA DE INGENIERIA CIVIL , QUITO .

Guevara Álvarez, M. E. (2013). *Socavación en Puentes*. Popayán, Colombia: Lemoine Editores SAS.

Guillen Caballero, A., & Agreda Barbaran, J. (2020). “CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN EN EL PUENTE LIBERTAD MEDIANTE SIMULACIÓN HIDRÁULICA EN HEC RAS Y DATOS HIDROMÉTRICOS DE LOS AÑOS 1965 AL 2017, DISTRITO SAN JOSÉ, PROVINCIA DE PACASMAYO - 2020”. Tesis para optar el título de profesional de

Ingeniero Civil, Universidad Peruana del Norte, Trujillo, Tujillo.

IDVIA. (29 de abril de 2020). *IDVIA INGENIERIA*. Recuperado el 2020, de <https://www.idvia.es/la-socavacion-y-su-relacion-con-el-colapso-de-los-puentes>

Instituto Mexicano De Tecnología Del Agua, I. (23 de enero de 2018). *ATL El Portal del agua desde México*. Obtenido de http://www.atl.org.mx/index.php?option=com_content&view=article&id=9108:2018-01-23-17-05-12&catid=171:proyectos-imta&Itemid=863

Instituto Nacional De Defensa Civil, I. (2019). Obtenido de <https://www.indeci.gob.pe/wp-content/uploads/2019/02/Inf.-Tec.-020-2019-INDECI-DEE-districtos-Ayacacucho-lluvias.pdf>

Llerena Longoria, P. C. (2018). *“ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE LA VULNERABILIDAD DEL PUENTE SIGUAS POR SOCAVACIÓN DE SUS PILARES ANTE EVENTOS EXTREMOS-AREQUIPA”*. Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, Universidad Católica de Santa María, Facultad de Arquitectura e Ingenierías Civil y del Ambiente / Escuela Profesional de Ingeniería Civil , AREQUIPA.

Melville, B., & Coleman , S. (2000). *Bridge Scour*. Colorado: Water Resources.

MTC. (2008). *Manual de hidrología, hidráulica y drenaje*. Lima, Peru.

Muñoz Diaz, E. (s.f.). *Estudio de las causas del colapso de algunos puentes en Colombia*. Obtenido de https://tycho.escuelaing.edu.co/contenido/encuentros-suelosyestructuras/documentos/tercer_ent/estudio_causas_colapso_a_lgunos_puentes.pdf

Puente Salgueran, J. R. (2018). *SOCAVACION DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE COMUNEROS, HUANCAYO 2018*. TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL , UNIVERSIDAD

PERUANA LOS ANDES , FACULTAD DE INGENIERÍA / ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL, HUANCAYO.

Rocha Felices, A. (2014). *Erosión en Pilares y Estribos de Puentes* . Trabajo presentado al IV Congreso Internacional de la Construcción- ICG, Lima , Lima .

Rojas Gomez, W. T. (2014). *“MODELAMIENTO HIDRAULICO PARA EL ESTUDIO DE LA SOCAVACION EN PILARES DE PUENTES Y ANALISIS DE LOS METODOS PARA SU CALCULO”*. TESIS DE PREGRADO, UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA, FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE, AREQUIPA.

RPP Noticias, N. (18 de marzo de 2017). *RPP Noticias* . Obtenido de <https://rpp.pe/peru/desastres-naturales/colapsa-el-puente-viru-y-deja-incomunicada-a-la-costa-norte-del-pais-noticia-1037941?ref=rpp>

Sierra Alzate, E. Y. (2013). *INFLUENCIA DEL FENÓMENO DE SOCAVACIÓN EN LA PILA DE UN PUENTE ANTE EFECTOS DE SISMO*. Tesis presentada como requisito parcial para optar al título de: MAGISTER EN INGENIERÍA ESTRUCTURAS, Universidad Nacional de Colombia , Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola, Colombia.

Suárez Díaz, J. (2001). *CONTROL DE EROSIÓN EN ZONAS TROPICALES*. Bucaramanga, Colombia.

Universidad de Chile, C. (4 de julio de 2018). *CFCN*. Obtenido de <http://www.forestal.uchile.cl/noticias/144771/colapso-de-puentes-un-problema-en-el-manejo-del-agua-y-sedimentos>

Vite Moreno, J. (2019). *DISEÑO ÓPTIMO DE CIMENTACIONES DE PUENTES ANTE PROBLEMAS DE SOCAVACIÓN*. TESIS PARA OBTENER EL TITULO DE INGENIERO CIVIL , UNIVERSIDAD

NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO, FACULTAD DE ESTUDIOS
SUPERIORES ACATLÁN, SANTA CRUZ ACATLÁN, MÉXICO.

Vladimir Moya, i. (21 de marzo de 2017). *iagua*. Obtenido de
[https://www.iagua.es/blogs/vladimir-moya/colapso-puente-peru-
importancia-socavacion-hidraulica](https://www.iagua.es/blogs/vladimir-moya/colapso-puente-peru-importancia-socavacion-hidraulica)

COMO CITAR ESTE TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

Robles Cabrera, A. (2023). *Determinación del grado de socavación producido por el Río Higueras a los estribos del puente Daniel Alomía Robles, Huánuco – 2021* [Tesis de pregrado, Universidad de Huánuco]. Repositorio Institucional UDH. <http://...>

ANEXOS

ANEXO 1

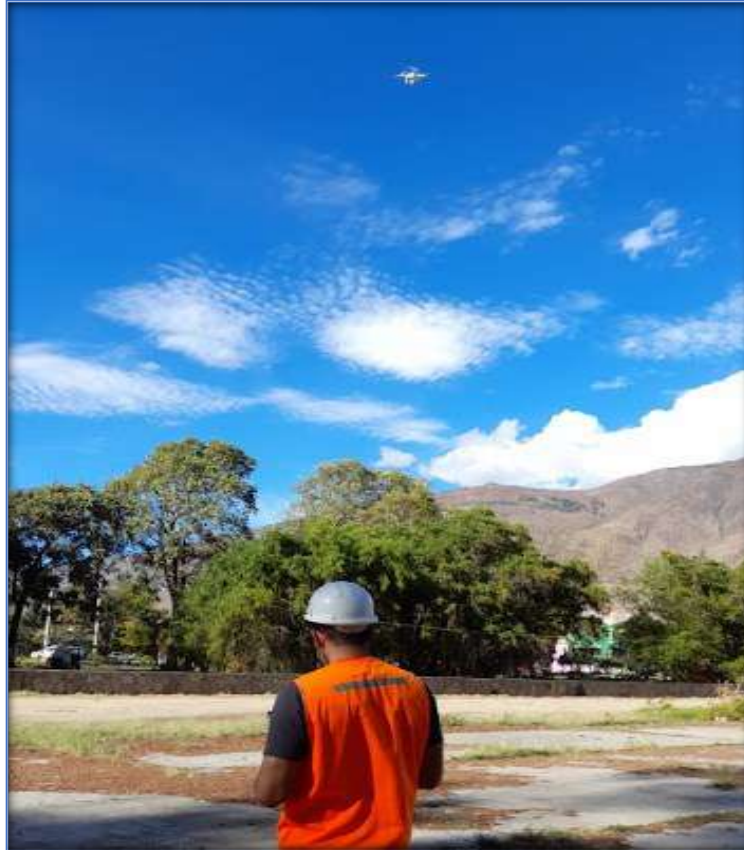
MATRIZ DE CONSISTENCIA

FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS
<p>PROBLEMA GENERAL</p> <p>¿Cuál es el grado de socavación producida por el río Higueras en la estabilidad de los estribos del puente Daniel Alomía Robles, Huanuco-2021?</p>	<p>OBJETIVO GENERAL</p> <p>Determinar el grado de socavación producida por el río Higueras que afecta la estabilidad de los estribos del puente Daniel Alomía Robles Huánuco -2021.</p>	<p>HIPÓTESIS</p> <p>H1: Si determinamos el grado de socavación que afecta en la estabilidad de los estribos del puente Daniel Alomía Robles producido por el río Higueras, se permitirá proponer estructuras de protección en los estribos.</p>
<p>PROBLEMAS ESPECÍFICOS</p> <p>¿Cuál es la influencia de la velocidad del agua del río Higueras en la socavación de los estribos del puente Daniel Alomía Robles?</p> <p>¿Qué metodología sería la más óptima para realizar el cálculo de la socavación mediante los parámetros</p>	<p>OBJETIVOS ESPECÍFICOS</p> <p>Determinar la influencia de la velocidad de las aguas del río Higueras en la socavación de los estribos del puente Daniel Alomía Robles.</p> <p>Obtener parámetros hidráulicos como: tirante de agua, velocidad de flujo, área hidráulica, número de Froude y volúmenes de agua, necesarios para el cálculo de socavación</p>	<p>VARIABLES Y DIMENSIONES</p> <p>VARIABLE INDEPENDIENTE: SOCAVACIÓN</p>

<p>hidráulicos en los estribos del puente Daniel Alomía Robles?</p> <p>¿Cuál sería el nivel estimado de profundidad de socavación en los estribos del puente Daniel Alomía Robles producida por las aguas del río Higueras?</p>	<p>Estimar el nivel de profundidad de socavación en los estribos del puente Daniel Alomía Robles producida por las aguas del río Higueras.</p>	<p>Dimensiones:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Análisis Granulometría • Topografía • Estudio Hidrológico • Estudio Hidráulico
<p>DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN</p>	<p>POBLACIÓN Y MUESTRA</p>	<p>VARIABLE DEPENDIENTE: ESTABILIDAD DE LOS ESTRIBOS</p>
<p>TIPO DE INVESTIGACIÓN: El presente trabajo es un estudio de tipo cuantitativo.</p> <p>NIVEL DE INVESTIGACIÓN: La investigación es de nivel descriptivo explicativo.</p> <p>DISEÑO: El presente trabajo de investigación el diseño que se utilizó es experimental.</p>	<p>POBLACIÓN: El trabajo de investigación tomará como población a un determinado tramo del río Higueras.</p> <p>MUESTRA: La muestra utilizada es No probabilística y al criterio del investigador, la cual será un tramo donde esté involucrado el puente "Daniel Alomía Robles"</p>	<p>Dimensiones:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Estabilidad • Profundidad de los estribos

ANEXO 1

PANEL FOTOGRÁFICO





ANEXO 2

RESOLUCIÓN DE APROBACIÓN DEL PROYECTO DE TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO Facultad de Ingeniería

RESOLUCIÓN N° 660-2021-D-FI-UDH

Huánuco, 25 de junio de 2021

Visto, el Oficio N° 436-2021-C-PAIC-FI-UDH, mediante el cual el Coordinador Académico de Ingeniería Civil, remite el dictamen de los jurados revisores, del Trabajo de Investigación (Tesis) titulado: "DETERMINACIÓN DEL GRADO DE SOCAVACIÓN PRODUCIDO POR EL RÍO HIGUERAS A LOS ESTRIBOS DEL PUENTE DANIEL ALOMÍA ROBLES, HUÁNUCO-2021" presentado por el (la) Bach. Anthony Bryan, ROBLES CABRERA.

CONSIDERANDO:

Que, según mediante Resolución N° 006-2001-R-AU-UDH, de fecha 24 de julio de 2001, se crea la Facultad de Ingeniería, y;

Que, mediante Resolución de Consejo Directivo N° 076-2019-SUNEDU/CD, de fecha 05 de junio de 2019, otorga la Licencia a la Universidad de Huánuco para ofrecer el servicio educativo superior universitario, y;

Que, mediante Resolución N° 017-2021-D-FI-UDH, de fecha 06 de enero de 2021, perteneciente al Bach. Anthony Bryan, ROBLES CABRERA se le designó como ASESOR(A) de Tesis al Mg. Joel Luis Guarniz Flores, docente adscrito al Programa Académico de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería, y;

Que, según Oficio N° 436-2021-C-PAIC-FI-UDH, del Coordinador Académico quien informa que los JURADOS REVISORES del Trabajo de Investigación (Tesis) titulado: "DETERMINACIÓN DEL GRADO DE SOCAVACIÓN PRODUCIDO POR EL RÍO HIGUERAS A LOS ESTRIBOS DEL PUENTE DANIEL ALOMÍA ROBLES, HUÁNUCO-2021" presentado por el (la) Bach. Anthony Bryan, ROBLES CABRERA, integrado por los siguientes docentes: Mg. Johnny Prudencio Jacha Rojas (Presidente), Mg. Reyder Alexander Lambruschini Espinoza (Secretario) y Mg. Hamilton Dennis Abal Garcia (Vocal), quienes declaran APTO para ser ejecutado el Trabajo de Investigación (Tesis), y;

Estando a las atribuciones conferidas al Decano de la Facultad de Ingeniería y con cargo a dar cuenta en el próximo Consejo de Facultad.

SE RESUELVE:

Artículo Primero. - APROBAR, el Trabajo de Investigación (Tesis) y su ejecución titulado: "DETERMINACIÓN DEL GRADO DE SOCAVACIÓN PRODUCIDO POR EL RÍO HIGUERAS A LOS ESTRIBOS DEL PUENTE DANIEL ALOMÍA ROBLES, HUÁNUCO-2021" presentado por el (la) Bach. Anthony Bryan, ROBLES CABRERA para optar el Título Profesional de Ingeniero(a) Civil, del Programa Académico de Ingeniería Civil de la Universidad de Huánuco.

Artículo Segundo. - El Trabajo de Investigación (Tesis) deberá ejecutarse hasta un plazo máximo de 1 año de su Aprobación. En caso de incumplimiento podrá solicitar por única vez la ampliación del mismo (6 meses).

REGÍSTRESE, COMUNÍQUESE, ARCHÍVESE



UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO
Facultad de Ingeniería
SECRETARÍA DE FACULTAD
Mg. Johnny Prudencio Jacha Rojas
SECRETARIO DOCENTE



UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO
DECANATO
Mg. Bertha Campos Ríos
DECANA DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA

Distribución:

Dir. de Ingeniería - PAIC - Asesor - Exp. Graduando - Interesado - Archivo.
SCR/JJR/mto.

ANEXO 3

RESOLUCIÓN DE NOMBRAMIENTO DE ASESOR.

UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO Facultad de Ingeniería

RESOLUCIÓN N° 017-2021-D-FI-UHF

Huánuco, 06 de enero de 2021

Visto, el Oficio N° 004-2021-C-PAIC-FI-UHF presentado por el Coordinador del Programa Académico de Ingeniería Civil y el Expediente N° 3214, del Bach. **Anthony Bryan, ROBLES CABRERA**, quién solicita Asesor de Tesis, para desarrollar el trabajo de investigación.

CONSIDERANDO:

Que, de acuerdo a la Nueva Ley Universitaria 30220, Capítulo V, Art. 45º inc. 45.2, es procedente su atención, y;

Que, según el Expediente N° 3214, presentado por el (la) Bach. **Anthony Bryan, ROBLES CABRERA**, quien solicita Asesor de Tesis, para desarrollar su trabajo de investigación, el mismo que propone al Mg. Joel Luis Guarniz Flores, como Asesor de Tesis, y;

Que, según lo dispuesto en el Capítulo III, Art. 27 y 28 del Reglamento General de Grados y Títulos de la Universidad de Huánuco vigente, es procedente atender lo solicitado, y;

Estando a Las atribuciones conferidas al Decano de la Facultad de Ingeniería y con cargo a dar cuenta en el próximo Consejo de Facultad.

SE RESUELVE:

Artículo Único-. **DESIGNAR**, como Asesor de Tesis del Bach. **Anthony Bryan, ROBLES CABRERA**, al Mg. Joel Luis Guarniz Flores, Docente del Programa Académico de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería.

Regístrese, comuníquese, archívese



UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO
Facultad de Ingeniería
Mg. *Joel Luis Guarniz Flores*
SECRETARIO ACADÉMICO



UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO
Facultad de Ingeniería
Mg. *Bartolomé Campos Ruiz*
DECANO

Distribución:

Fac. de Ingeniería - PAIC - Asesor - Mgr. y Reg. Acad. - Intermedio - Archivo.
BLCR/PB/oms.

ANEXO 4

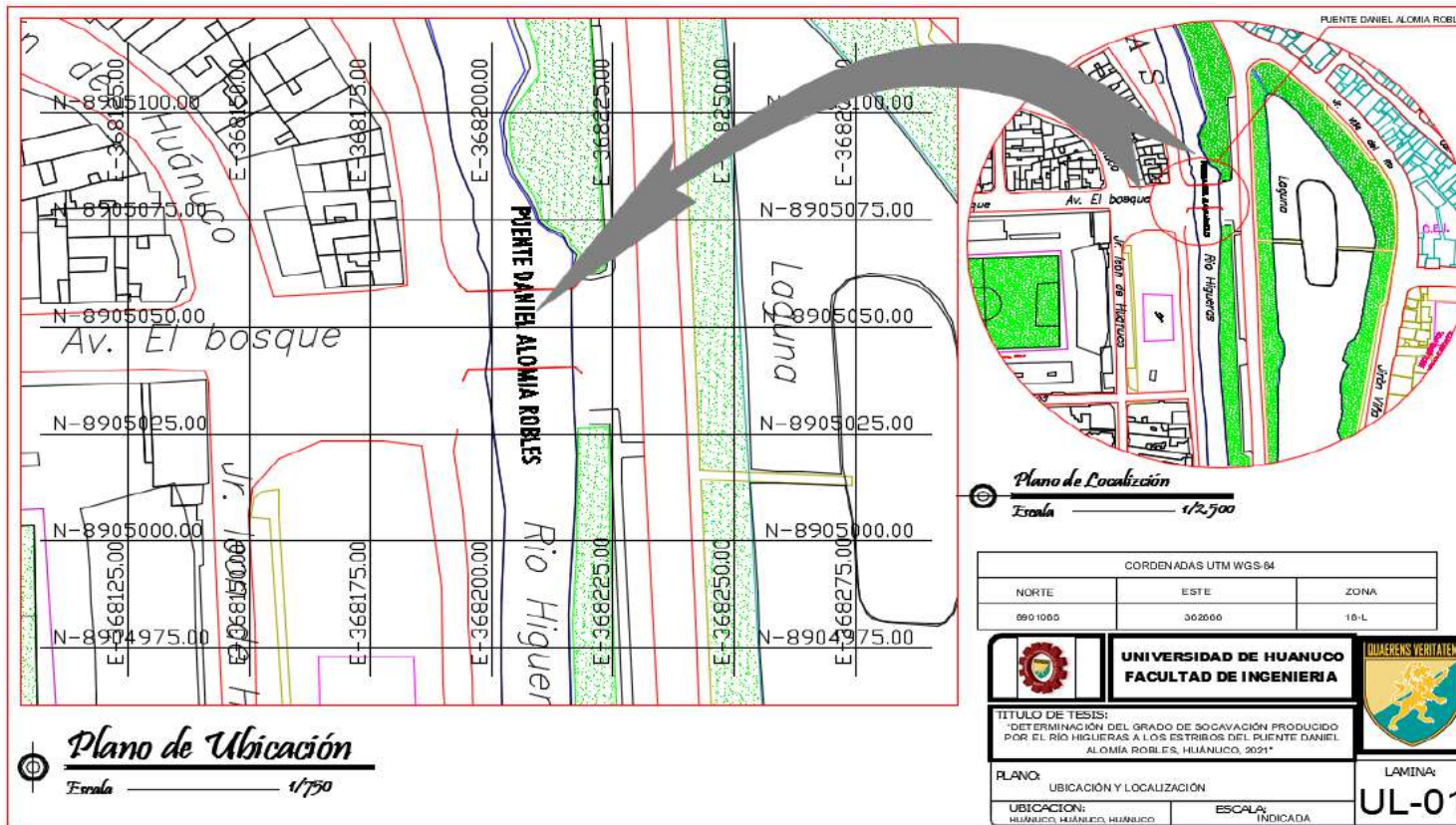
IMAGENES

VISTA SATELITAL DEL PUENTE DANIEL ALOMIA ROBLES



PLANO DE UBICACIÓN Y LOCALIZACIÓN DEL PUENTE DANIEL ALOMIA ROBLES

Figura 73
Plano de ubicación y localización del puente Daniel Alomia Robles



Para el cálculo del caudal máximos de las distribuciones estadísticas se procedió a realizar el cálculo de las intensidades para todos los periodos de retornos posibles, este cálculo se hizo media las hojas Excel siendo los cuadros obtenidos de las dos estaciones lo siguiente:

Figura 74
Intensidades de la estación de Canchan

INTENSIDADES MAXIMAS EN mm/hr						
TR años	Duración (minutos)					
	20	30	60	120	180	240
2	26.76	19.74	11.74	6.98	5.15	4.15
3	29.96	22.11	13.15	7.82	5.77	4.65
5	33.65	24.83	14.76	8.78	6.48	5.22
10	27.61	20.37	12.11	7.20	5.31	4.28
20	28.69	21.17	12.59	7.48	5.52	4.45
25	28.98	21.38	12.71	7.56	5.58	4.49
50	29.73	21.94	13.04	7.76	5.72	4.61
100	30.35	22.39	13.31	7.92	5.84	4.71
200	30.87	22.77	13.54	8.05	5.94	4.79
300	31.14	22.97	13.66	8.12	5.99	4.83
500	31.45	23.20	13.80	8.20	6.05	4.88
1000	31.83	23.48	13.96	8.30	6.13	4.94

De la figura 75, donde se observa las intensidades máximas de la estación de canchan, después se calculó los caudales máximos como se muestra en la siguiente imagen, este caculo también ser realizo con las hojas de Excel.

Figura 75
Caudales máximos de la estación de Canchan

ESTACION CANCHAN (m3/s)							
T.R. (AÑOS)	METODOS ESTADISTICOS				METODO MAC MATH CON DYCK Y PESCHKE	METODO DE NASH	REGIONAL DE CREAGER
	NORMAL	LOG NORMAL 2	LOG NORMAL 3	GUMBEL			
2	24.31	23.52	22.99	23.21	68.777	25.72	28.18
5	29.34	29.17	28.80	29.12	89.873	32.34	65.42
10	32.88	32.65	32.80	33.03	109.941	36.76	93.60
25	36.02	36.83	38.00	37.98	143.557	42.38	130.85
50	38.05	39.8	41.96	41.65	175.802	46.57	159.02
75	39.14	41.49	44.31	43.78	197.756	49.02	175.51
100	39.87	42.68	46.00	45.29	215.079	50.75	187.20
150	40.87	44.33	48.40	47.42	242.178	53.2	203.68
300	42.46	47.12	52.61	51.04	296.376	57.39	231.86
500	43.56	49.16	55.79	53.71	344.057	60.47	252.62
1000	44.98	51.9	60.22	57.33	421.067	64.67	280.80

De la misma manera que se hizo con la estación de Canchan, se realizó el cálculo en la estación de Jacas Chico.

Figura 76
Intensidades de la estación de Jacas Chico

INTENSIDADES MAXIMAS EN mm/hr						
TR años	Duración (minutos)					
	20	30	60	120	180	240
2	30.33	22.38	13.30	7.91	5.84	4.70
3	34.89	25.74	15.31	9.10	6.71	5.41
5	39.35	29.03	17.26	10.26	7.57	6.10
10	29.69	21.91	13.03	7.75	5.71	4.61
20	31.15	22.98	13.66	8.13	5.99	4.83
25	31.53	23.26	13.83	8.23	6.07	4.89
50	32.55	24.02	14.28	8.49	6.26	5.05
100	33.38	24.63	14.64	8.71	6.42	5.18
200	34.08	25.14	14.95	8.89	6.56	5.29
300	34.44	25.41	15.11	8.98	6.63	5.34
500	34.86	25.72	15.29	9.09	6.71	5.41
1000	35.37	26.10	15.52	9.23	6.81	5.49

De la figura 77, donde se observa las intensidades máximas de la estación de canchan, después se calculó los caudales máximos como se muestra en la siguiente imagen, este caculo también ser realizo con las hojas

de Excel.

Figura 77
Caudales máximos de la estación de Jacas Chico

ESTACION JACAS CHICO (m3/s)							
T.R. (AÑOS)	METODOS ESTADISTICOS				METODO MAC MATH CON DYCK Y PESCHKE	METODO DE NASH	REGIONAL DE CREAGER
	NORMAL	LOG NORMAL 2	LOG NORMAL 3	GUMBEL			
2	26.3	24.65	26.06	24.81	70.492	27.63	28.18
5	33.88	33.85	33.72	32.78	98.278	36.21	65.42
10	37.85	39.96	37.87	38.06	126.406	41.97	93.60
25	42.08	47.69	42.40	44.72	176.488	49.32	130.85
50	44.82	53.47	45.39	49.67	226.913	54.82	159.02
75	46.28	56.85	47.01	52.54	262.931	58.03	175.51
100	47.27	59.25	48.11	54.58	291.917	60.3	187.20
150	48.61	62.66	49.61	57.44	338.226	63.52	203.68
300	50.76	68.55	52.05	62.32	435.131	69.01	231.86
500	52.25	72.95	53.75	65.92	523.976	73.07	252.62
1000	54.16	79.02	55.96	70.79	674.05	78.59	280.80

Luego se procedió a calcular el riesgo de falla para cada estación de la misma manera se usó las hojas de Excel.

Figura 78
Riego de Falla

RIESGO DE FALLA

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n$$

TIPO DE OBRA	RIESGO ADMISIBLE (**) (%)
Puentes (*)	25
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	30
Alcantarillas de paso quebradas menores y descarga de agua de cunetas	35
Drenaje de la plataforma (a nivel longitudinal)	40
Subdrenes	40
Defensas Ribereñas	25

(*) - Para obtención de la luz y nivel de aguas máximas extraordinarias.
- Se recomienda un periodo de retorno T de 500 años para el cálculo de socavación.

(**) - Vida Útil considerado (n)

- Puentes y Defensas Ribereñas n= 40 años.
- Alcantarillas de quebradas importantes n= 25 años.
- Alcantarillas de quebradas menores n= 15 años.
- Drenaje de plataforma y Sub-drenes n= 15 años.

- Se tendrá en cuenta, la importancia y la vida útil de la obra a diseñarse.
- El Propietario de una Obra es el que define el riesgo admisible de falla y la vida útil de las obras.

Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje

Figura 79
Riego

ESTRUCTURA	AÑOS DE VIDA UTIL	PERIODO DE RETORNO (años)	RIESGO ADMISIBLE
Cunetas – zanjas	15	30	40%
Subdrenes	15	30	40%
Alcantarillas de alivio	15	35	35%
Alcantarillas de paso	25	71	30%
Badenes	25	71	30%
Puentes	40	140 - 500	25%
Defensas ribereñas	40	140	25%

Con la figura 79 y 80 de cálculo en riesgo para cada estación:

Para la estación de Canchan:

Figura 80
Riesgo en la estación de Canchan

R: Riesgo de Admisible

T: Periodo de retorno

n: Años de vida util

n=	40	Años
R=	25%	
T=	140	Años

Fuente: Elaboración Propia

Para la estación de Jacas Chico:

Figura 81
Riesgo en la estación de Jacas Chico

R: Riesgo de Admisible

T: Periodo de retorno

n: Años de vida util

n=	40	Años
R=	25%	
T=	140	Años

Con el uso del software HidroEsta se pudo calcular los deltas teóricos y los demás elementos que fueron usados para el cálculo de las intensidades, el cálculo se hizo en las dos estaciones.

Estación de Canchan

Figura 82
Distribución Normal en el Hidroesta de la estación de Canchan

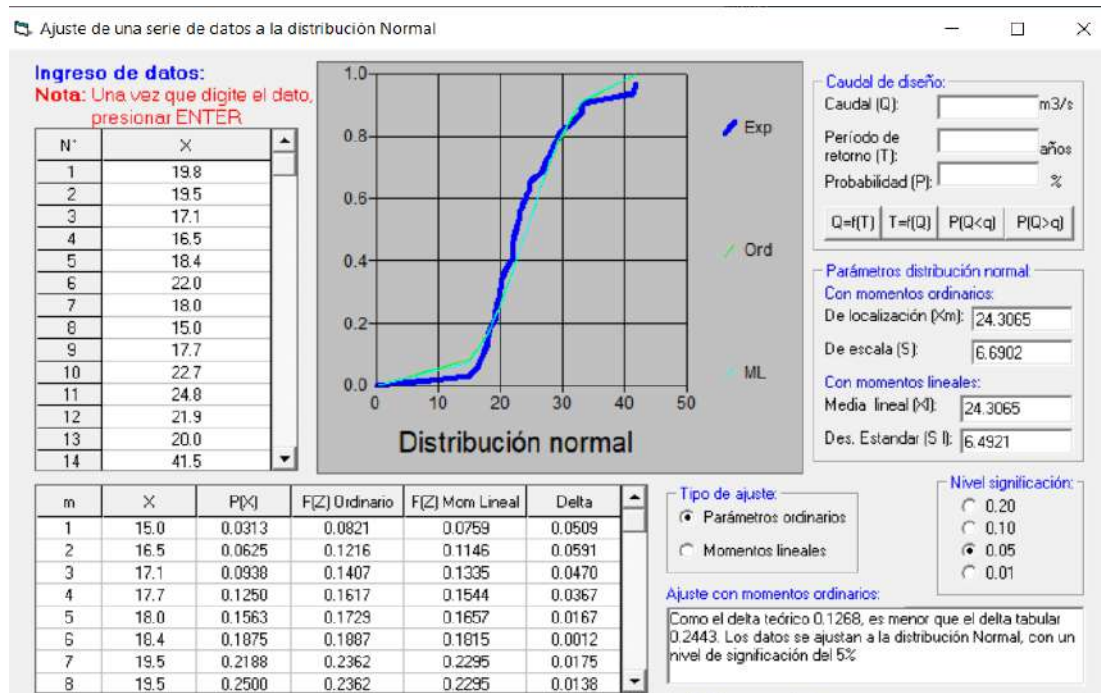


Figura 83
Distribución Log – Normal 2 parámetros en el Hidroesta de la estación de Canchan

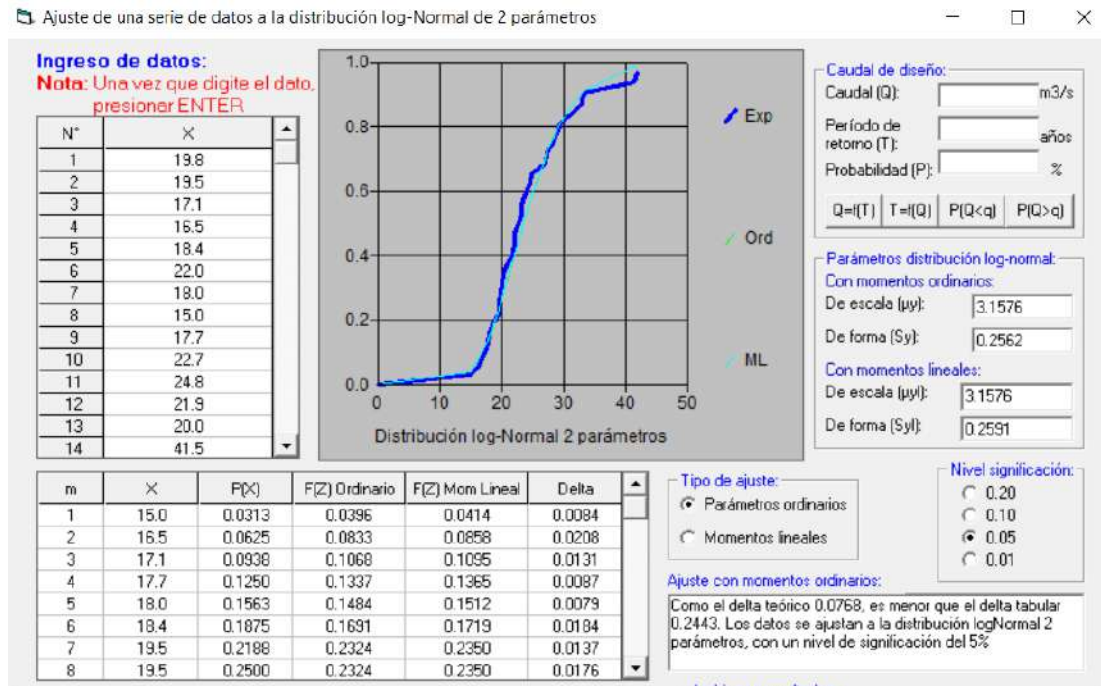


Figura 84
Distribución Log – Normal 3 parametos en el Hidroesta de la estación de Canchan

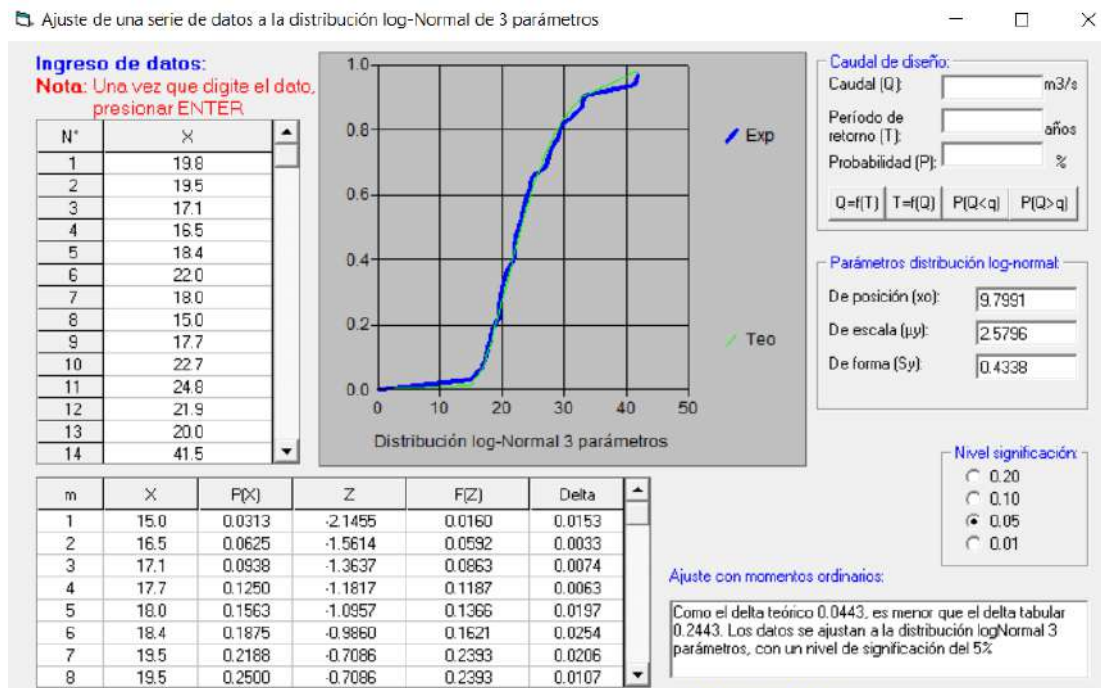
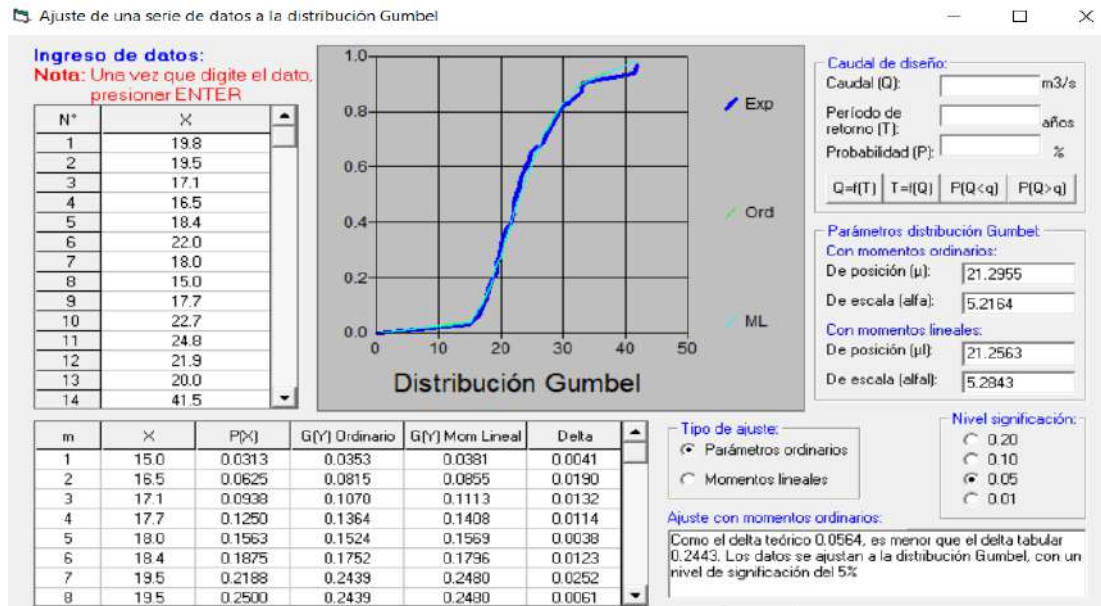


Figura 85
Distribución Gumbel en el Hidroesta de la estación de Canchan



Estación de Jacas Chico

Figura 86
Distribución Normal en el Hidroesta de la estación de Jacas Chico

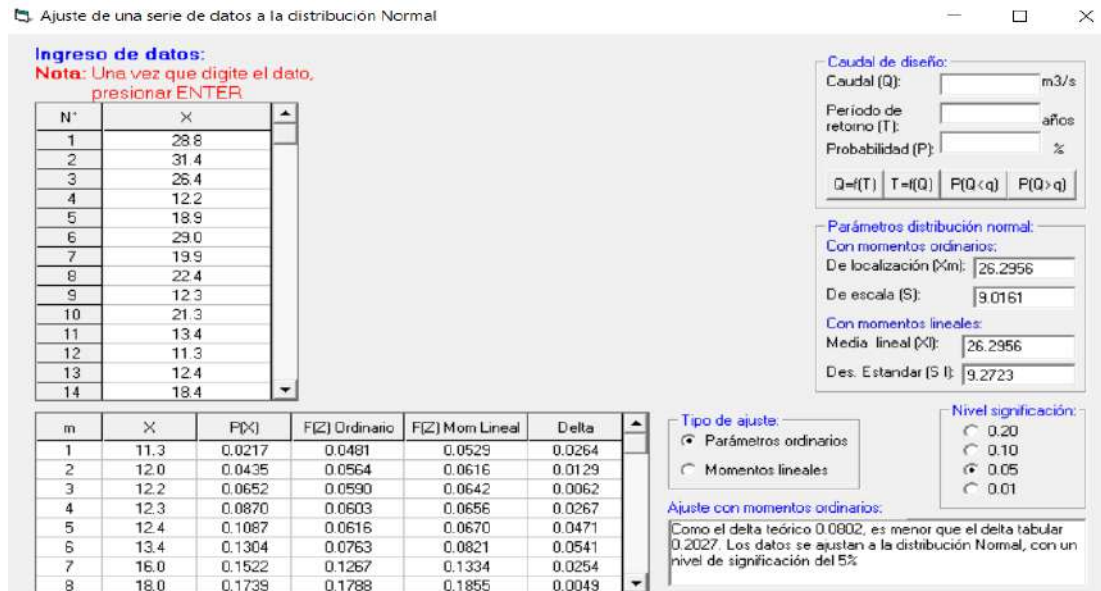


Figura 87
Distribución Log – Normal 2 parámetros en el Hidroesta de la estación de Jacas Chico

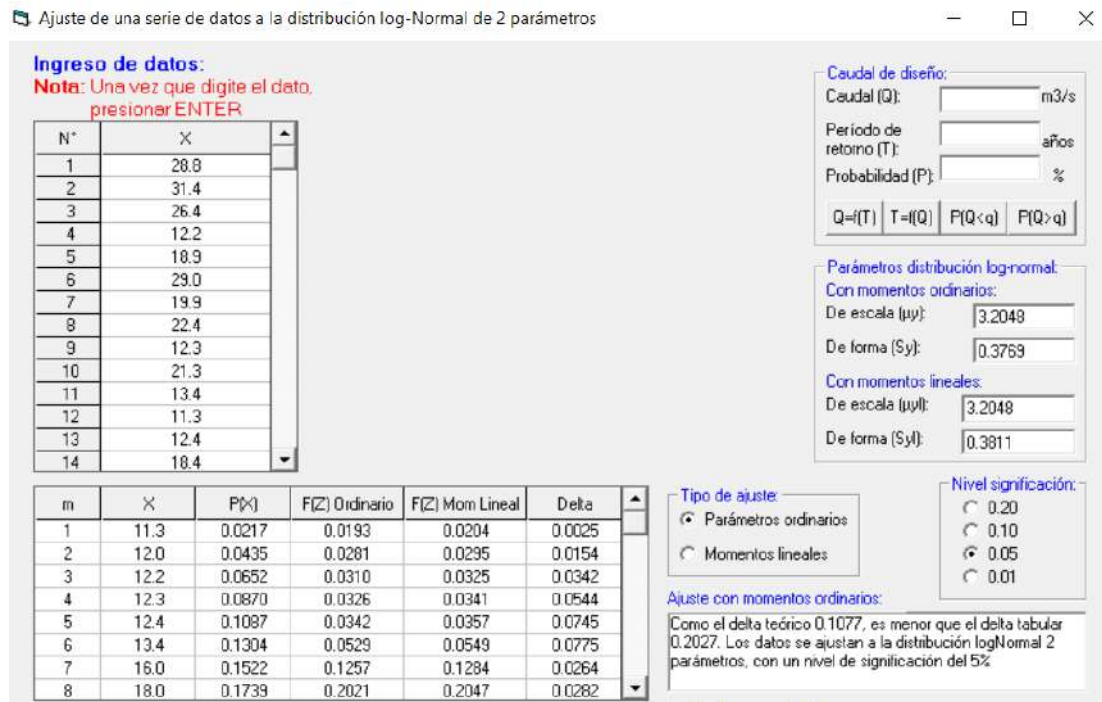


Figura 88
Distribución Log – Normal 3 parámetros en el Hidroesta de la estación de Jacas Chico

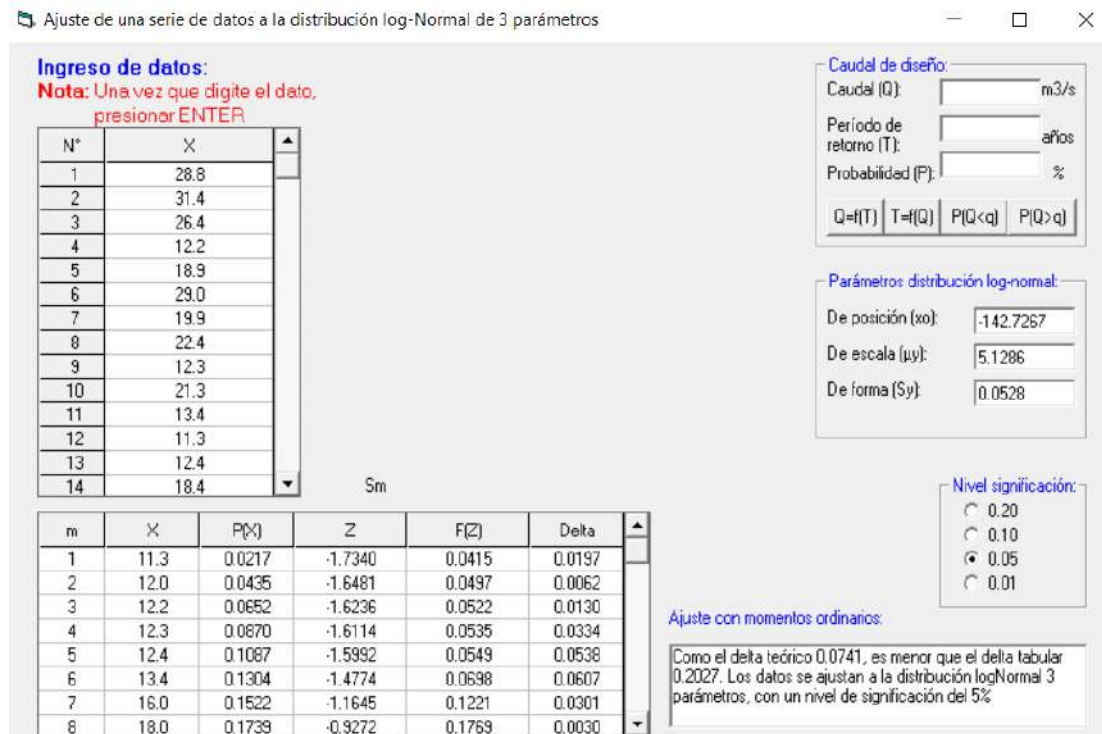
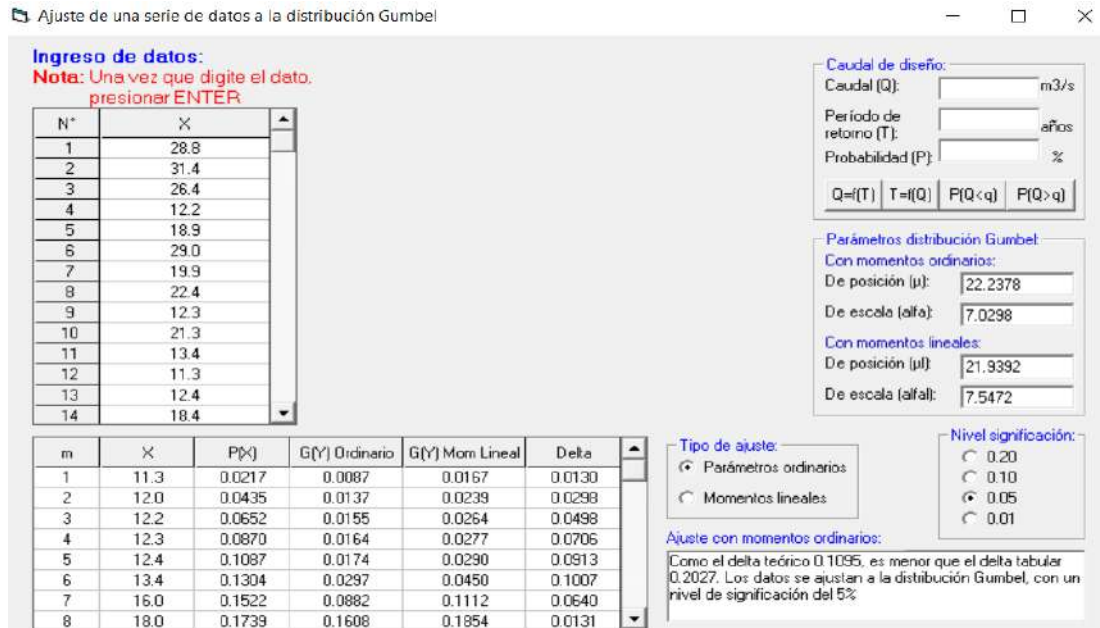
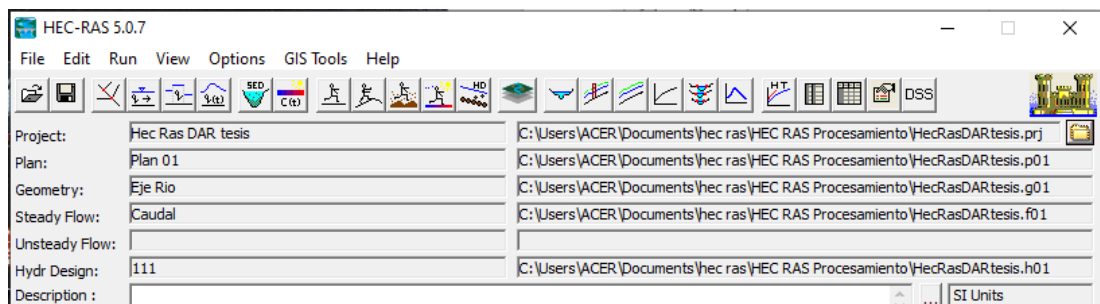


Figura 89
Distribución Gumbel en el Hidroesta de la estación de Jacas Chico



Para el modelamiento en el Hec-Ras en la siguiente figura donde se muestra la ventada del archivo del rio Higuera, en la parte de View podremos observar todas las características y los cálculos que se realizaron en el modelado del rio Higuera con el puente Daniel Alomia Robles, obteniéndose también para los periodos de retornos estudiados como de 50, 100, 300 y 500 años.

Figura 90
Ventana de inicio del Hec-Ras



CROSS SECTION

Para realizar la modelación se realizaron secciones de 20 en 20 metros tomando una distancia de 740.

Figura 91
Cross section 20

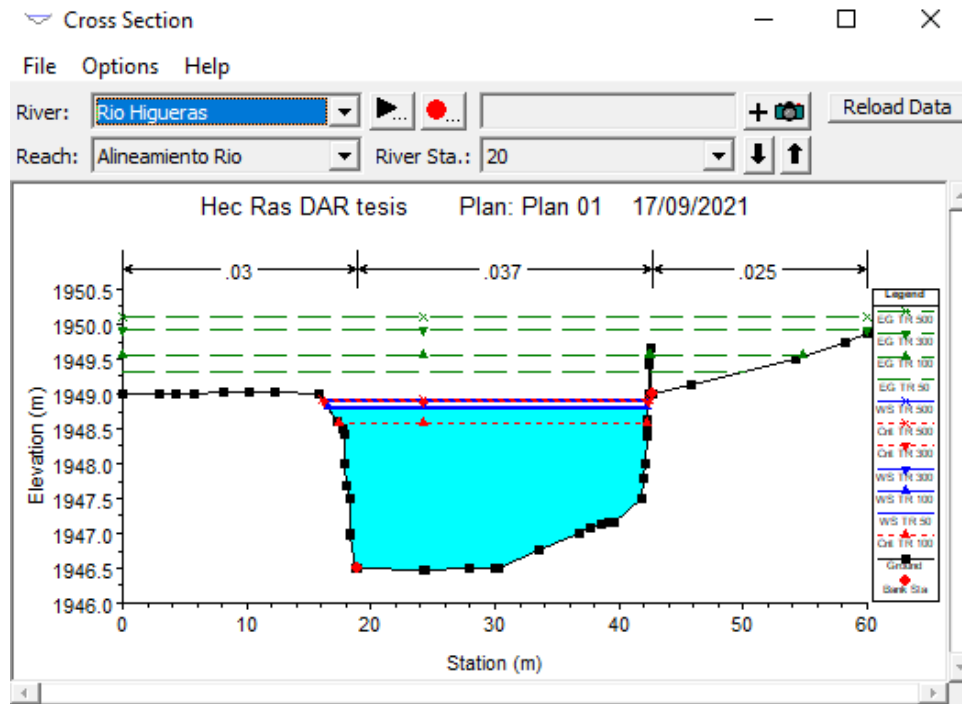


Figura 93
Cross sección 40

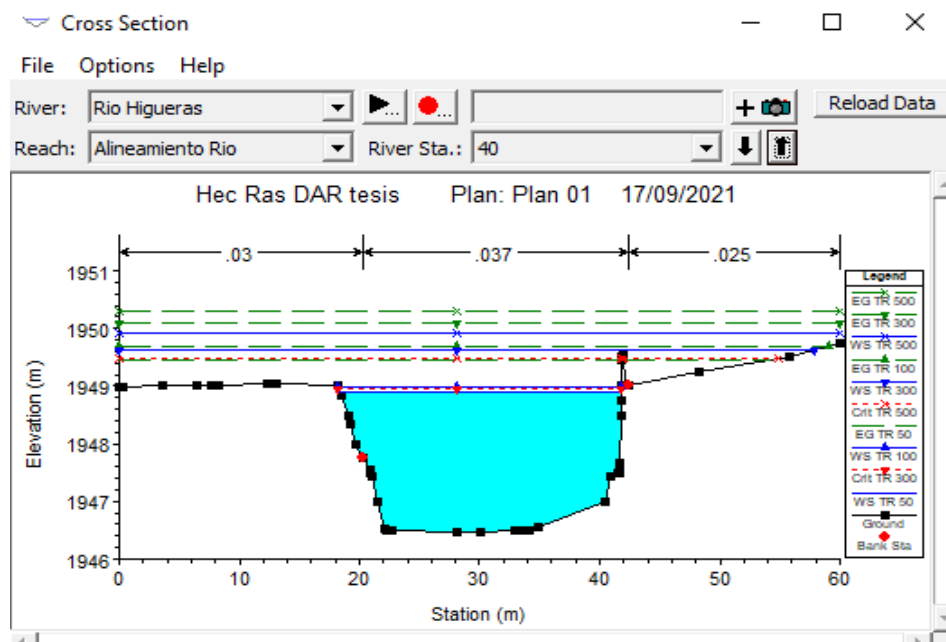


Figura 92
Cross section 60

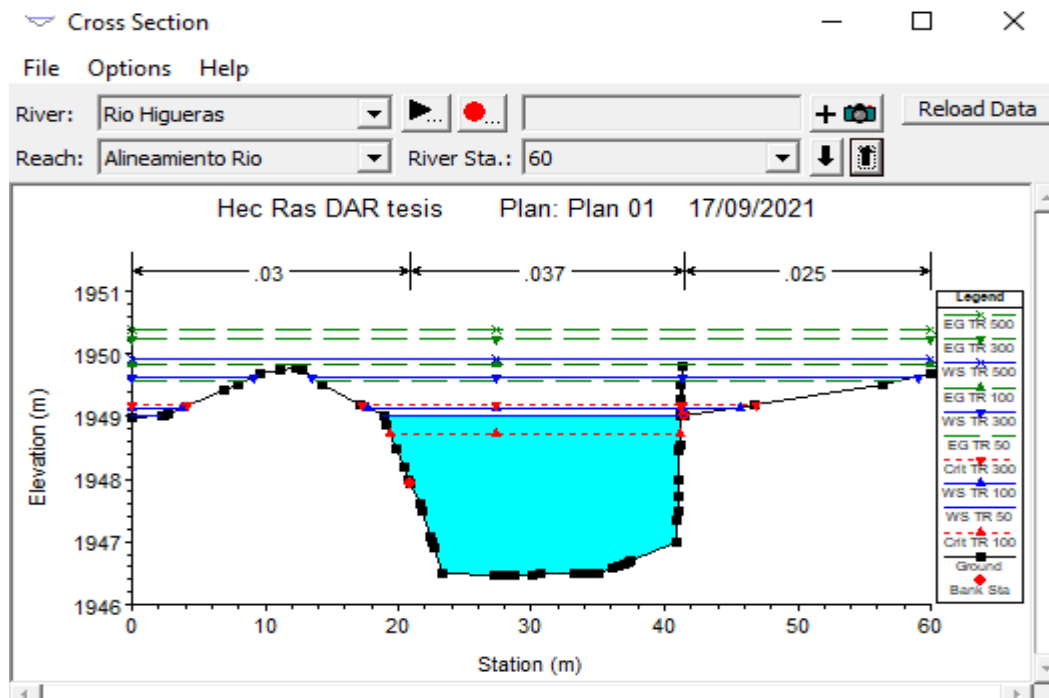


Figura 93
Cross section 80

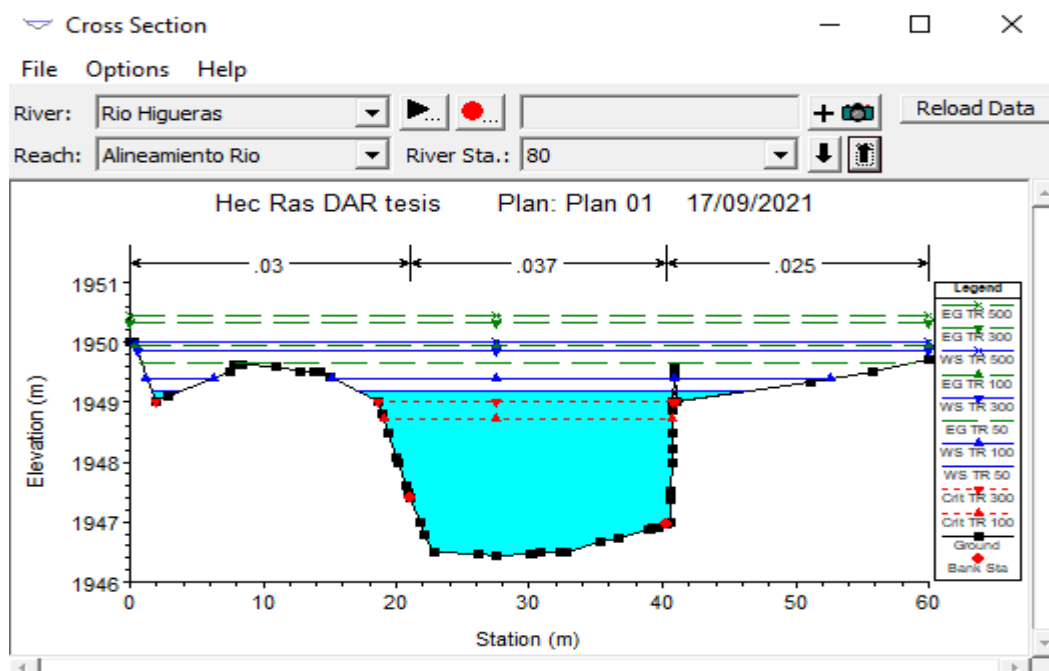


Figura 94
Cross section 100

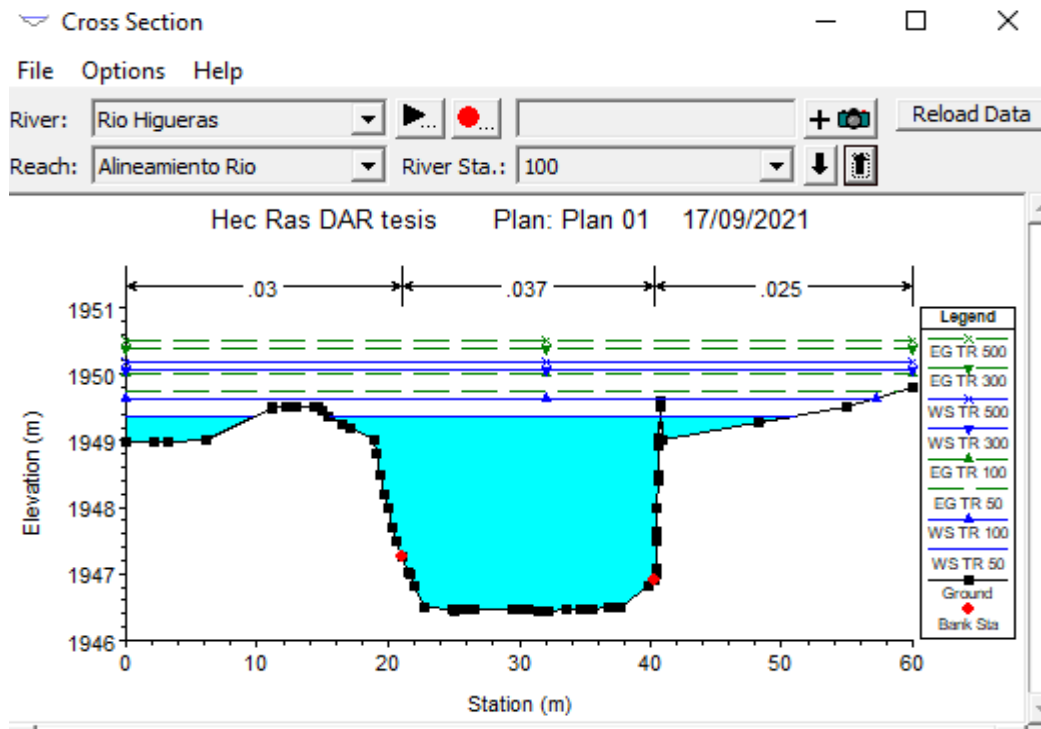


Figura 95
Cross section 120

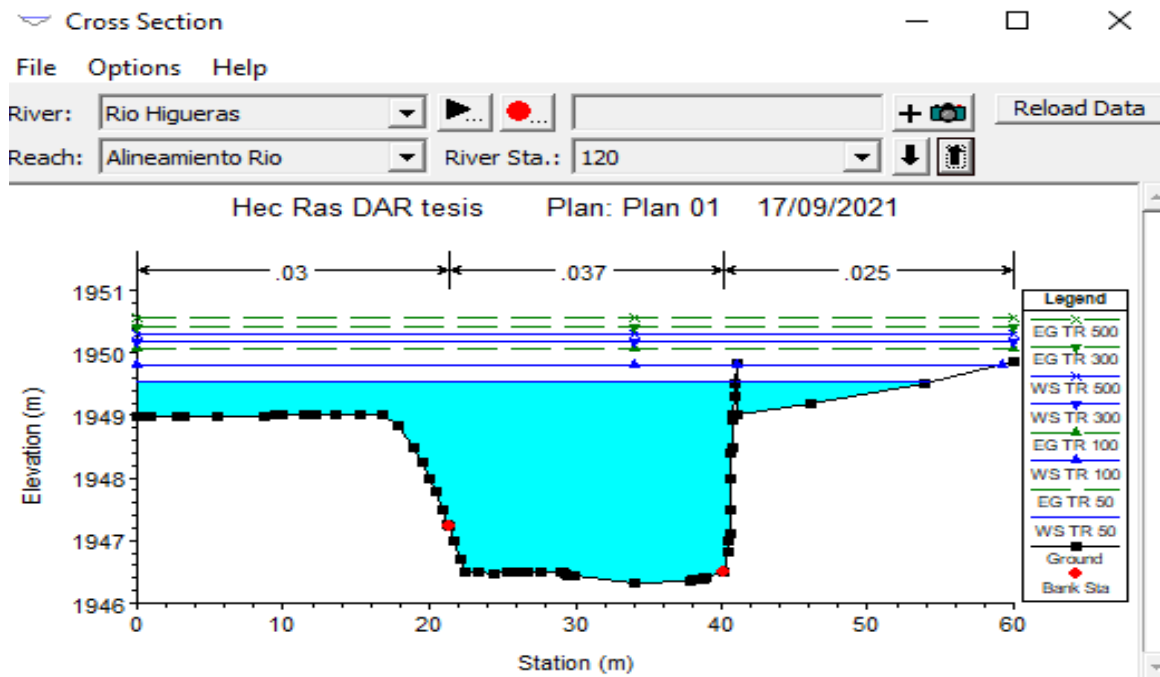


Figura 96
Cross section 140

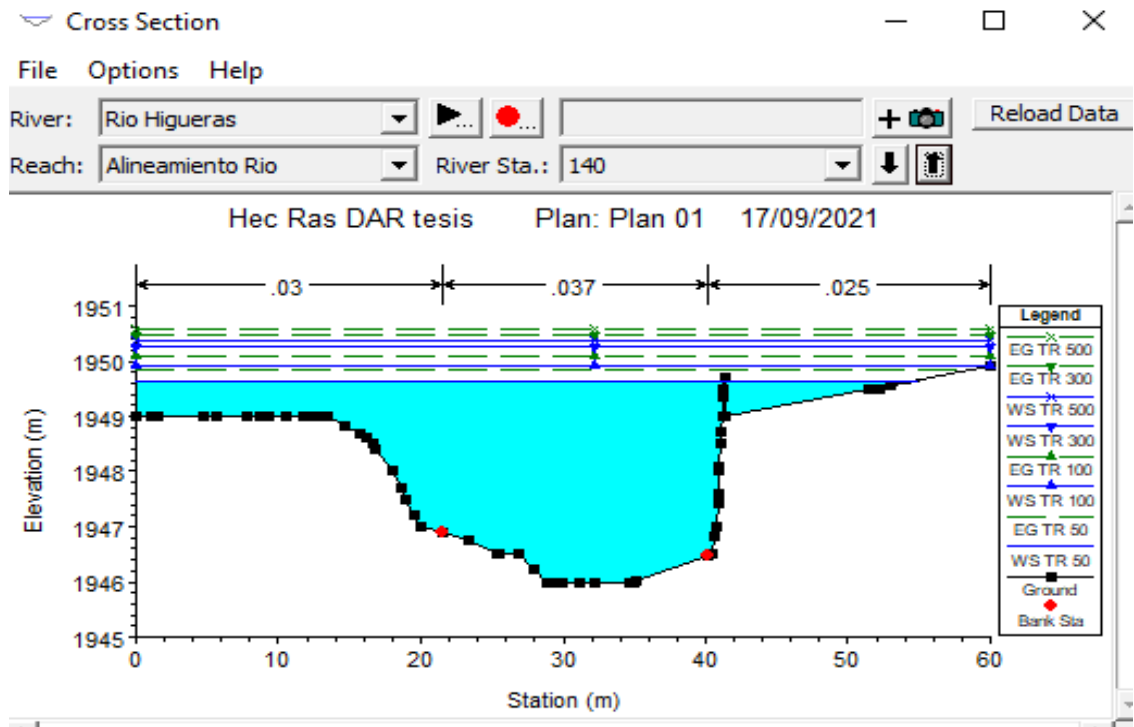


Figura 97
Cross section 160

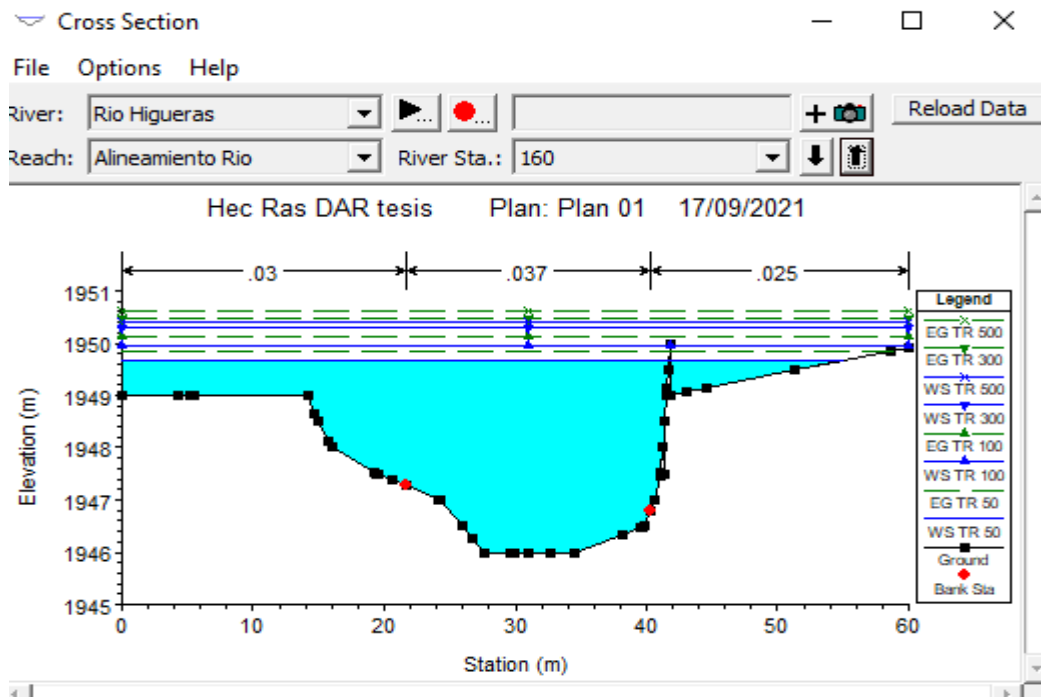


Figura 98
Cross section 180

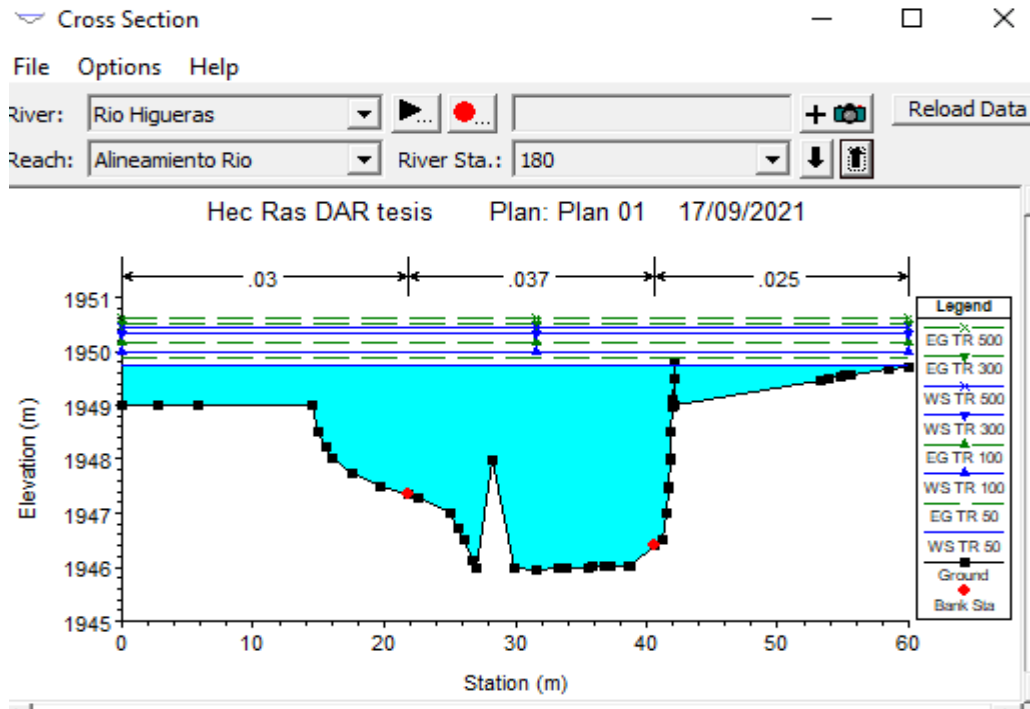


Figura 99
Cross section 200

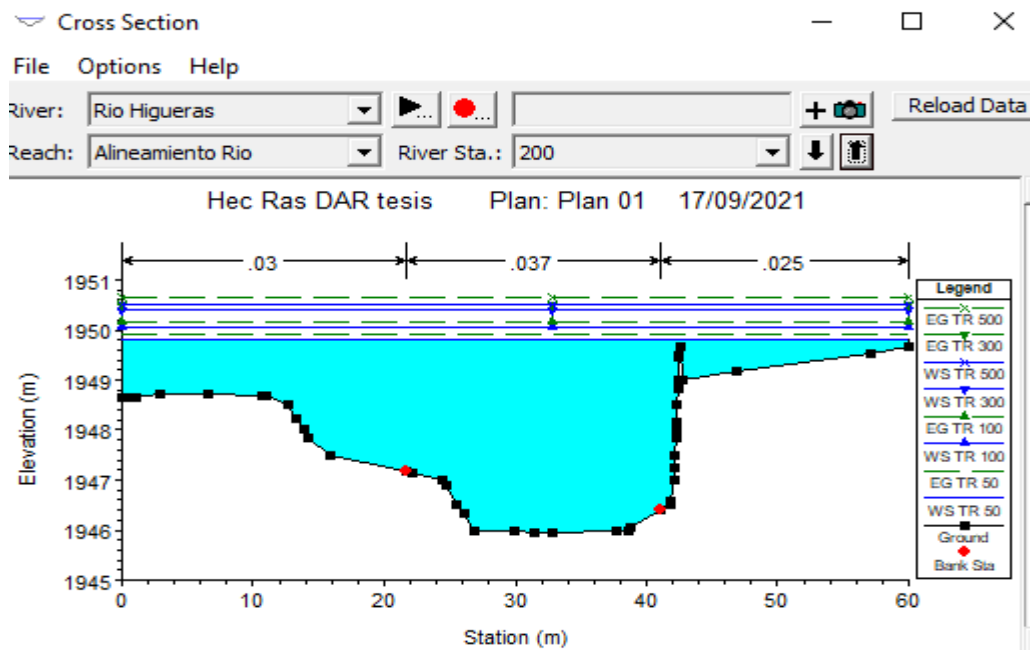


Figura 100
Cross section 220

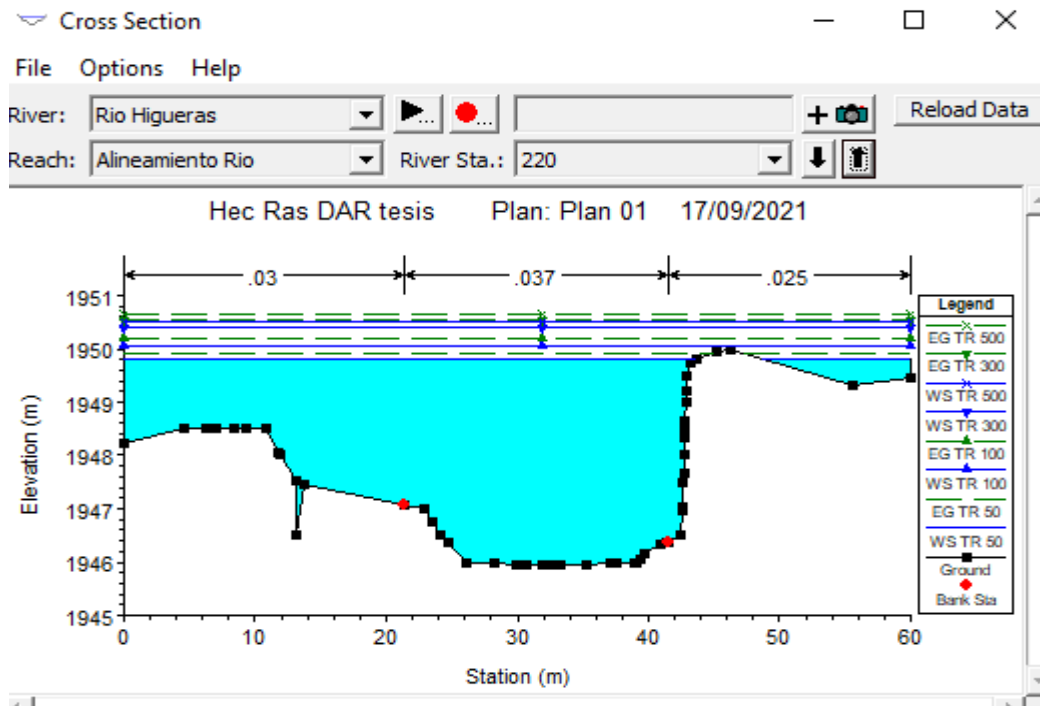


Figura 101
Cross section 240

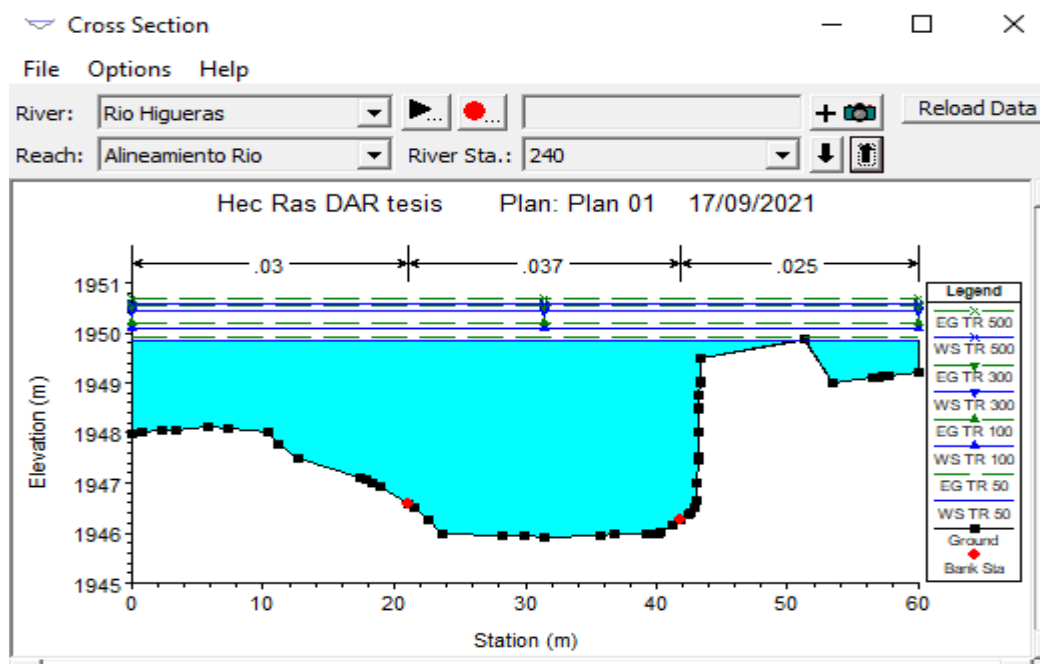


Figura 102
Cross section 260

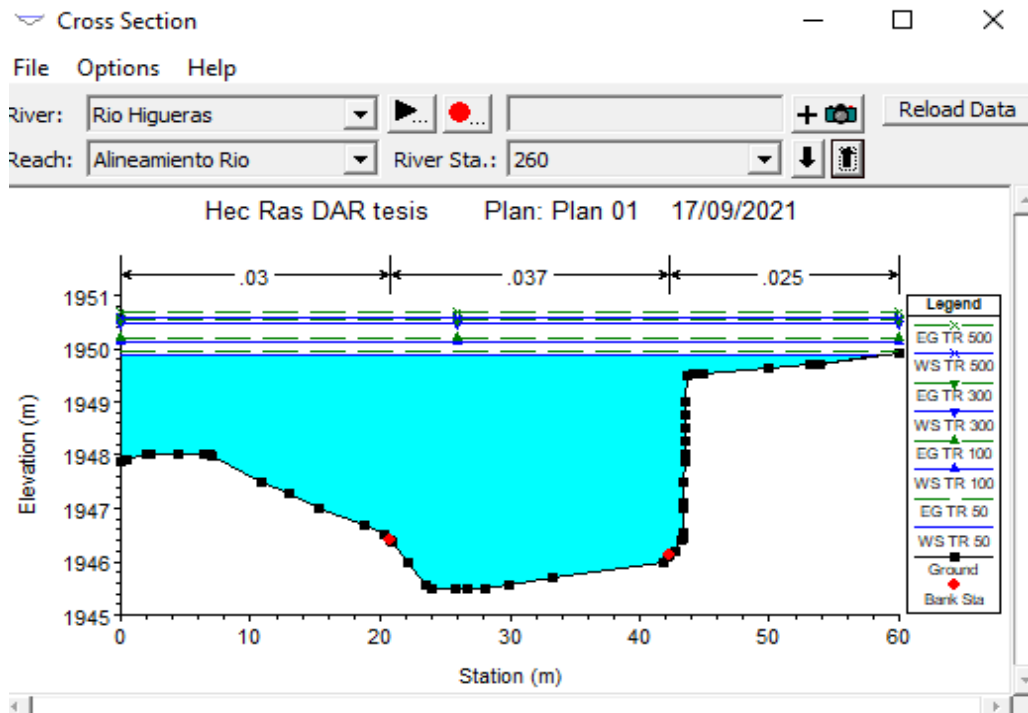


Figura 103
Cross section 280

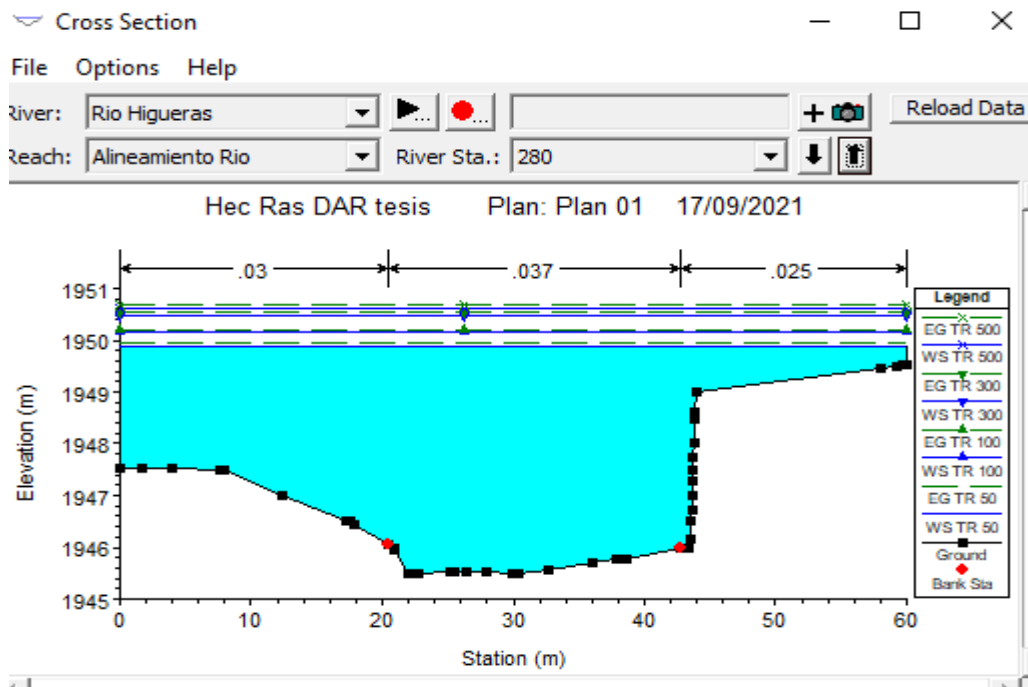


Figura 104
Cross section 300

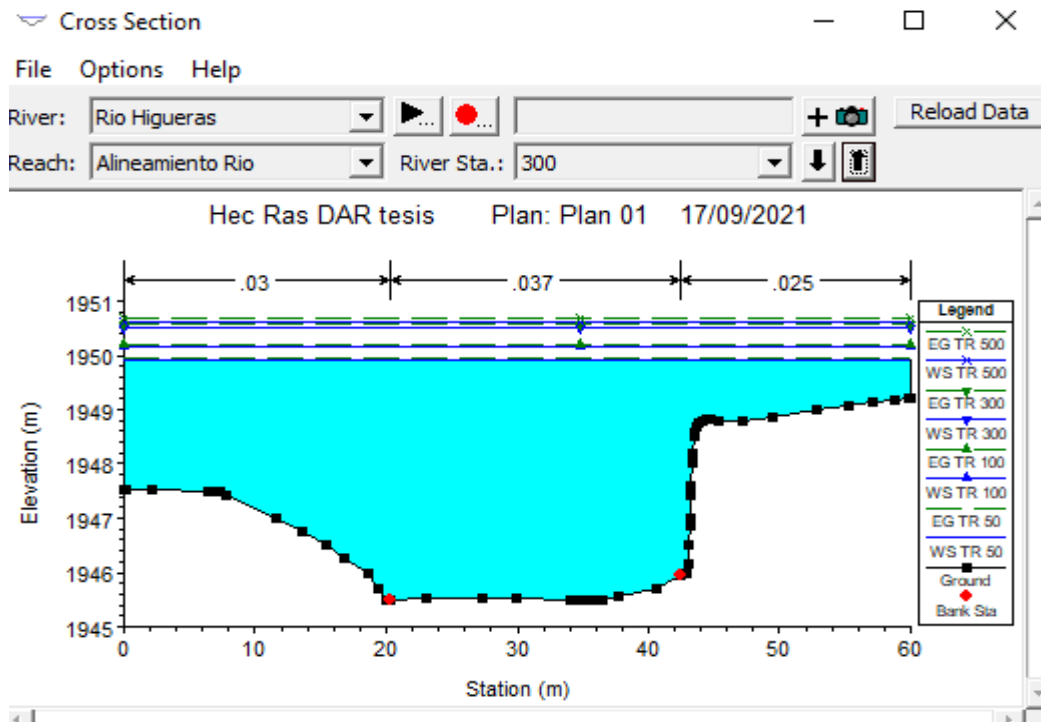


Figura 105
Cross section 320

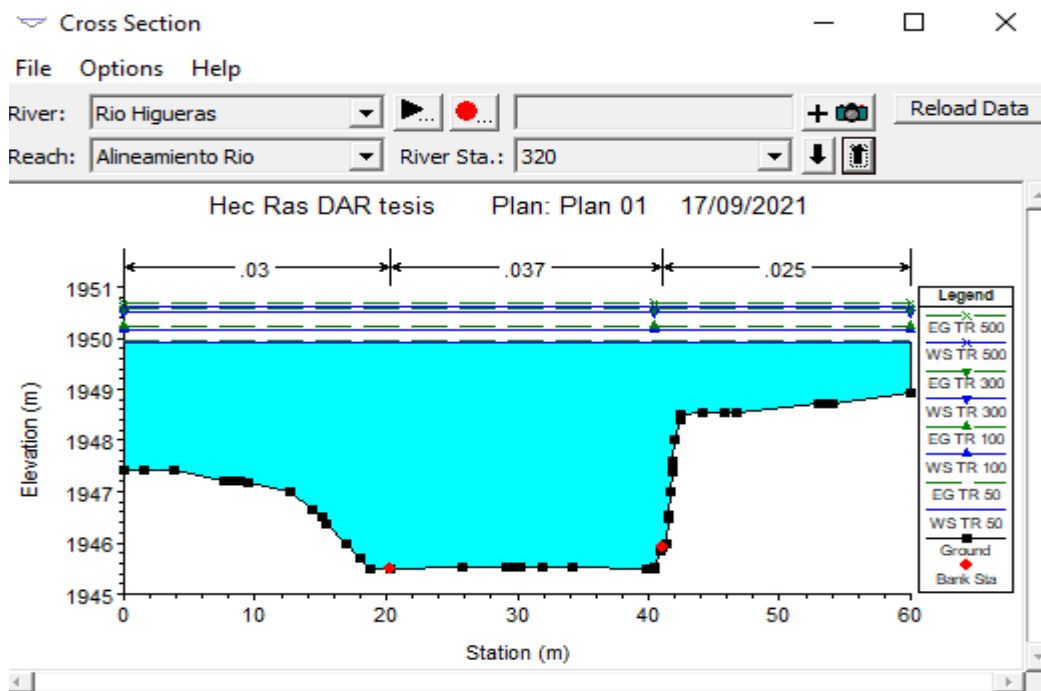


Figura 106
Cross section 340

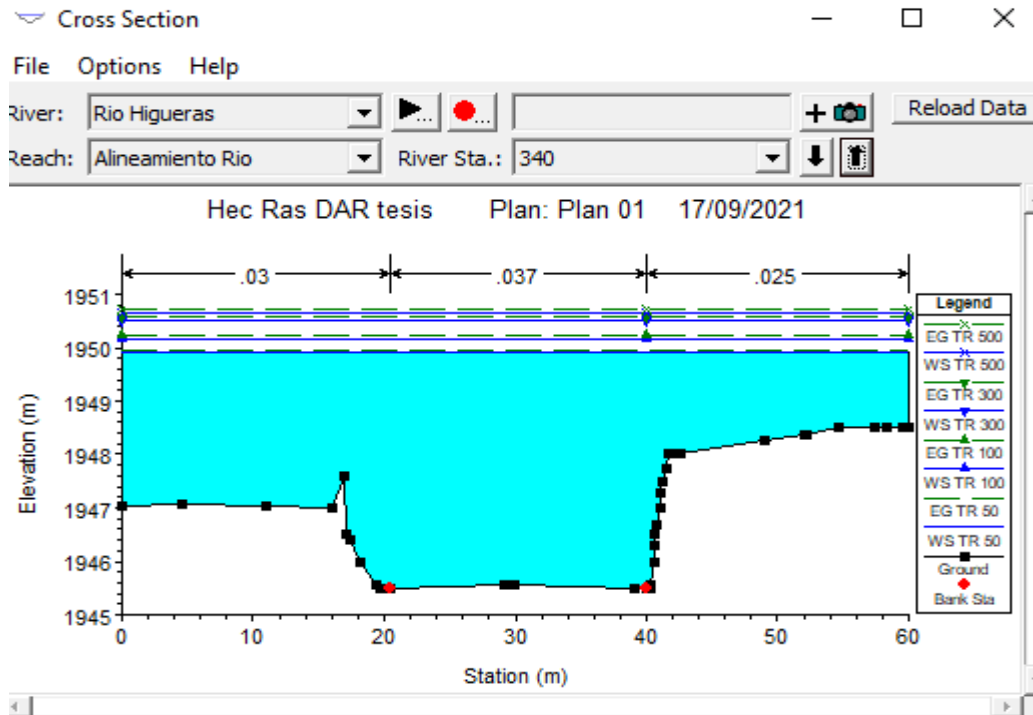


Figura 107
Cross section 360

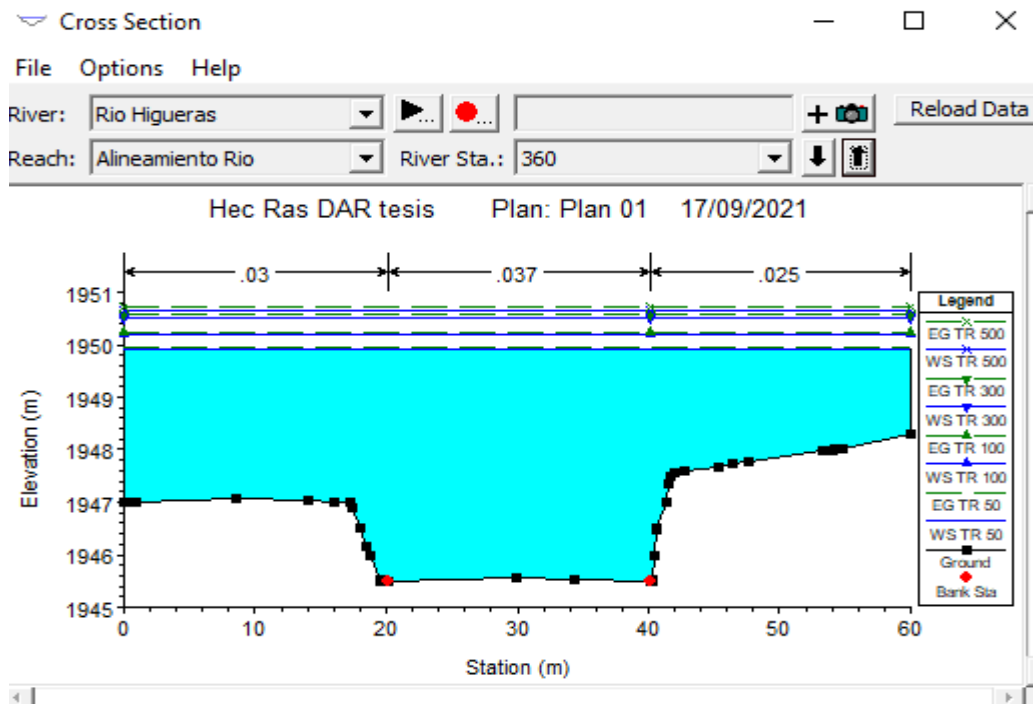


Figura 108
Cross section 380

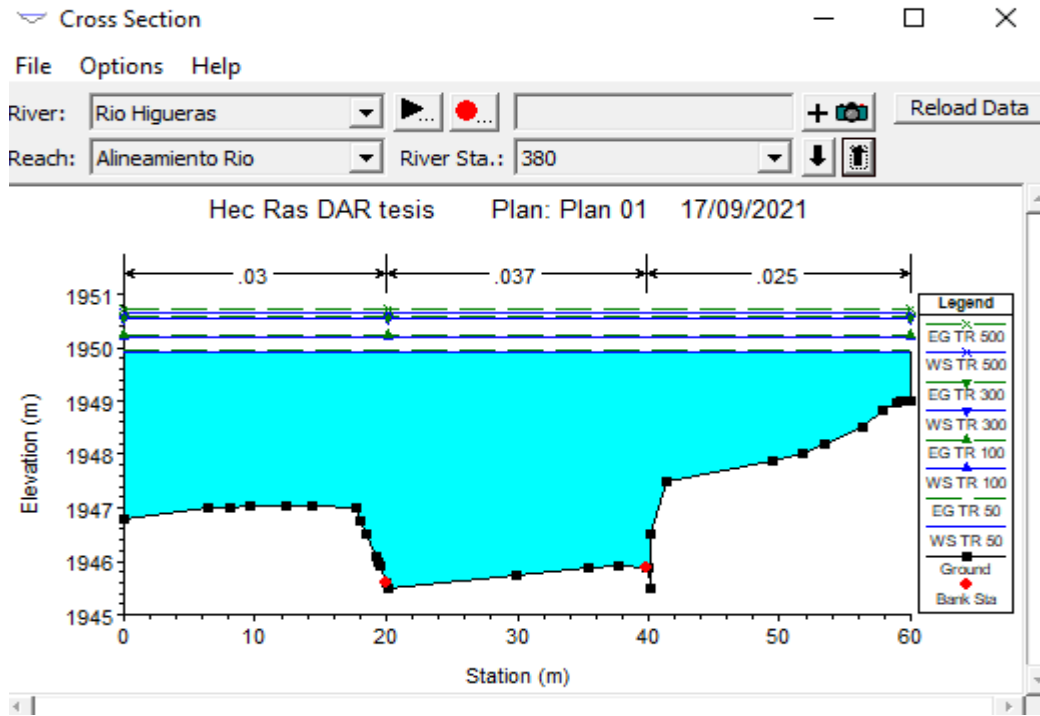


Figura 109
Cross section 400

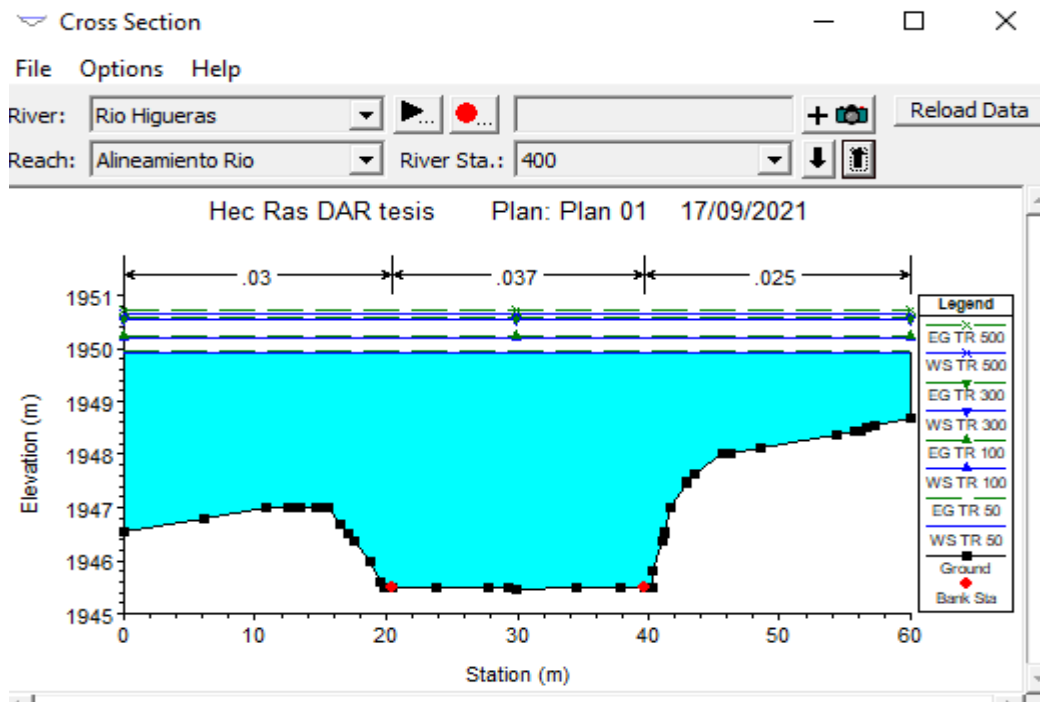


Figura 110
Cross section 420 BRD

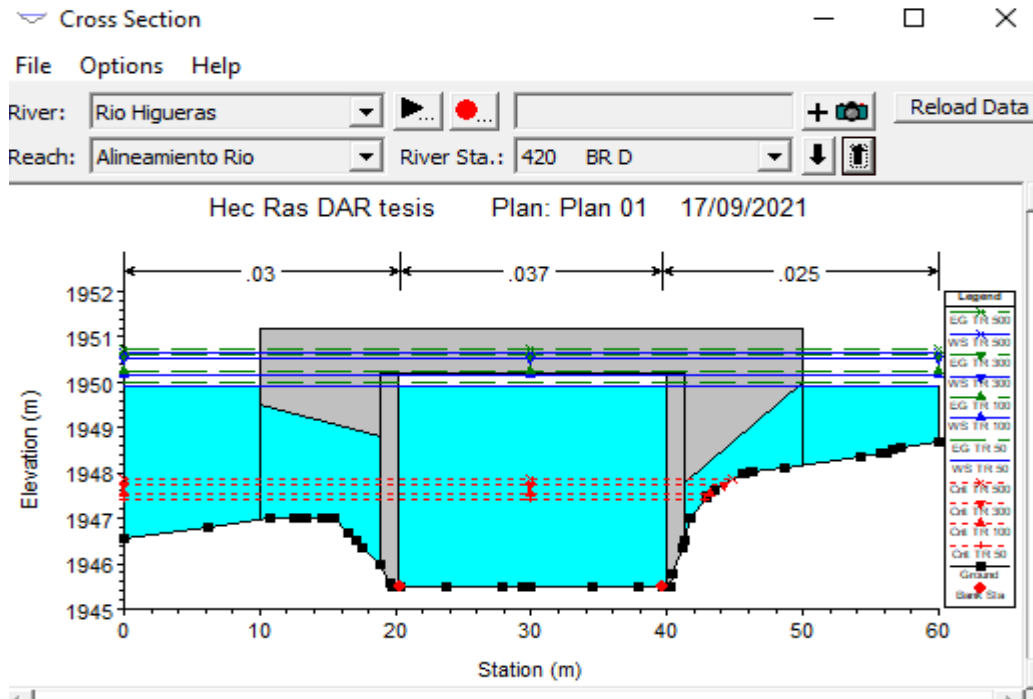


Figura 111
Cross section 420 BRU

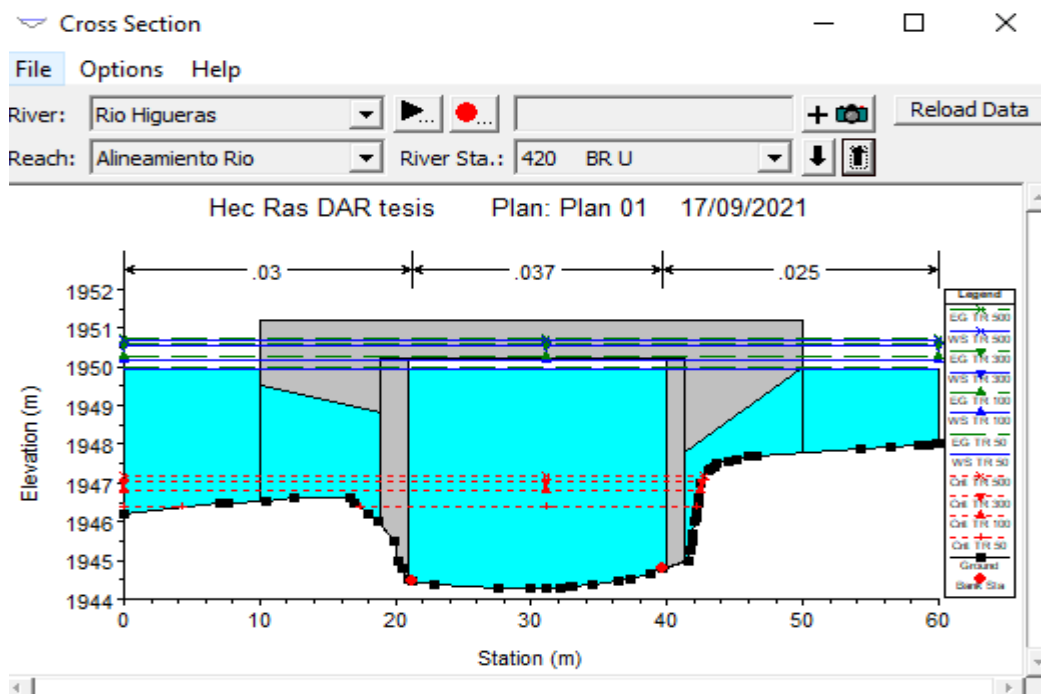


Figura 112
Cross section 440

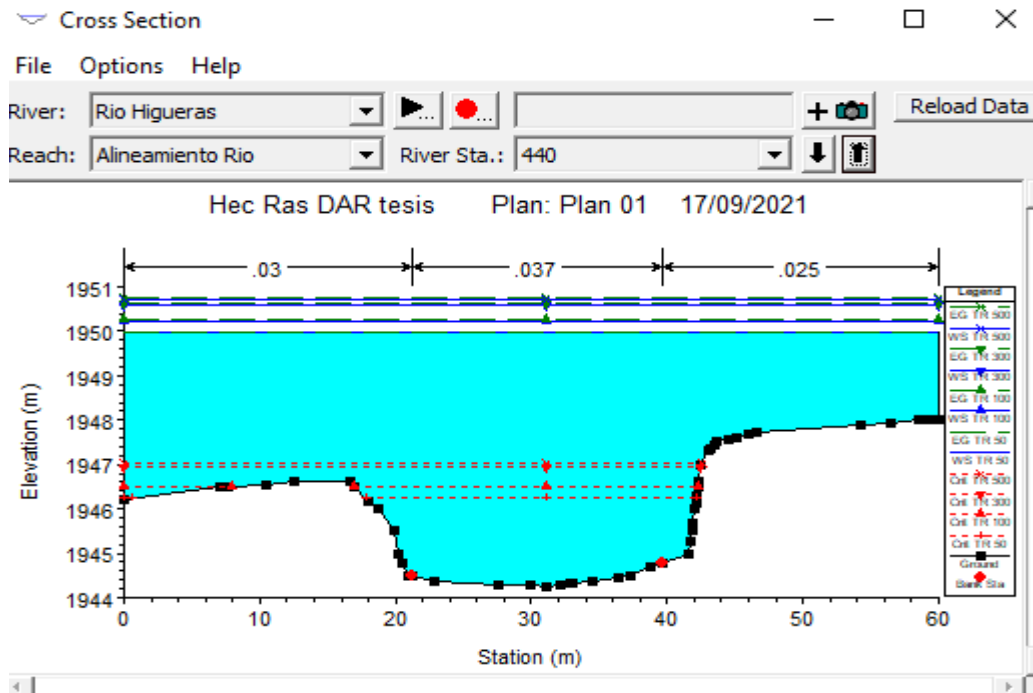


Figura 113
Cross section 460

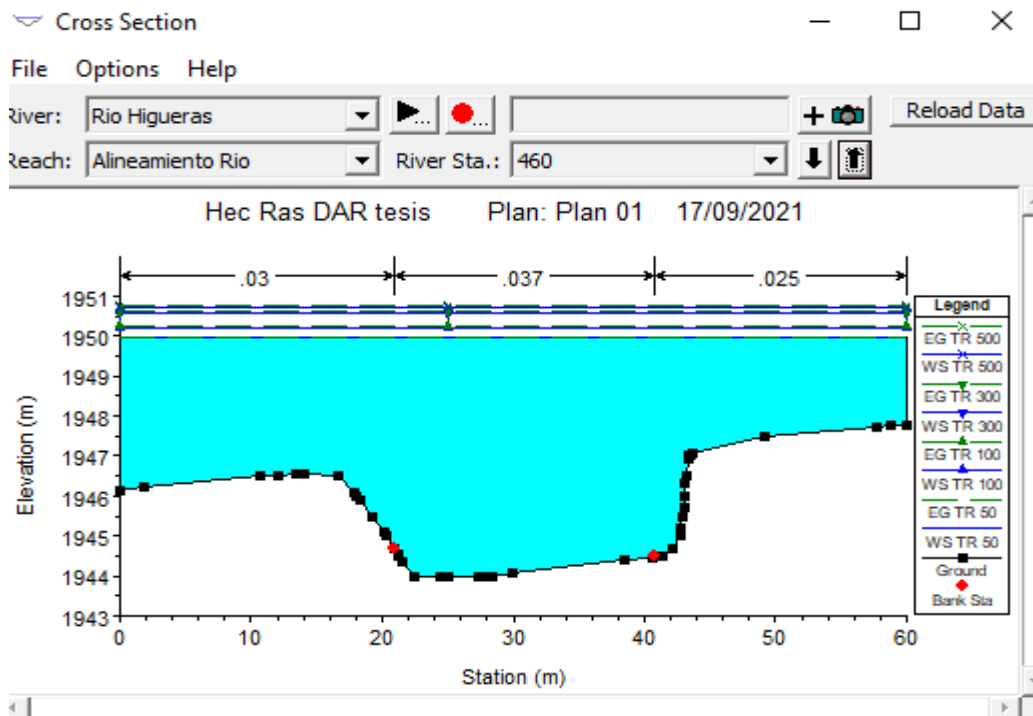


Figura 114
Cross section 480

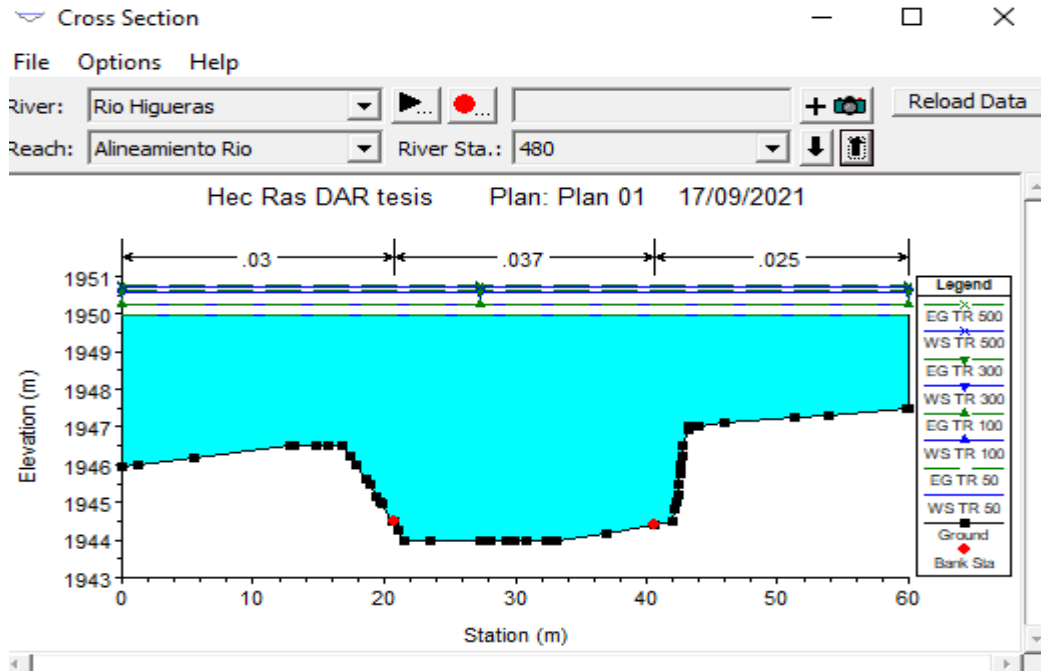


Figura 115
Cross section 500

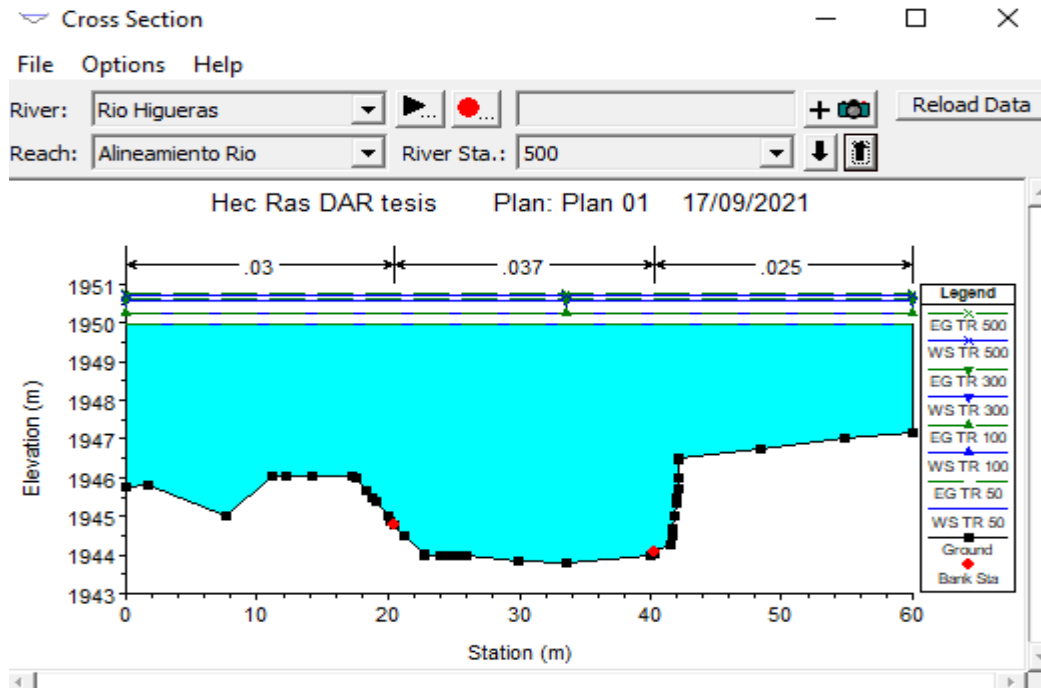


Figura 116
Cross section 520

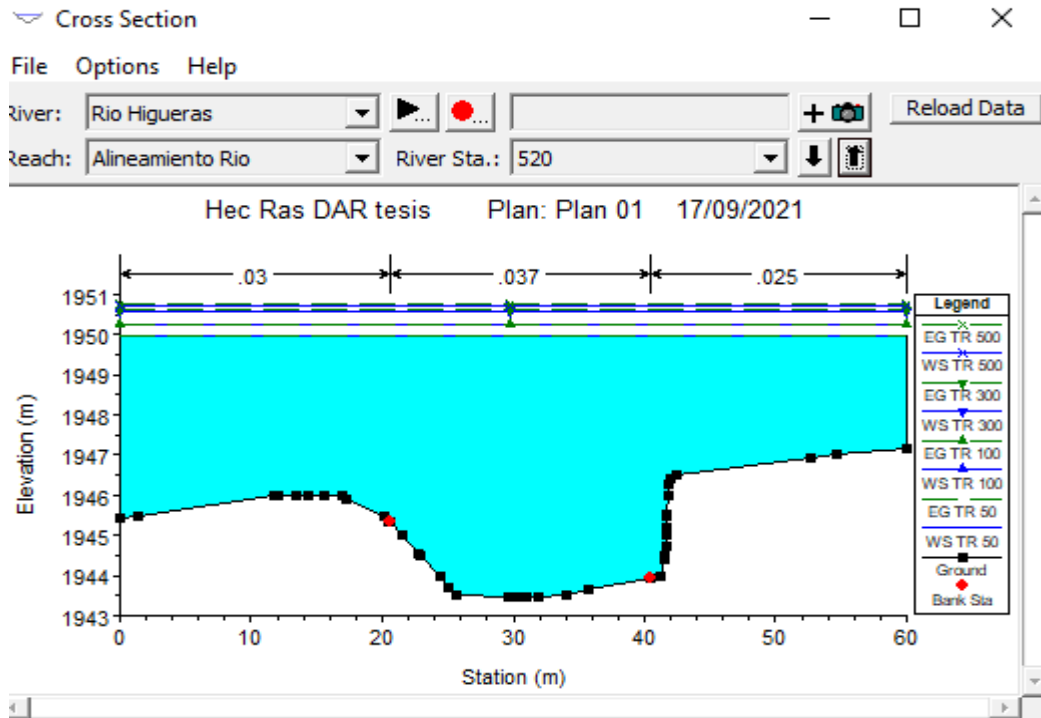


Figura 117
Cross section 540

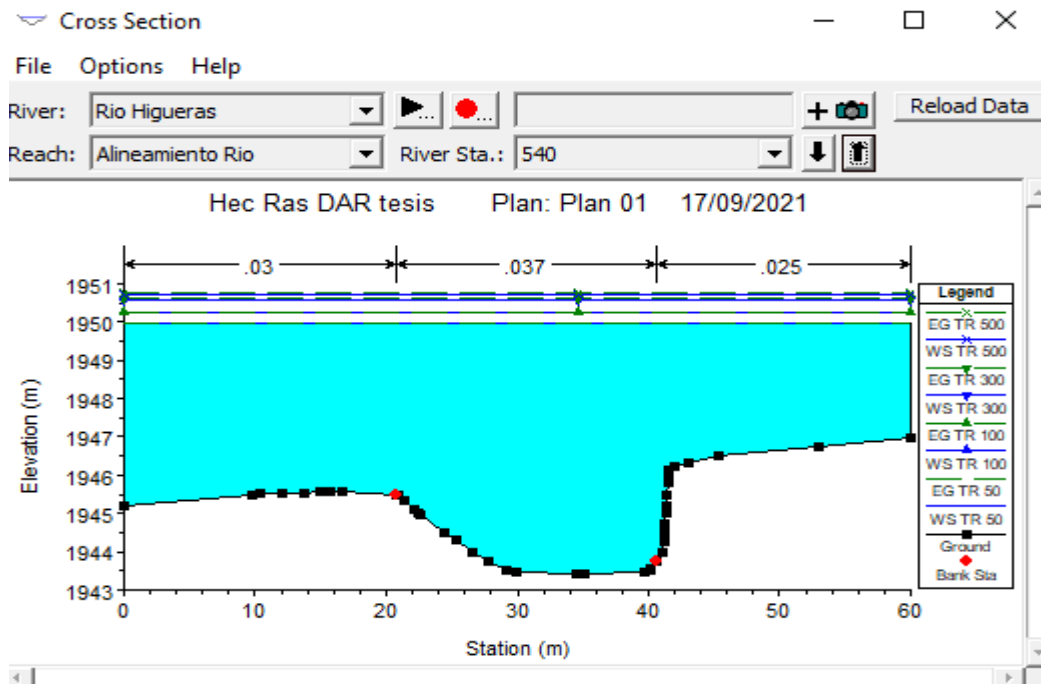


Figura 118
Cross section 560

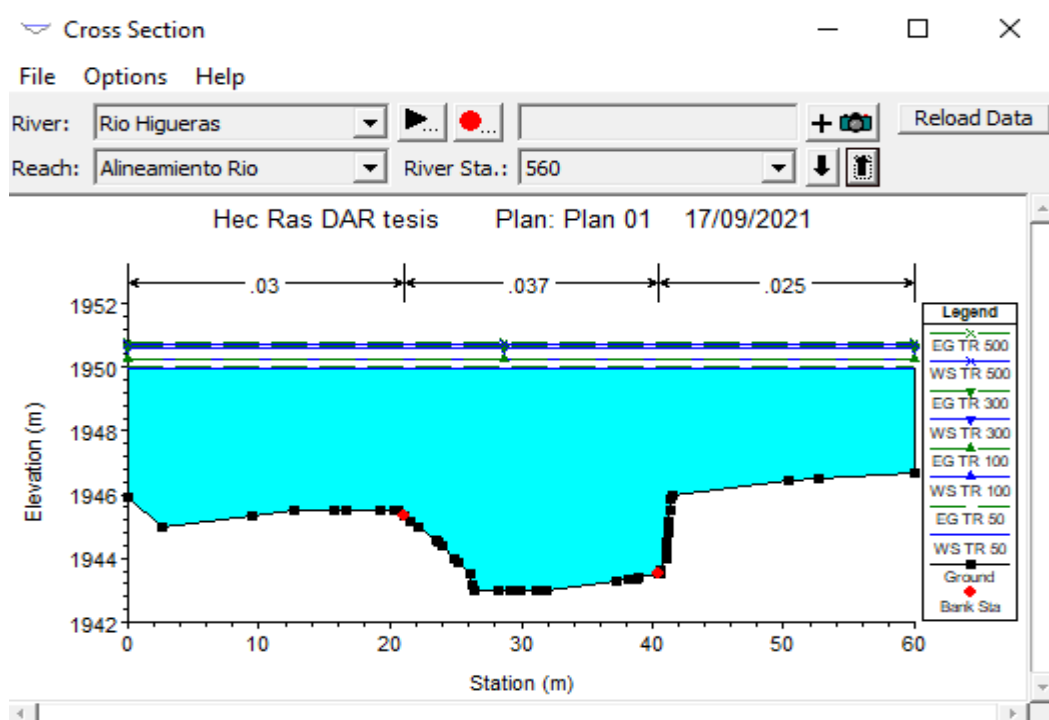


Figura 119
Cross section 580

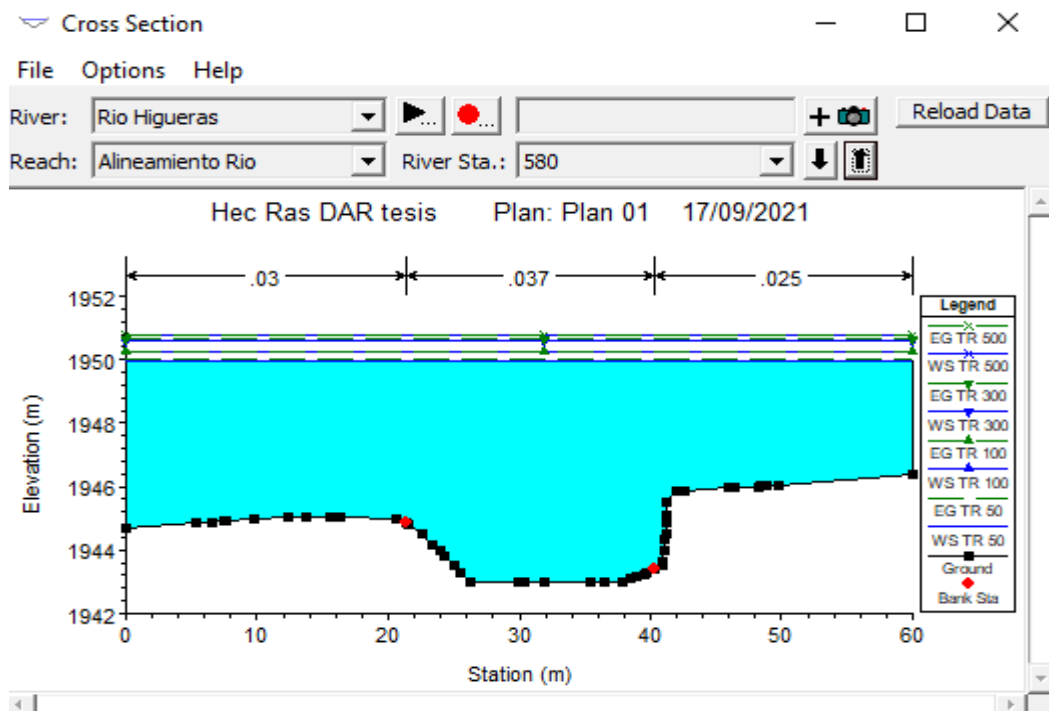


Figura 120
Cross section 600

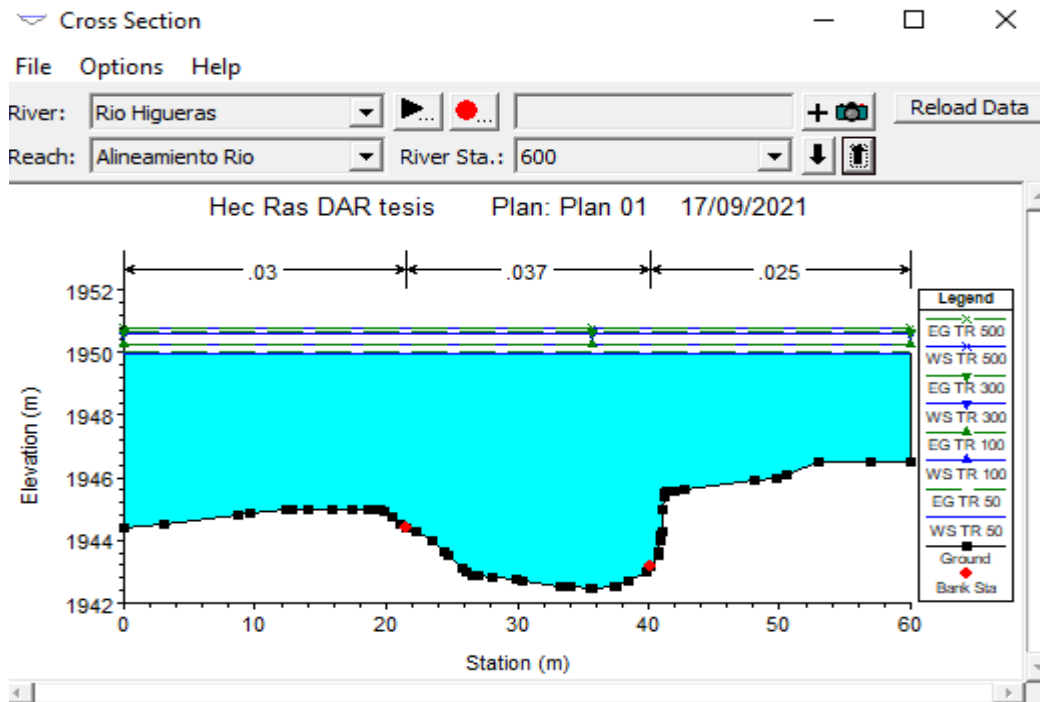


Figura 121
Cross section 620

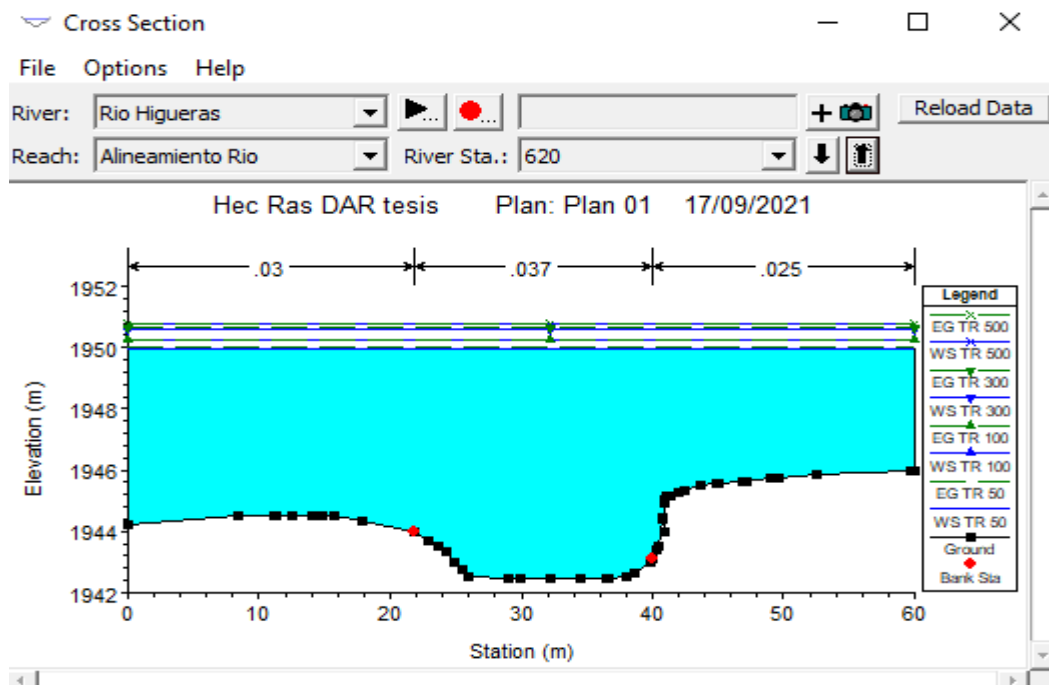


Figura 122
Cross section 640

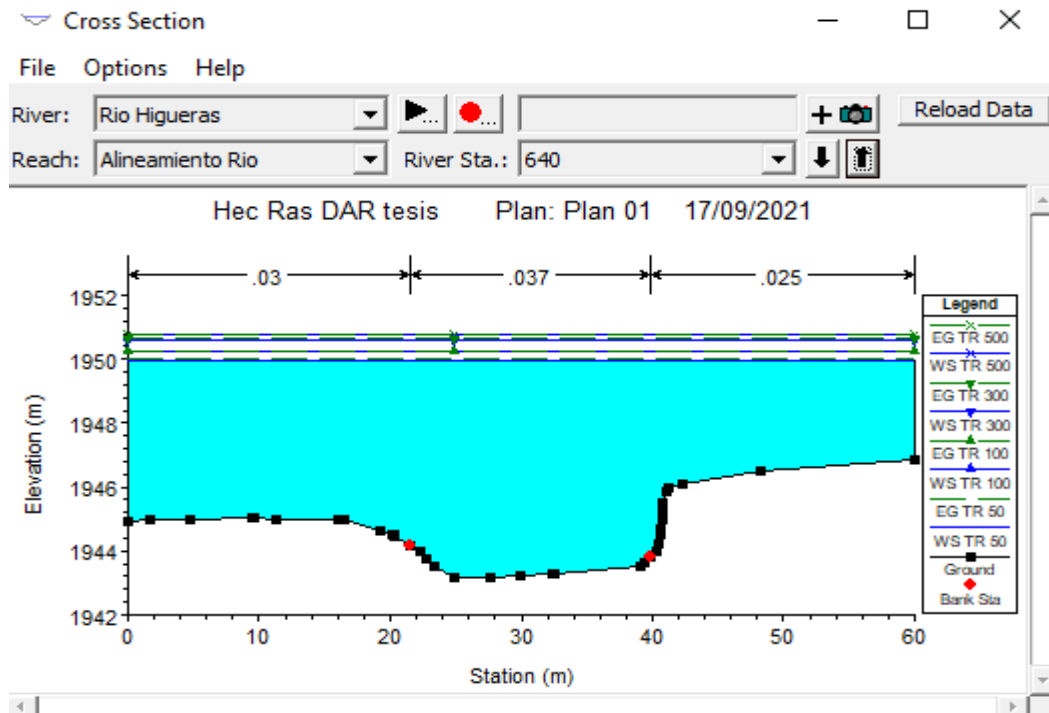


Figura 123
Cross section 660

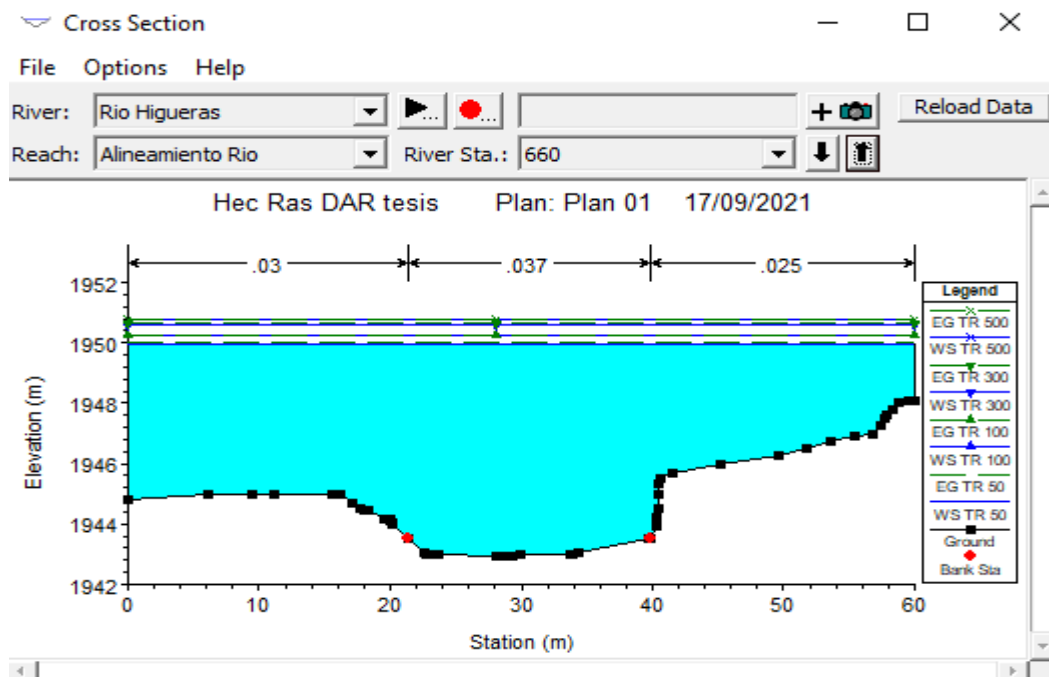


Figura 124
Cross section 680

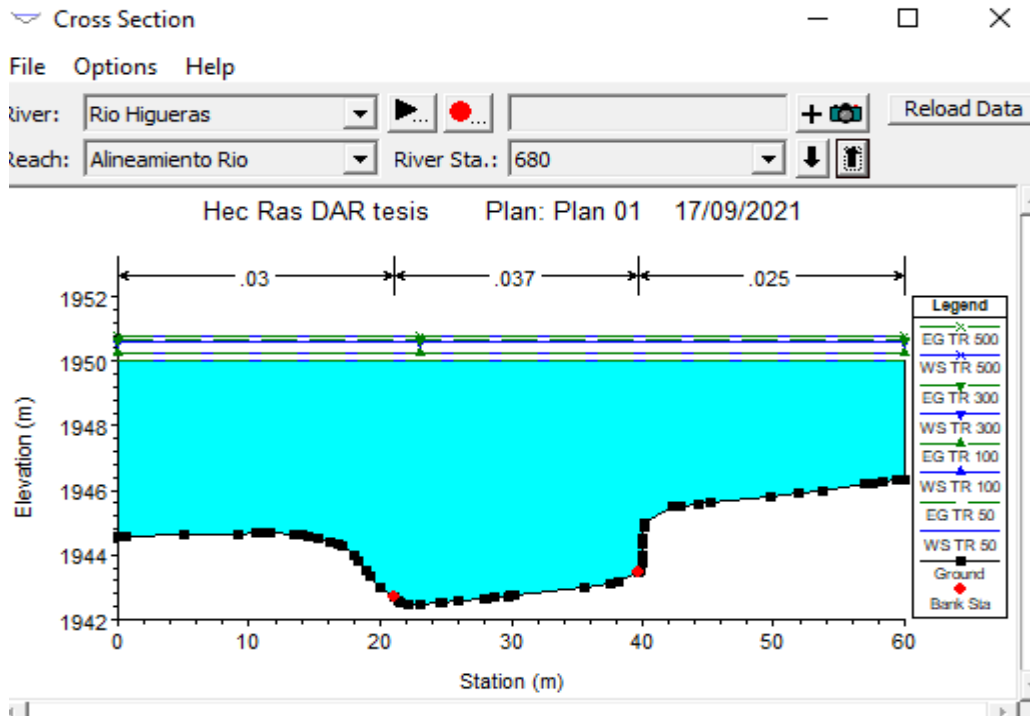


Figura 125
Cross section 700

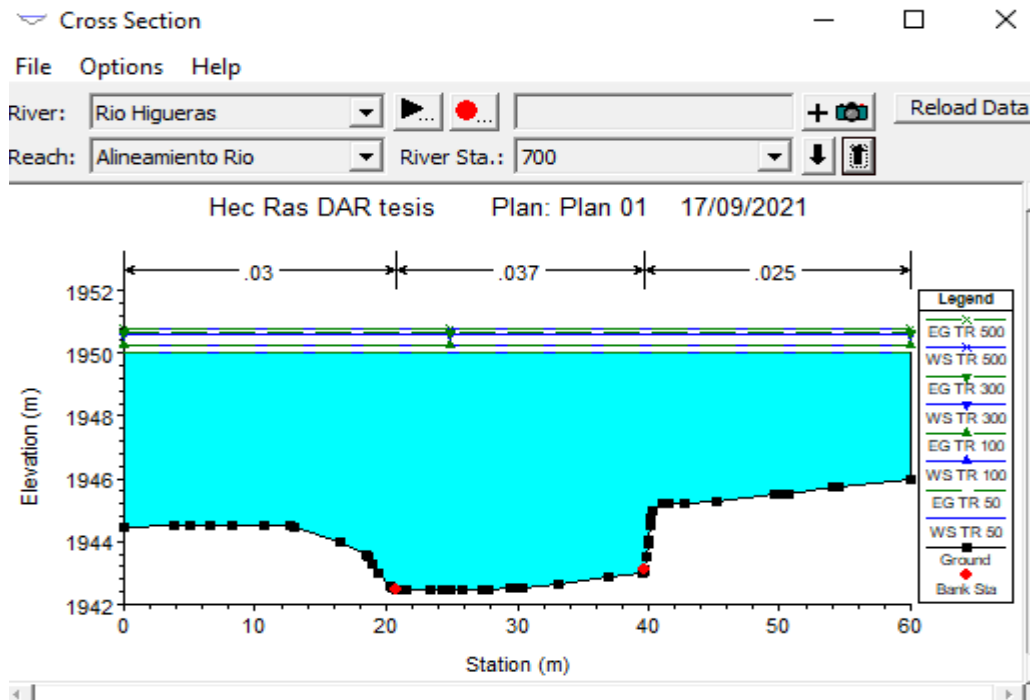


Figura 126
Cross section 720

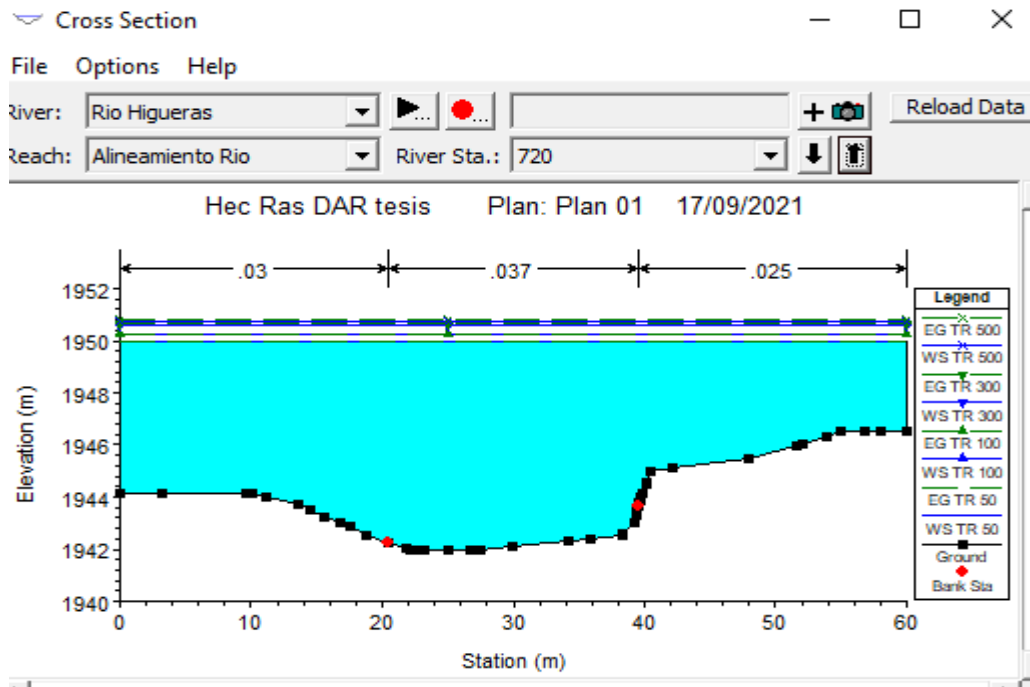
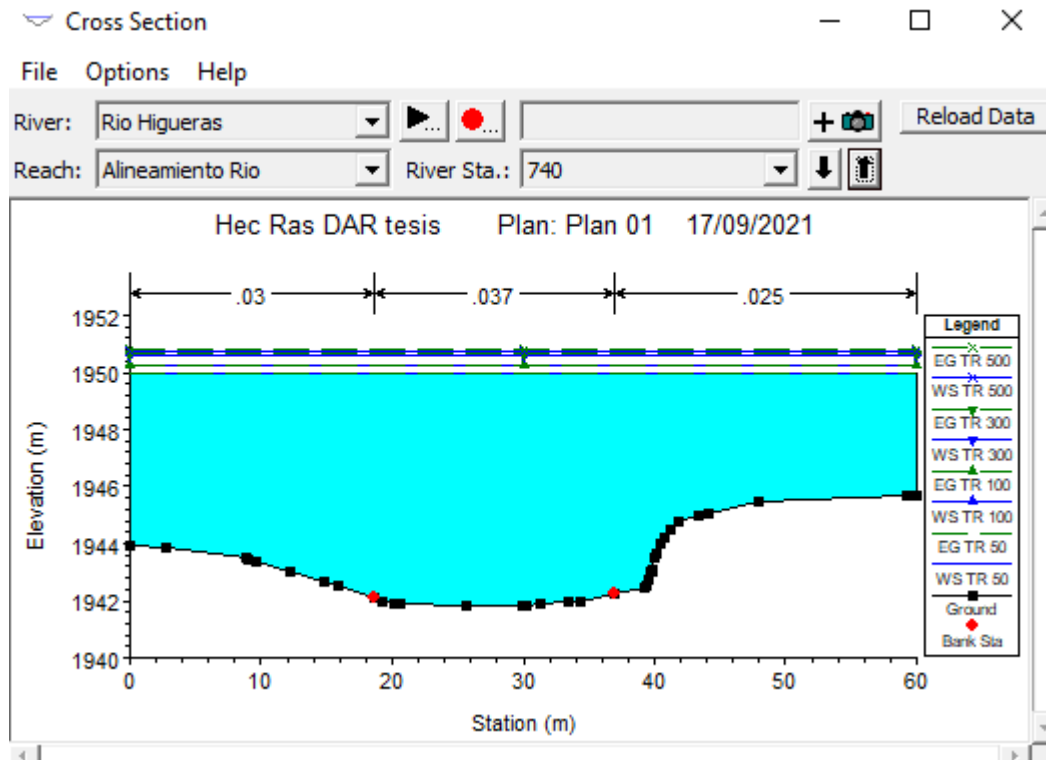


Figura 127
Cross section 740



PERFIL DE LA SUPERFICIE DEL AGUA

Para el perfil de la superficie de agua se muestra en las siguientes imágenes el perfil original y los perfiles para los periodos de retorno de 50 años, 100 años, 300 años y 500 años.

Figura 128

Perfil de la superficie del agua en condiciones iniciales

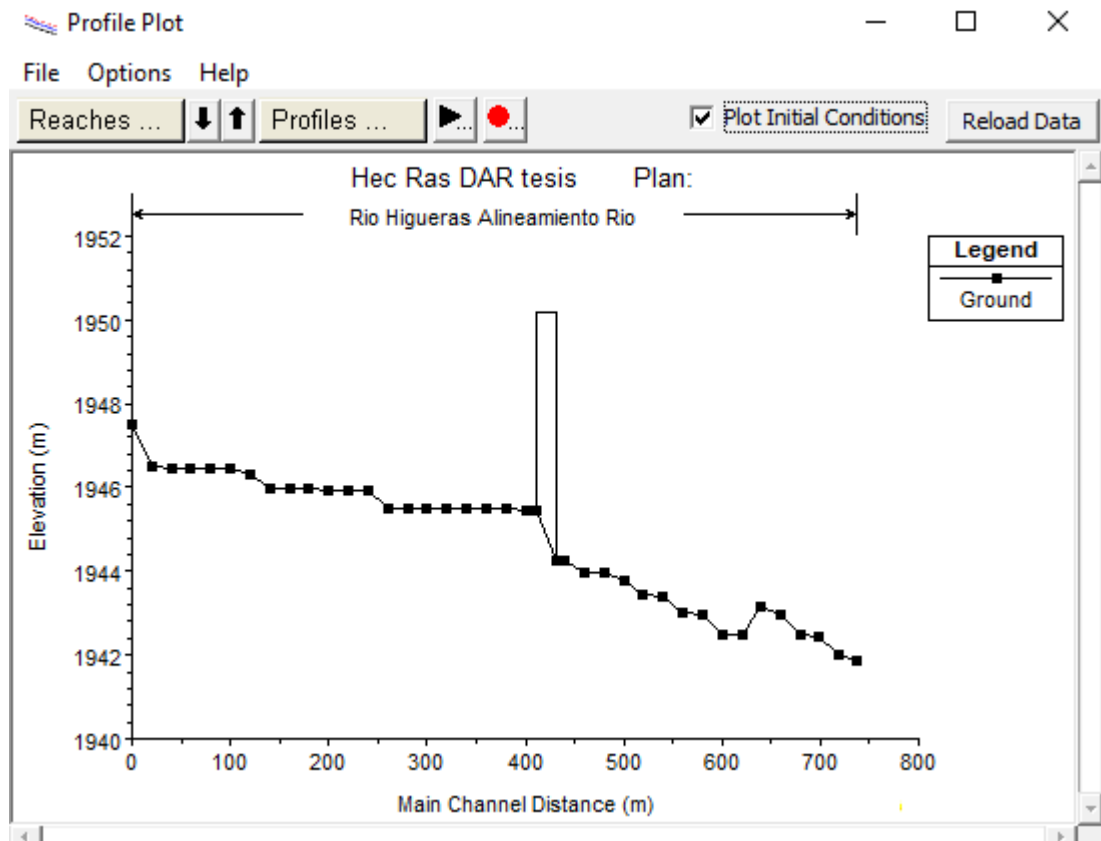


Figura 129
Perfil de la superficie del agua en un $T_r= 50$ años

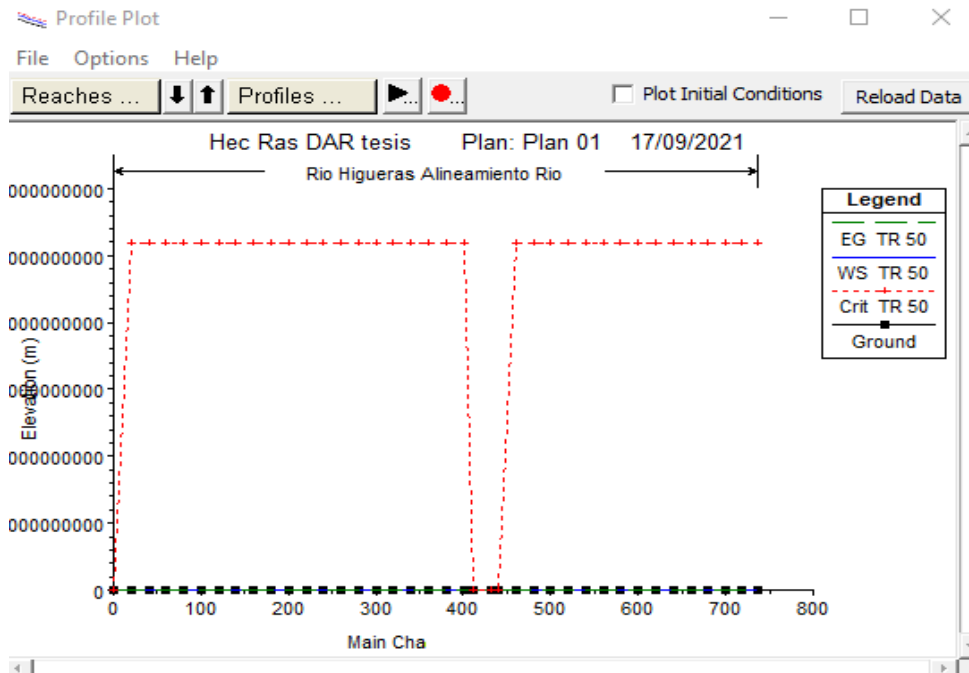


Figura 130
Perfil de la superficie del agua en un $T_r= 100$ años

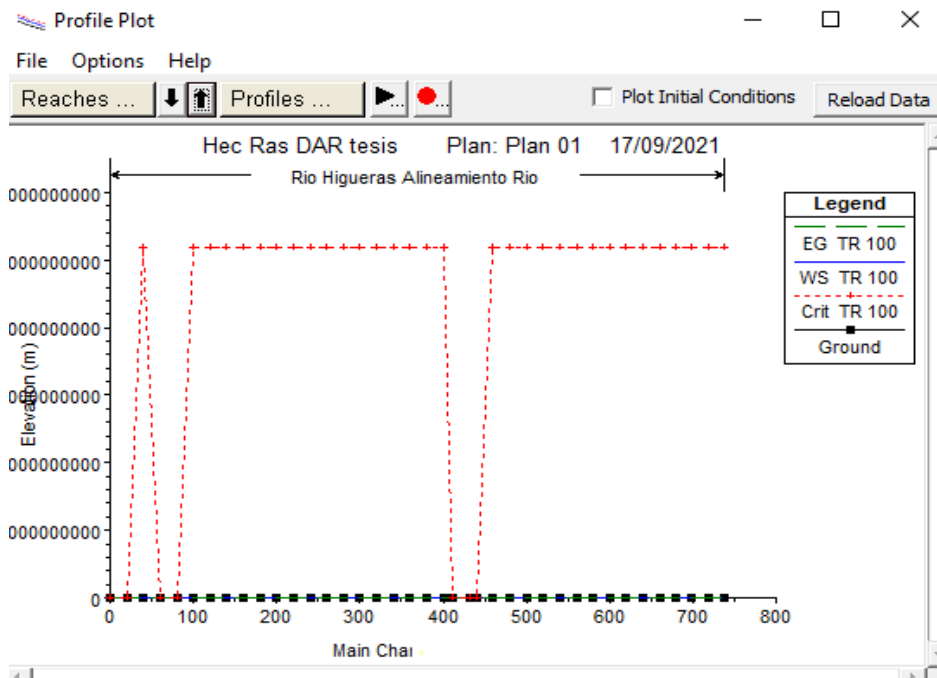


Figura 131
Perfil de la superficie del agua en un $Tr= 300$ años

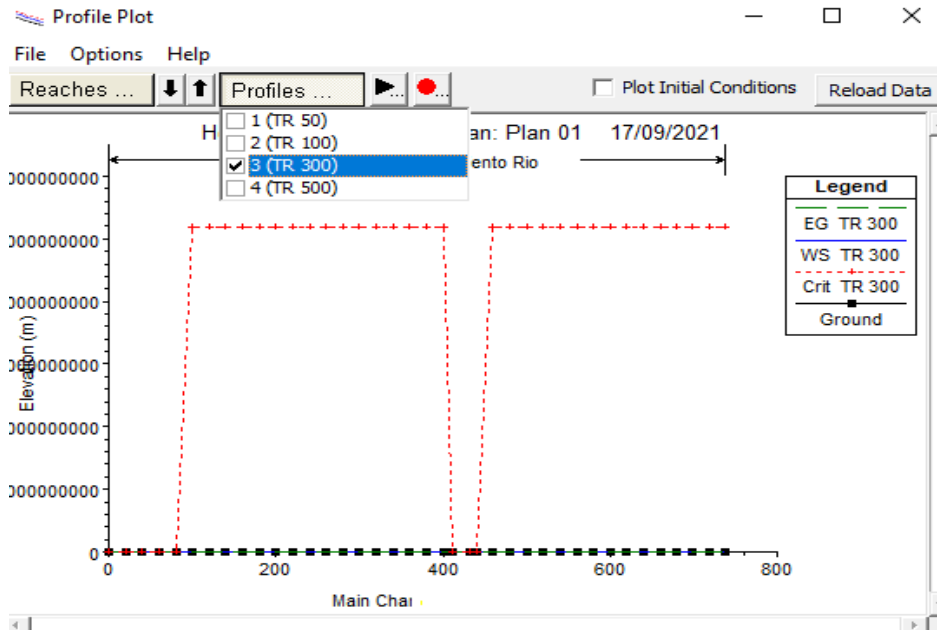
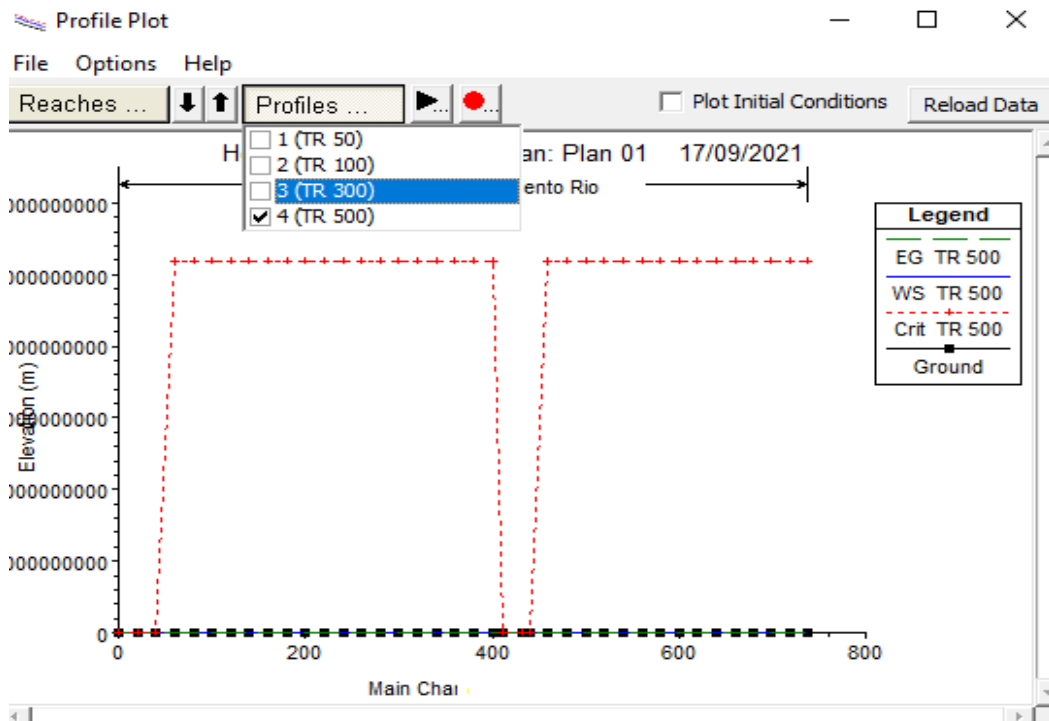


Figura 132
Perfil de la superficie del agua en un $Tr= 500$ años



PERFIL DE VELOCIDADES

En los perfiles de las velocidades solo se tiene en los periodos de retorno estudiados como de 50, 100, 300 y 500 años.

Figura 133

Perfil de velocidades en un $Tr= 50$ años

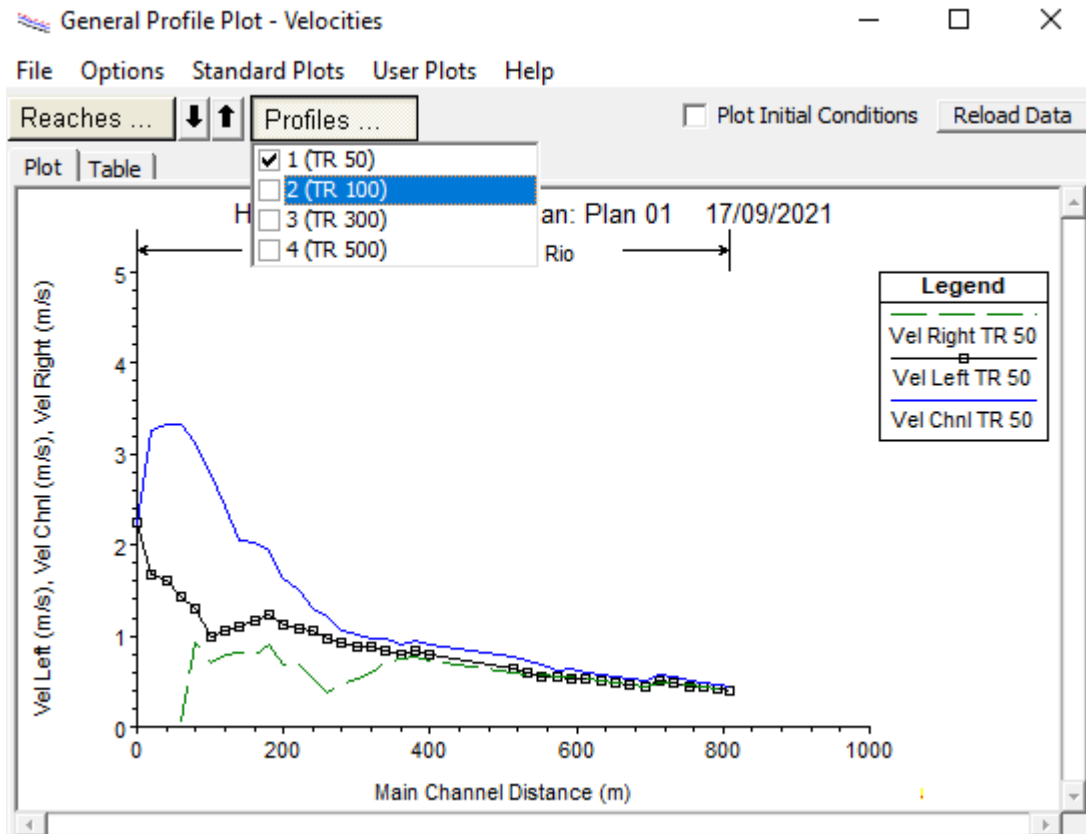


Figura 134
Perfil de velocidades en un $Tr= 100$ años

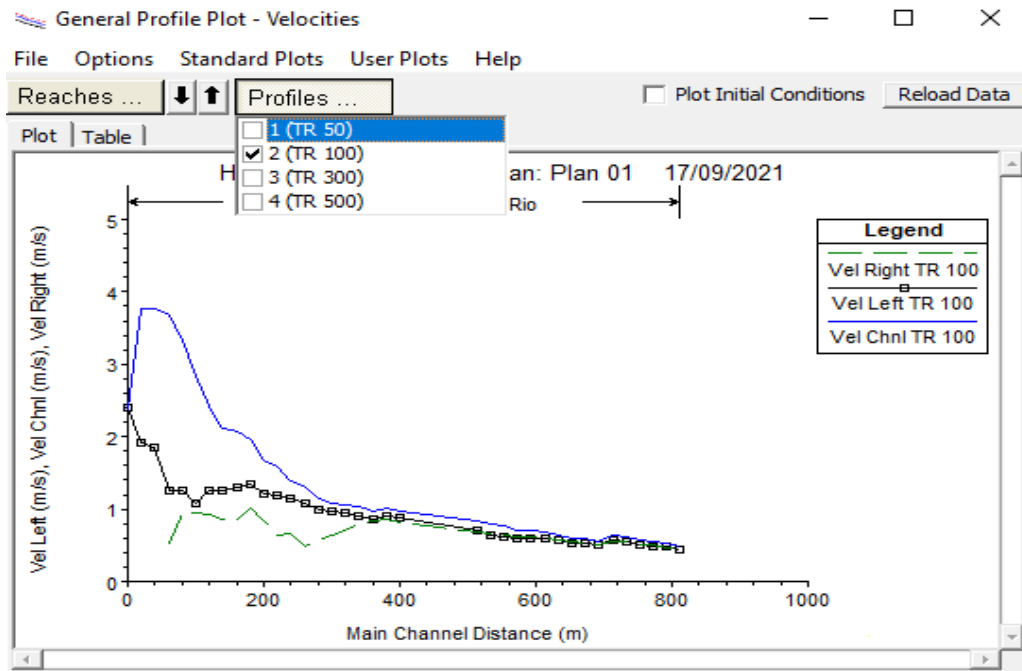


Figura 135
Perfil de velocidades en un $Tr= 300$ años

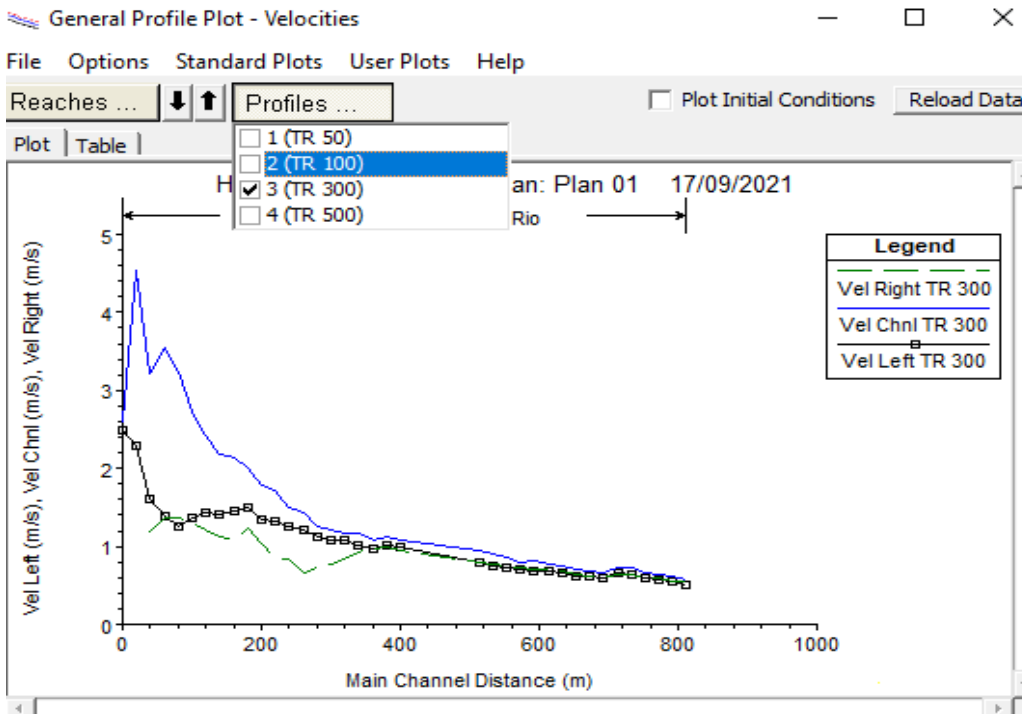
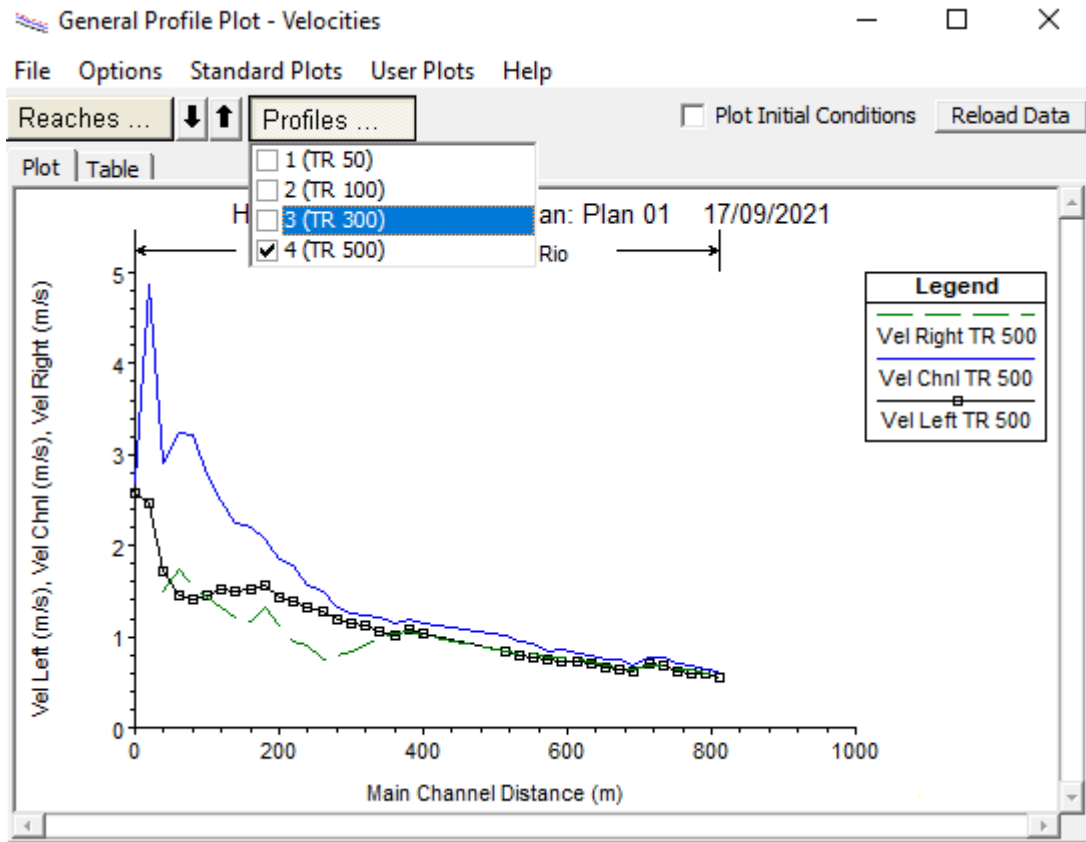


Figura 136

Perfil de velocidades en un $Tr= 500$ años



PERFIL FLOW

En la parte de Perfil Flow es el perfil del flujo que se calculó para los periodos de retorno de estudiados como de 50, 100, 300 y 500 años

Figura 137

Perfil Flow para un Tr: 50 años

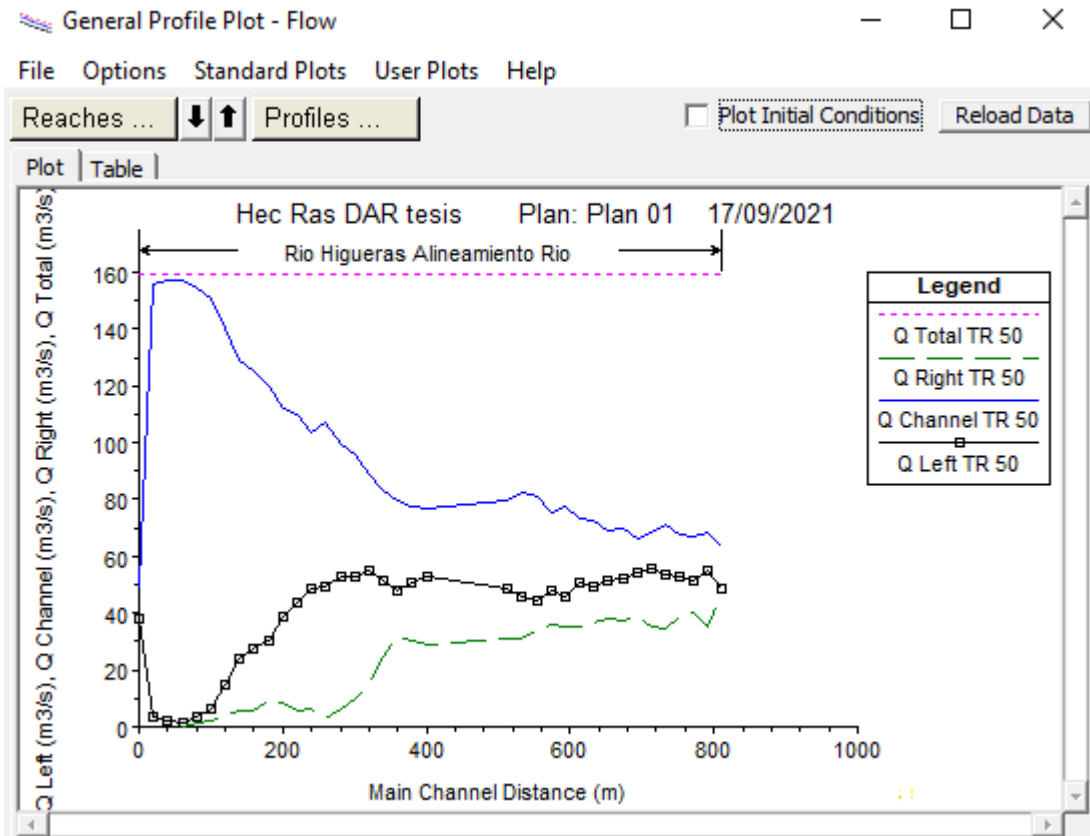


Figura 138
Perfil Flow para un Tr: 100 años

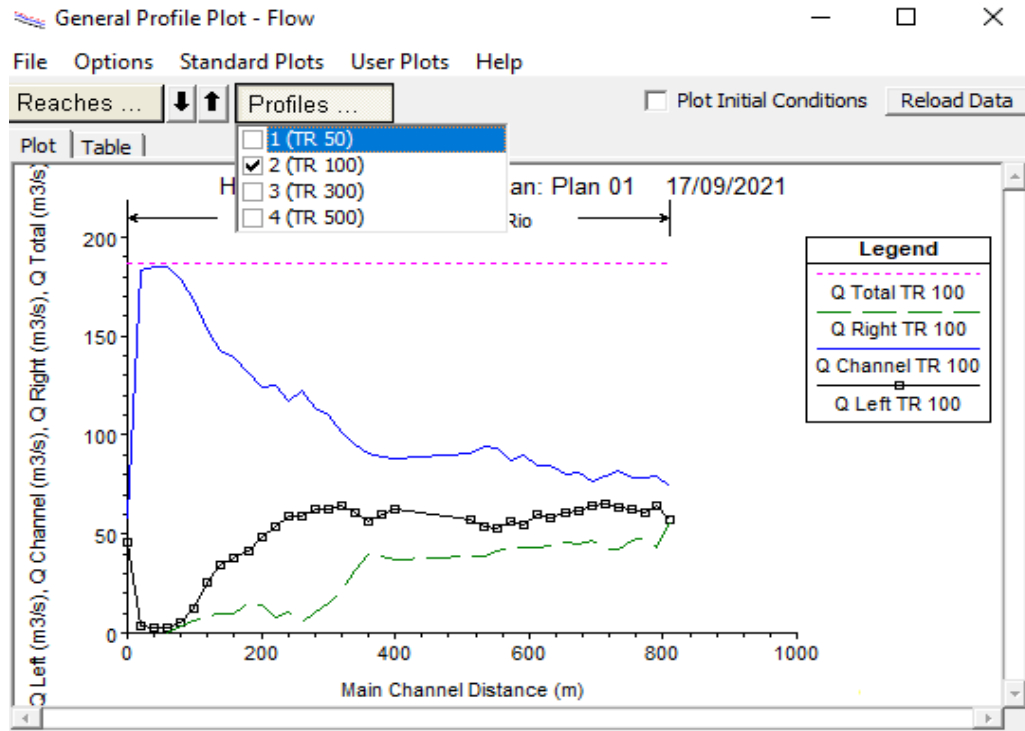


Figura 139
Perfil Flow para un Tr: 300 años

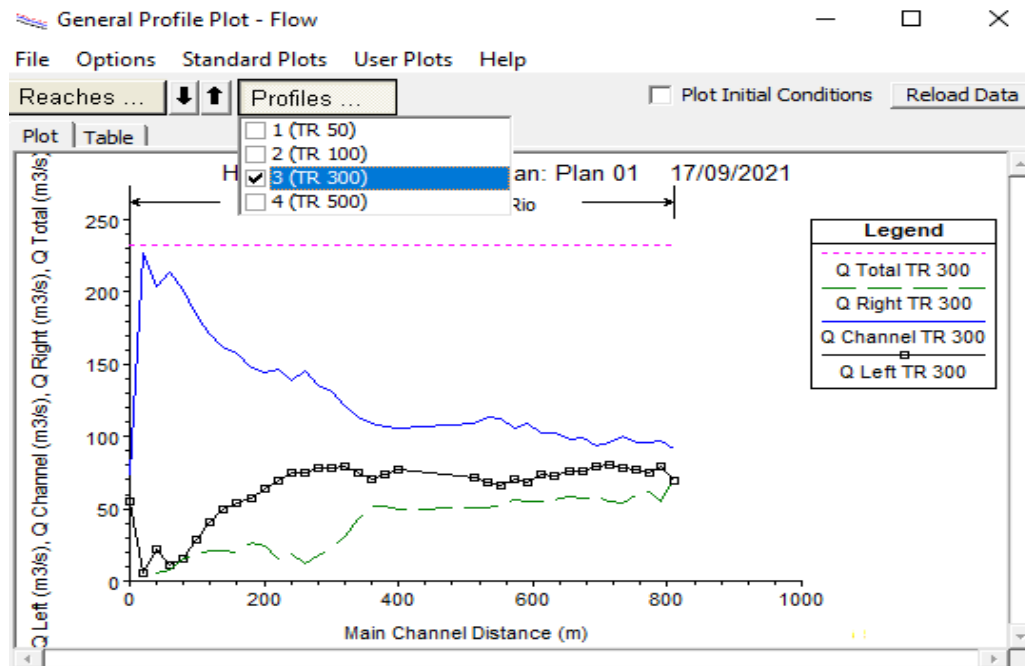
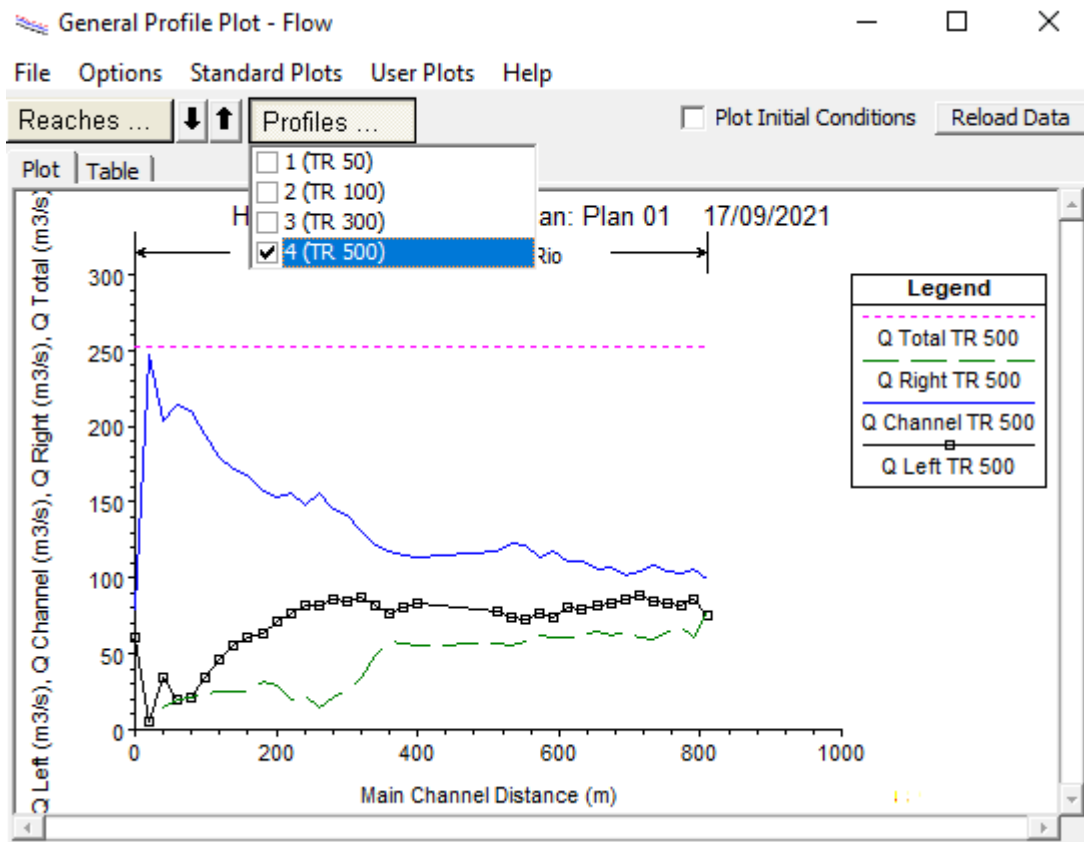


Figura 140
Perfil Flow para un Tr: 500 años



PROFILE PLOT – AREA

En esta parte se tendrá el perfil del área que se tendrá en los periodos de retorno de 50, 100, 300 y 500 años.

Figura 141
Área en un $Tr= 50$ años

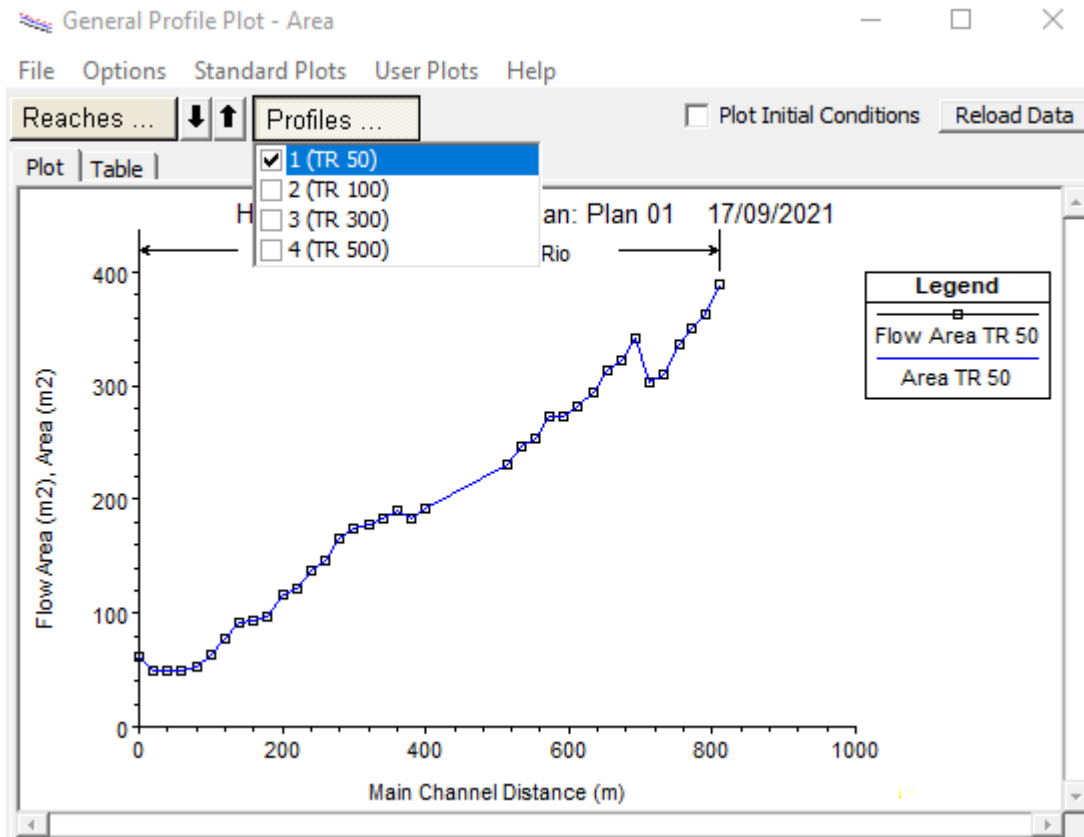


Figura 142
 Área en un $Tr= 100$ años

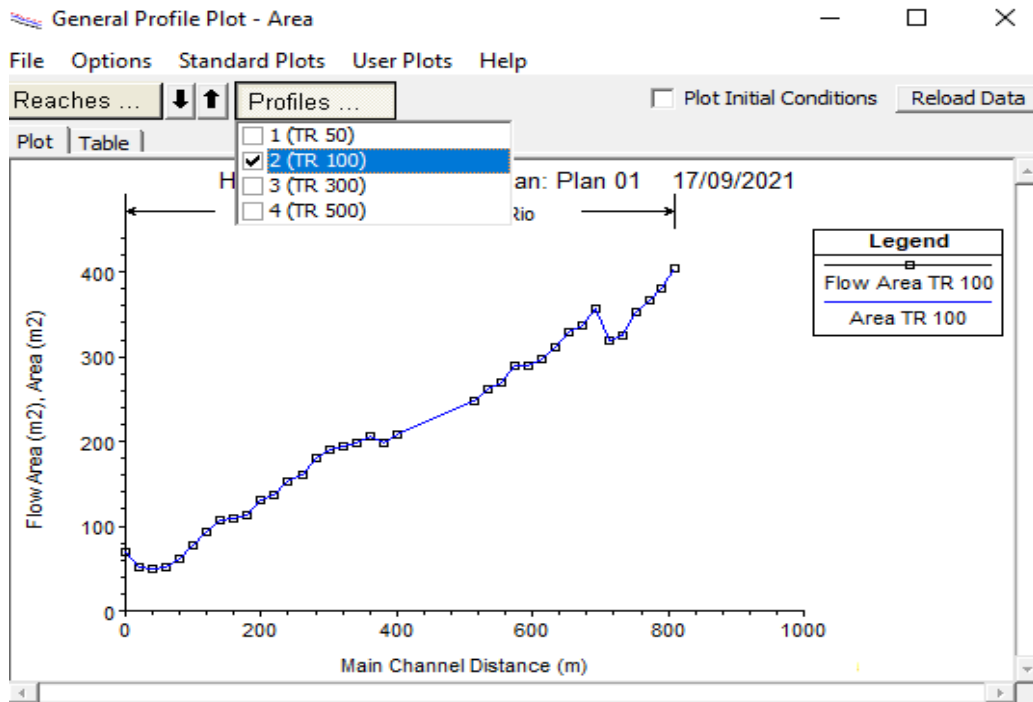


Figura 143
 Área en un $Tr= 300$ años

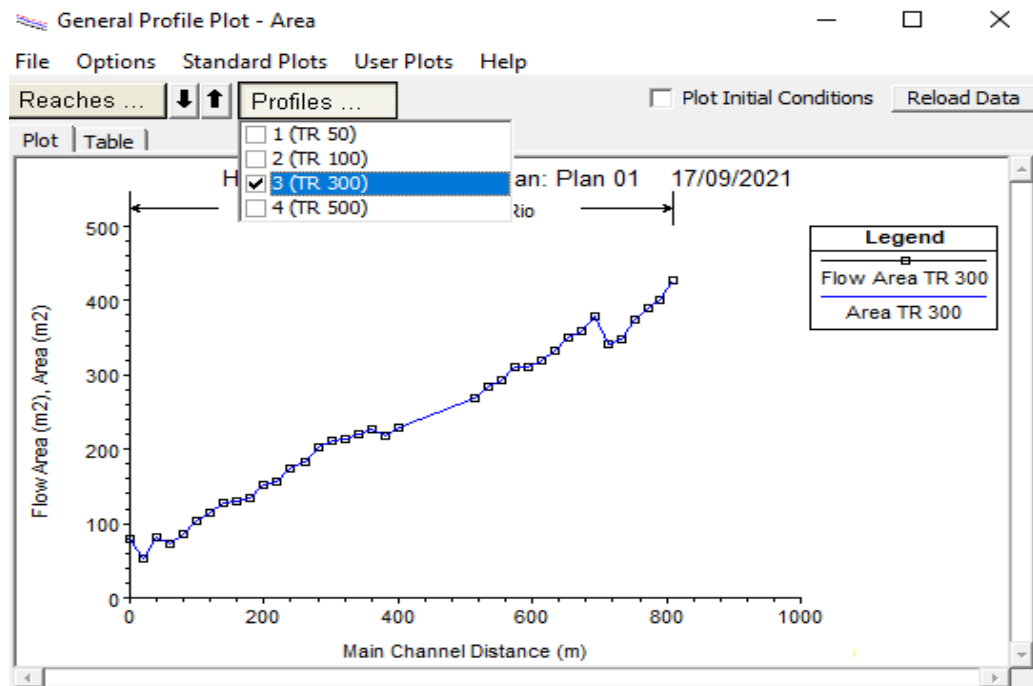
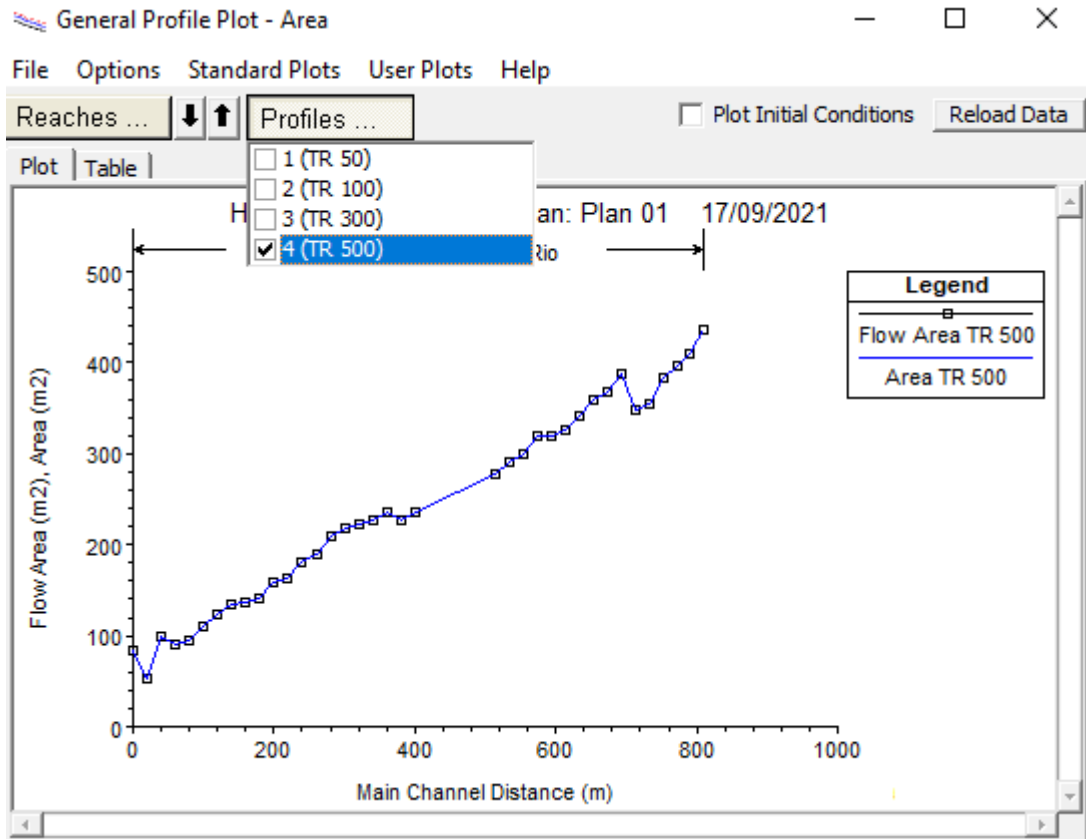


Figura 144
Área en un $Tr= 500$ años



PROFILE TOP WIDTH (ancho superior del perfil)

Figura 145

Ancho superior del perfil en un $Tr: 50$ años

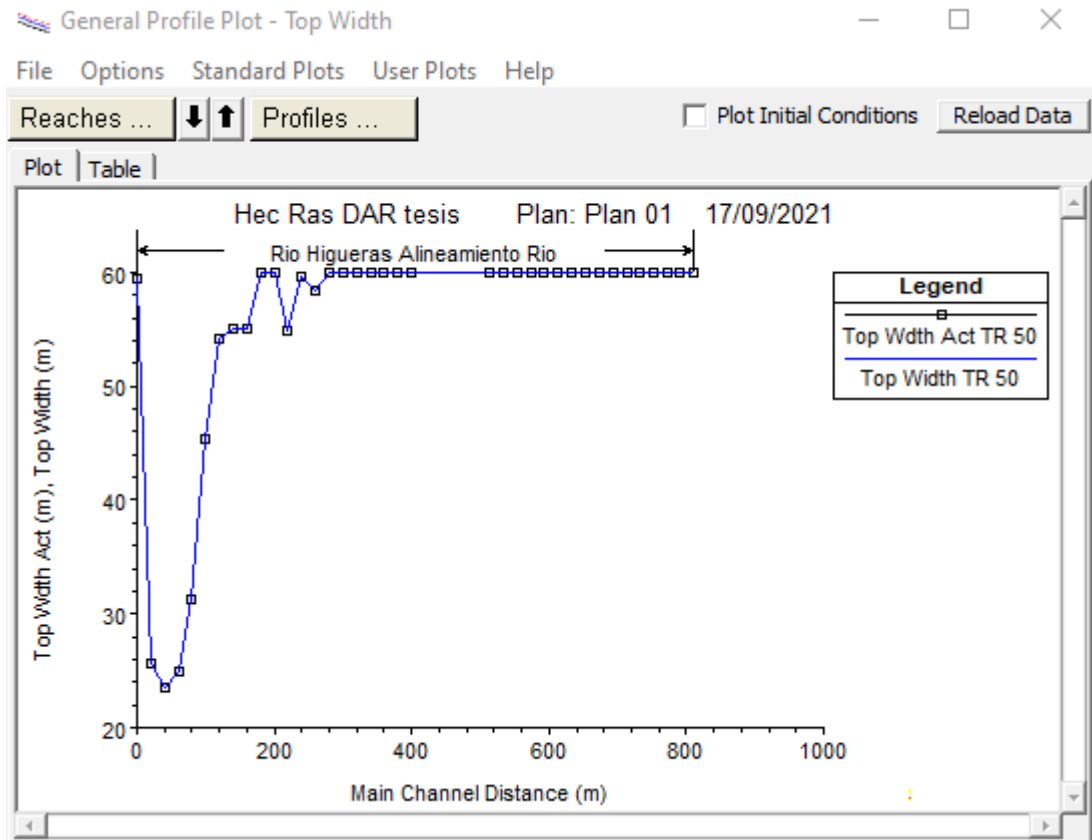


Figura 146
Ancho superior del perfil en un Tr: 100 años

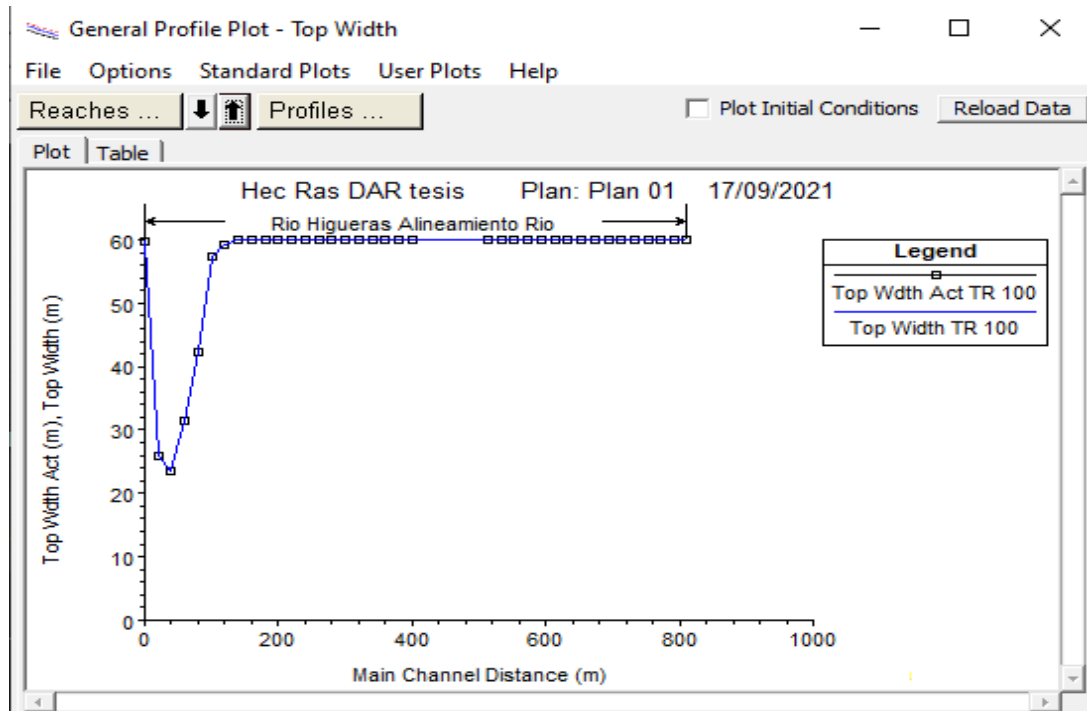


Figura 147
Ancho superior del perfil en un Tr: 300 años

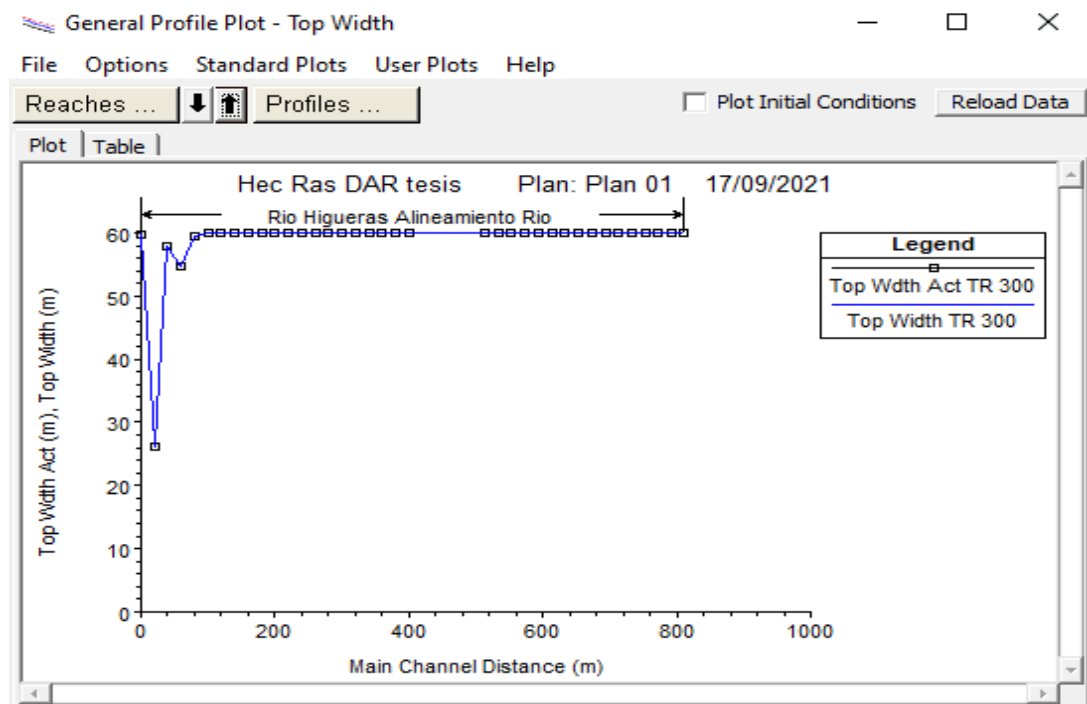
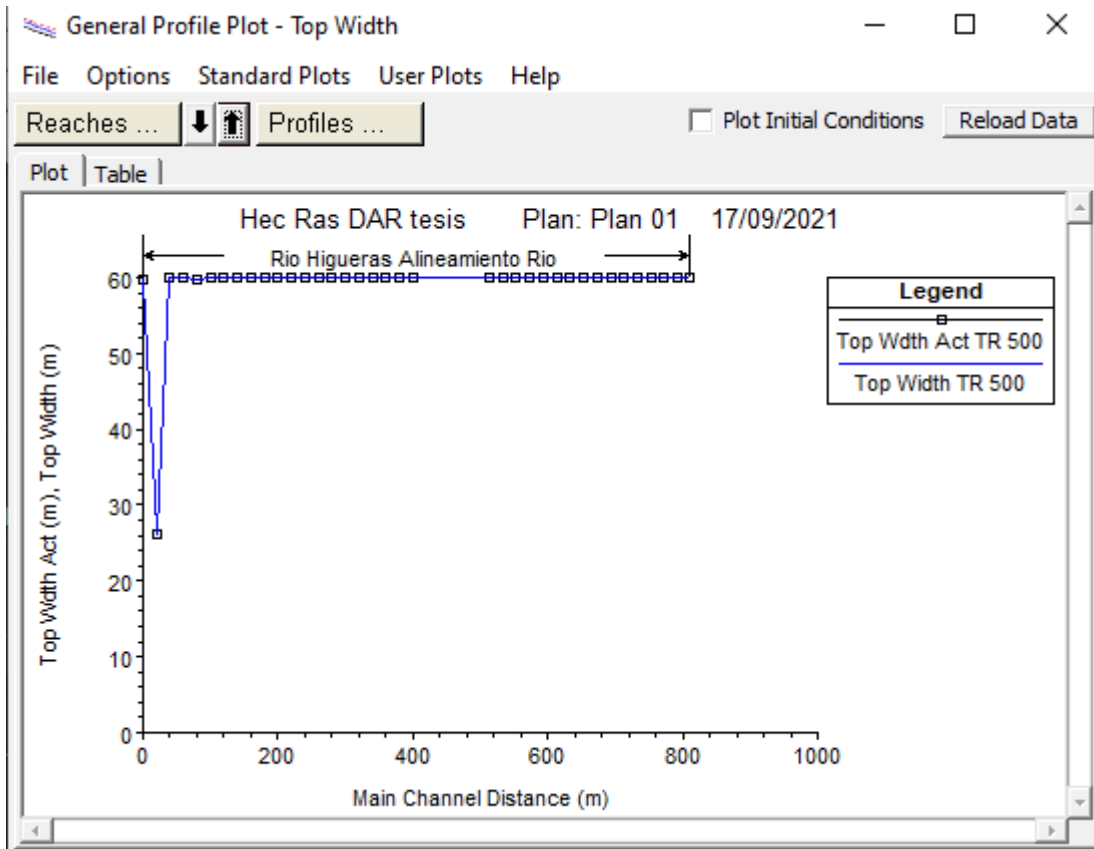


Figura 148
Ancho superior del perfil en un Tr: 500 años



PROFILE PLOT FROUDE (perfil del número de Froude)

Figura 149

Froude para un Tr: 50 años

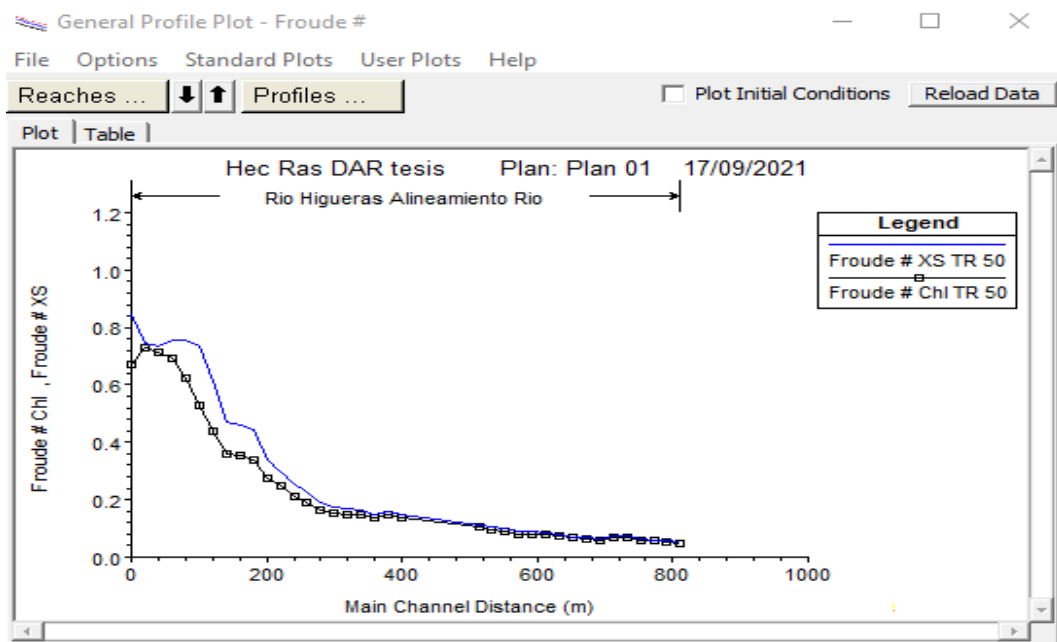


Figura 150

Froude para un Tr: 100 años

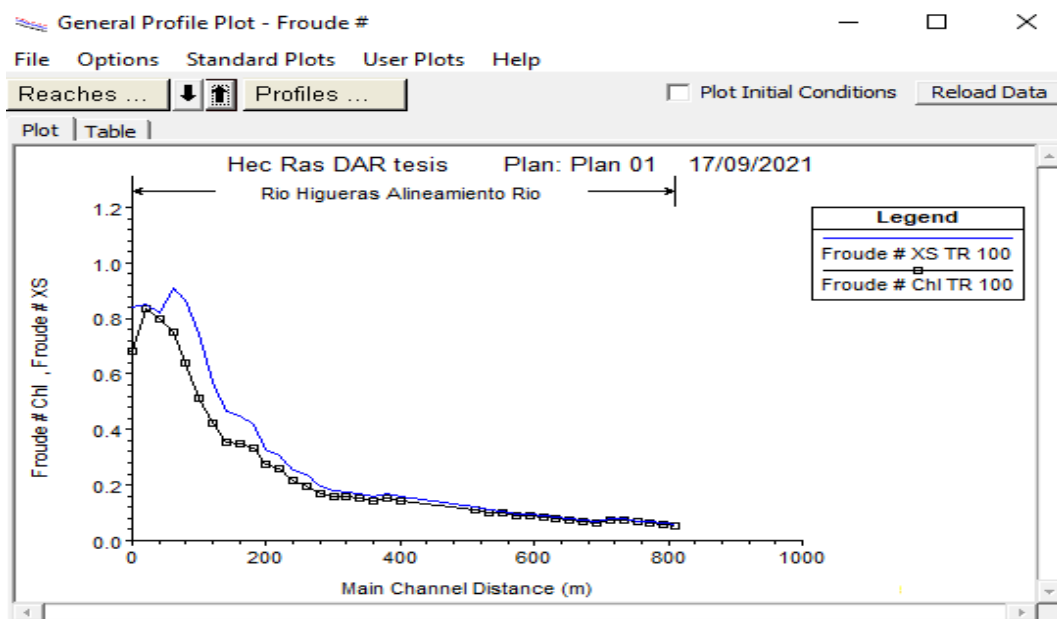


Figura 151
 Froude para un Tr: 300 años

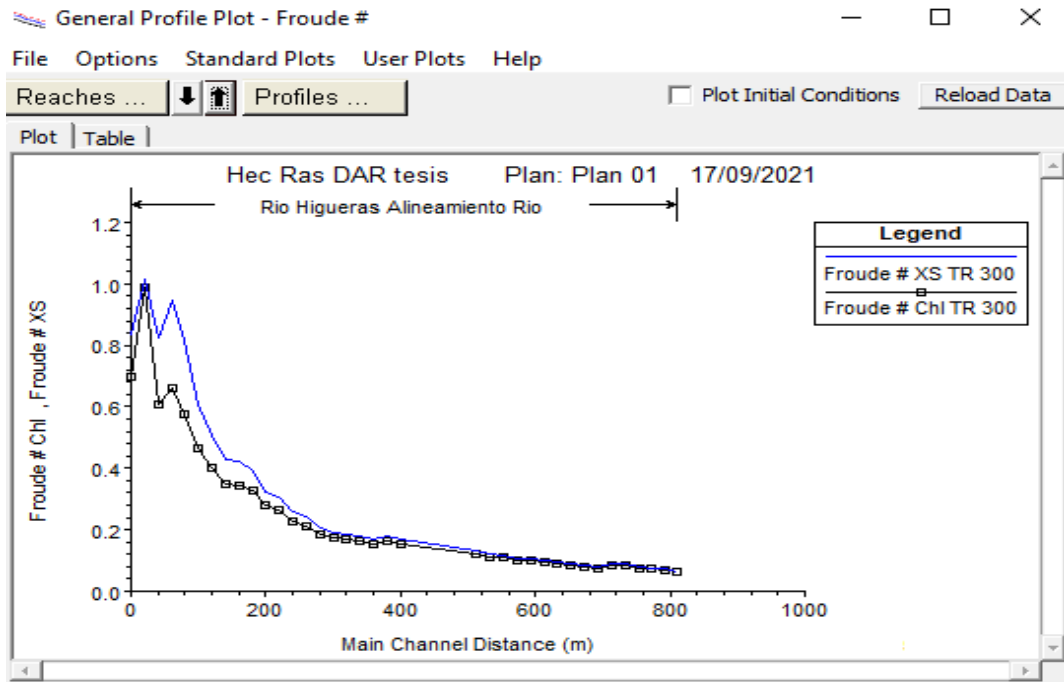
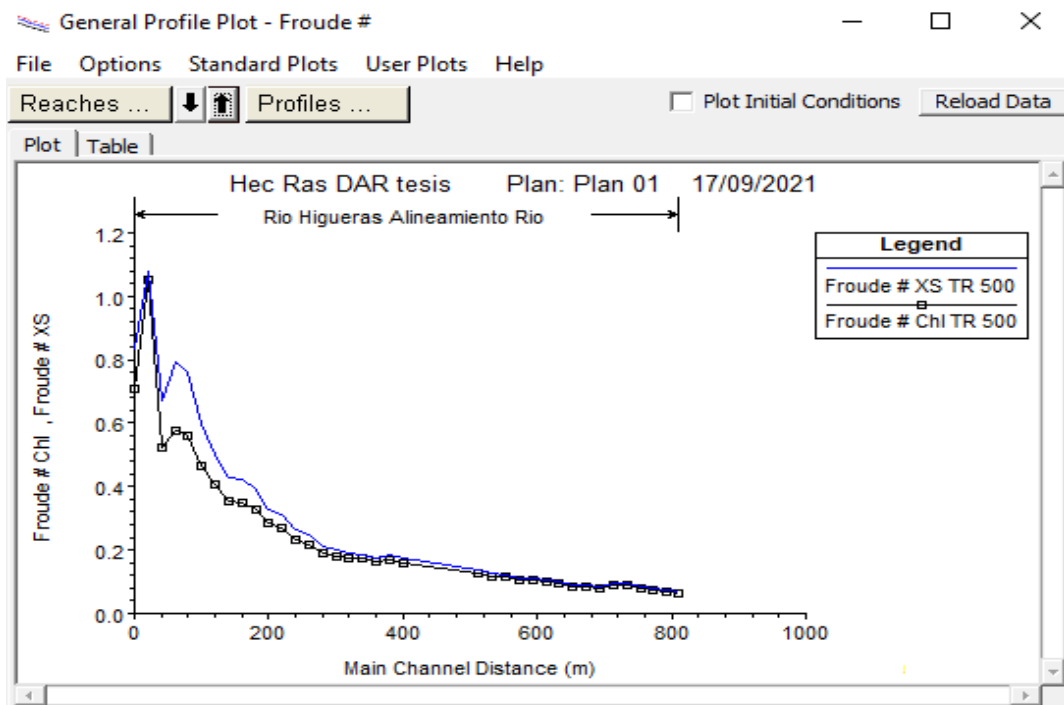


Figura 152
 Froude para un Tr: 500 años



PROFILE PLOT HYDRAULIC DEPTH (perfil de la profundidad hidráulica)

Figura 153

Profundidad Hidráulica para un $T_r= 50$ años

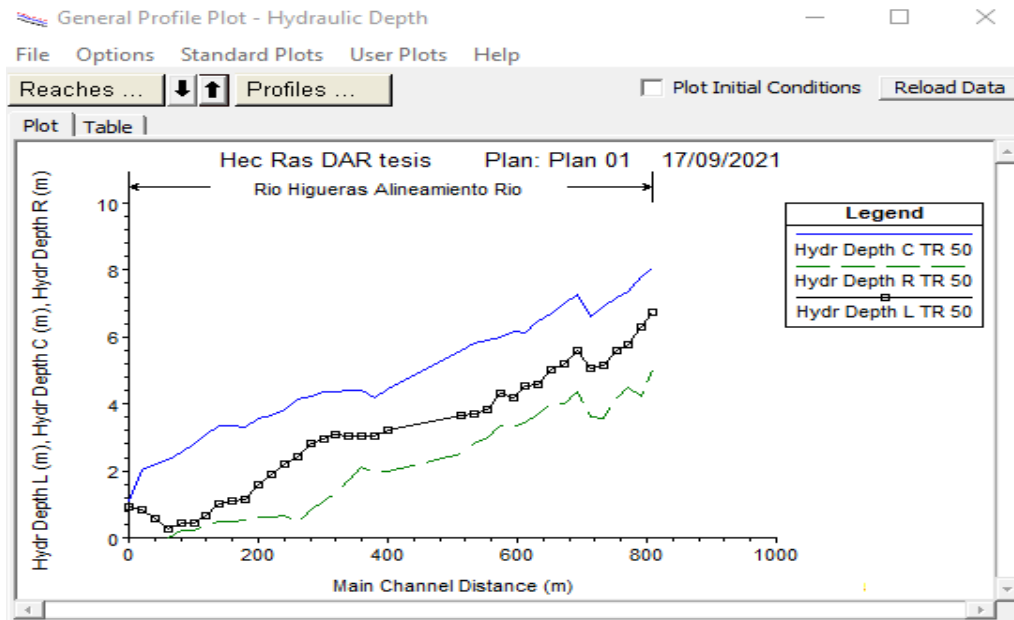


Figura 154

Profundidad Hidráulica para un $T_r= 100$ años

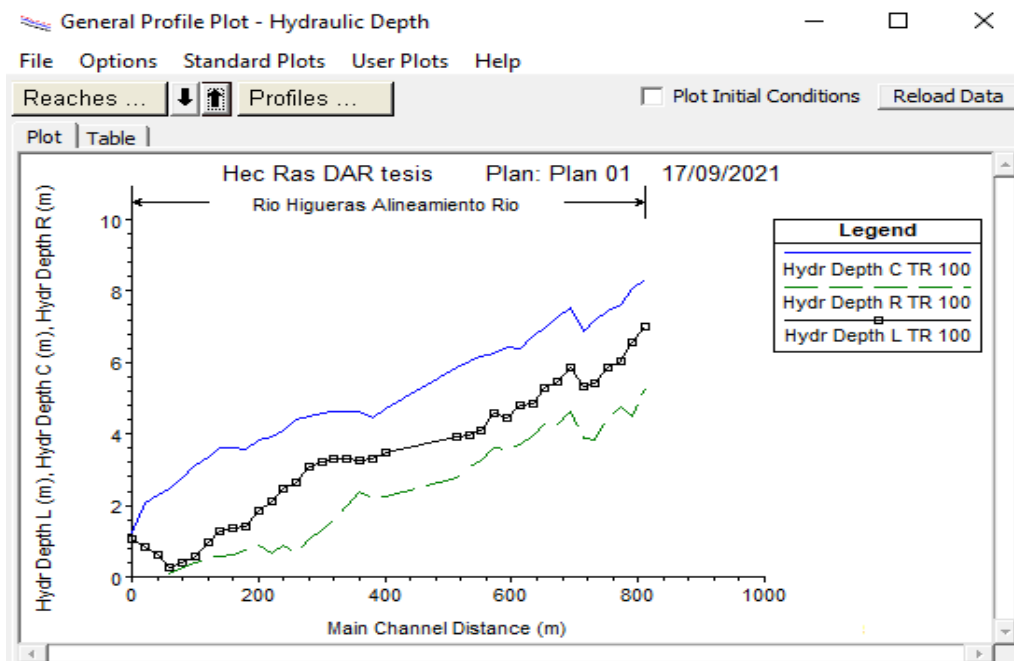


Figura 155
 Profundidad Hidráulica para un $Tr= 300$ años

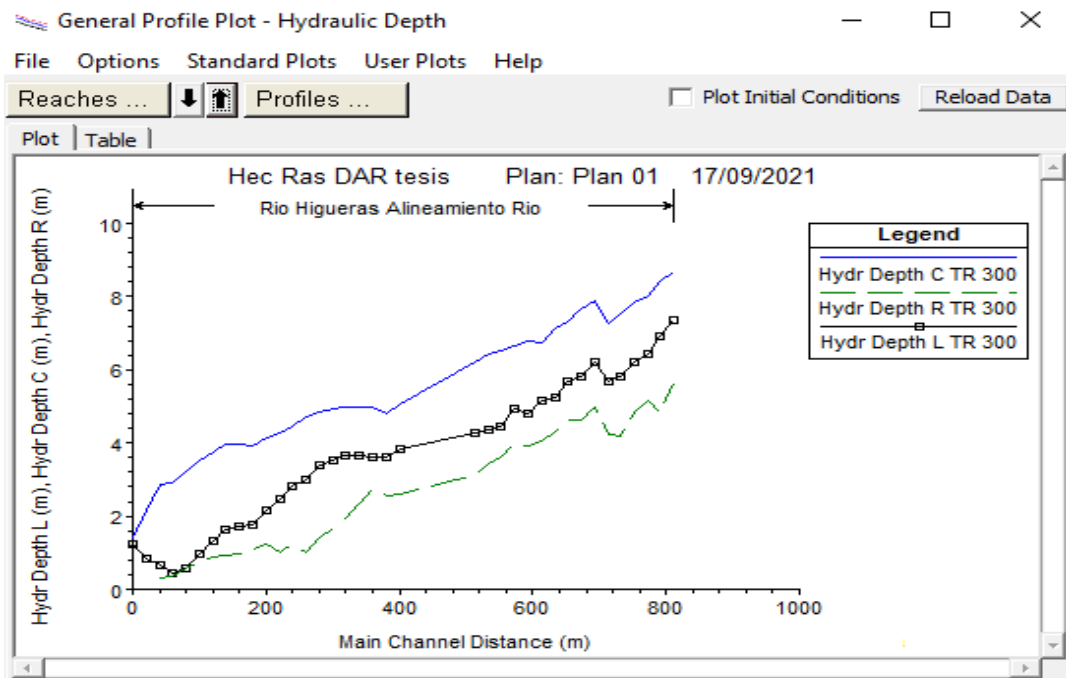
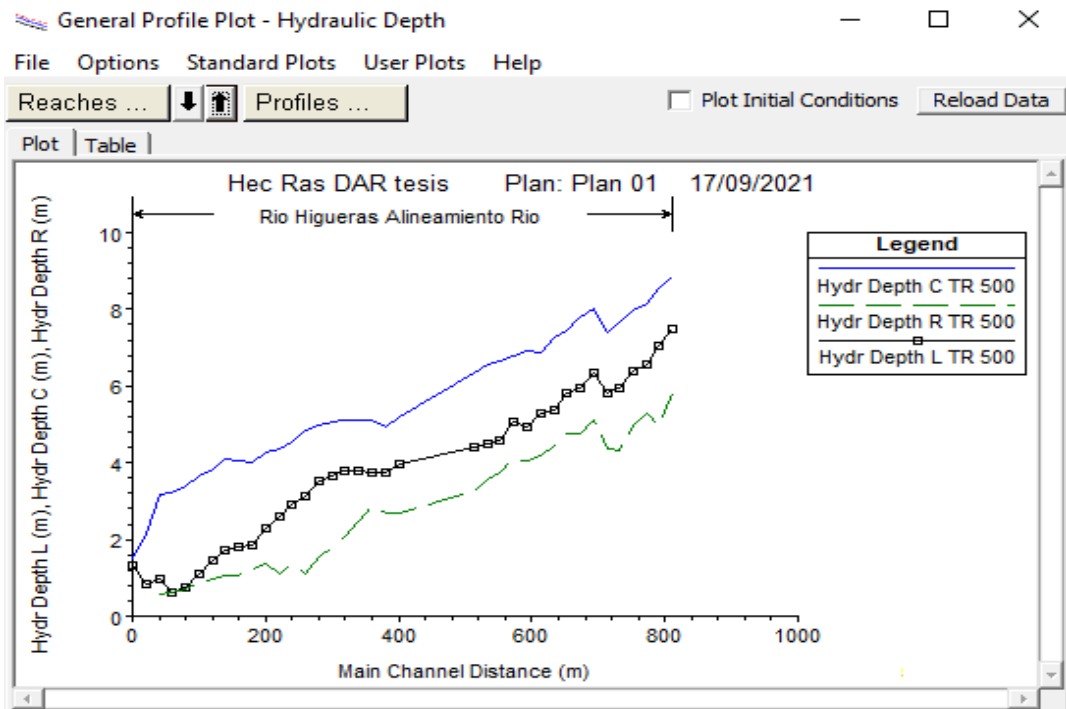


Figura 156
 Profundidad Hidráulica para un $Tr= 500$ años



RATING CURVE (Clasificación de la curva)

Figura 157
Curva en la sección 0

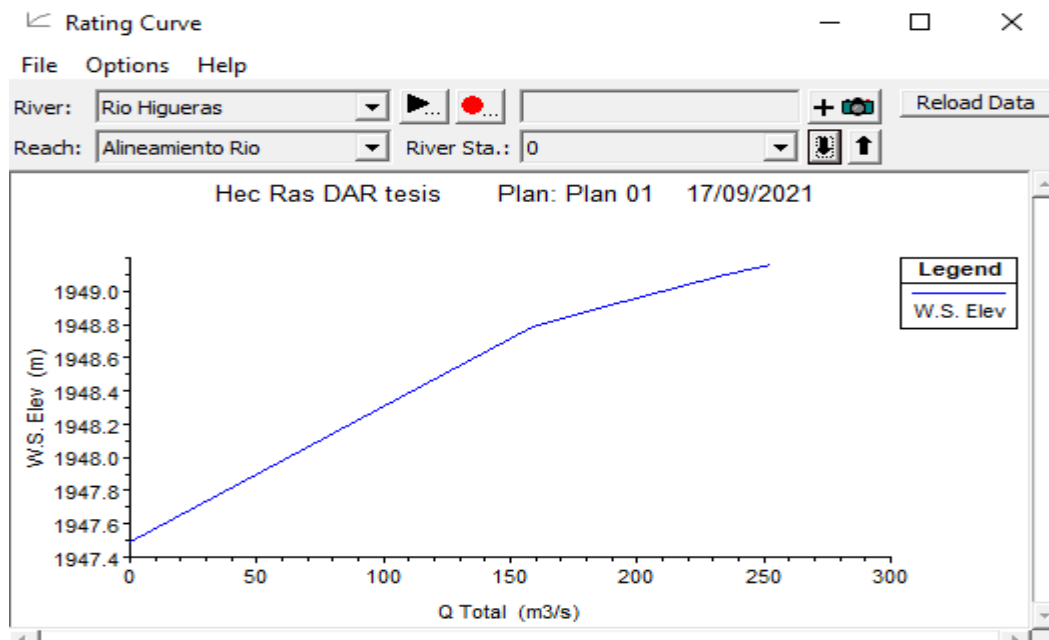


Figura 158
Curva en la sección 20

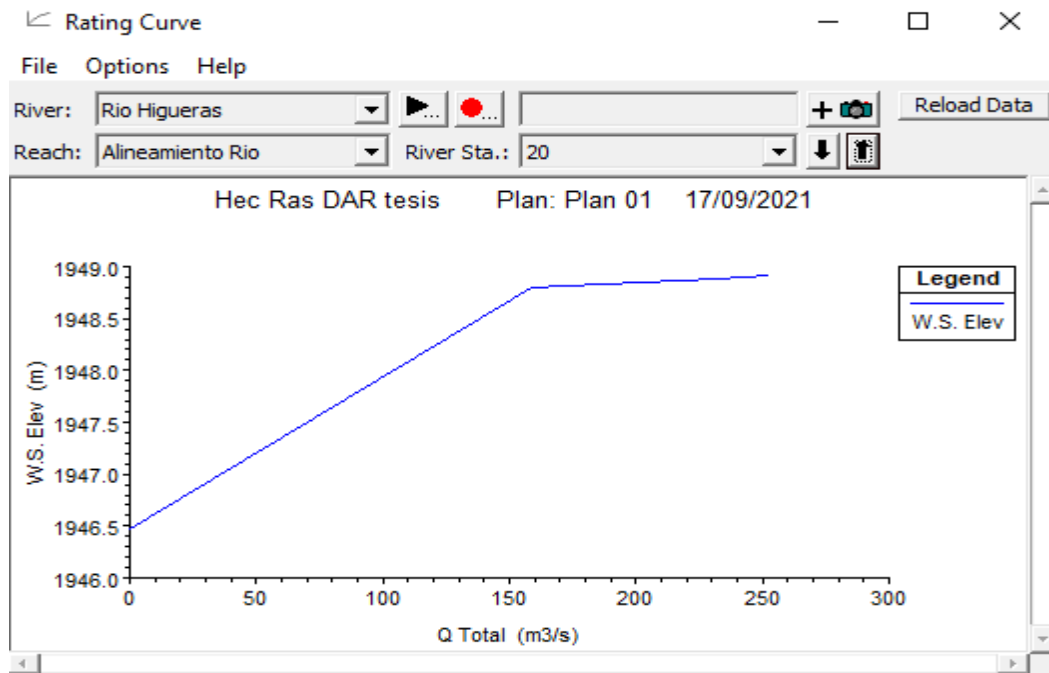


Figura 159
Curva en la sección 40

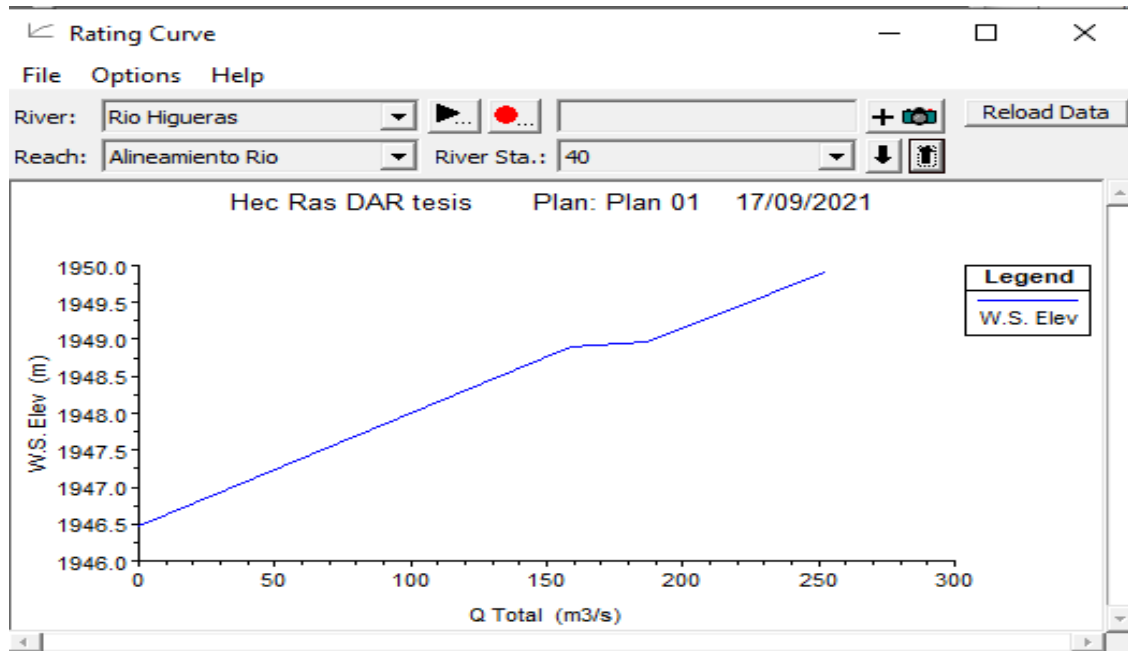


Figura 160
Curva en la sección 60

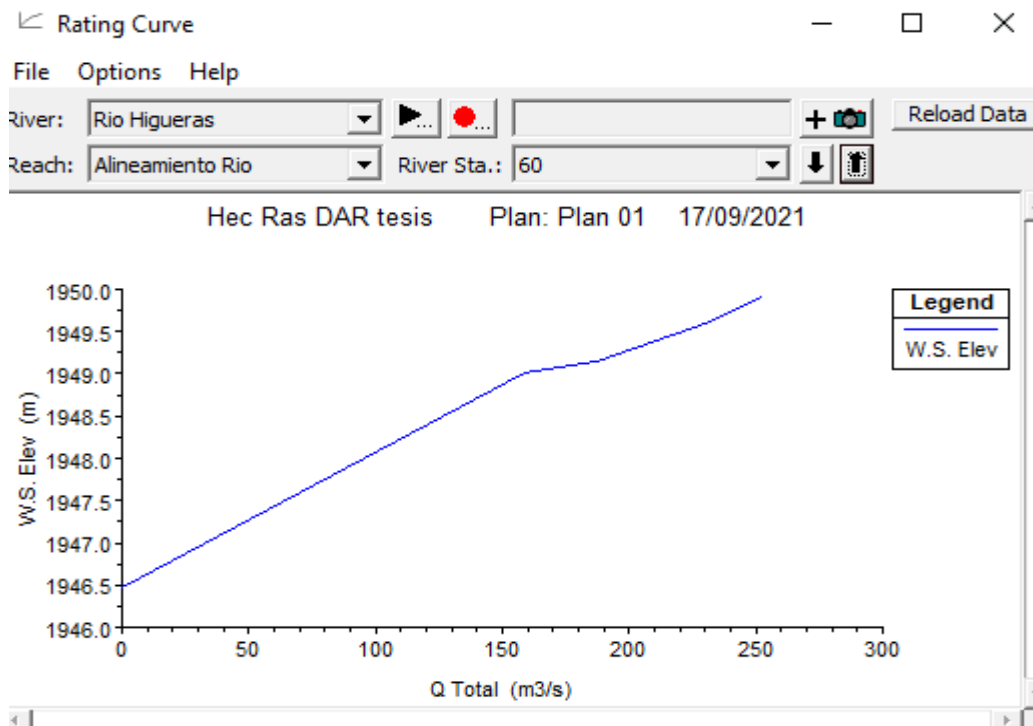


Figura 161
Curva en la sección 80

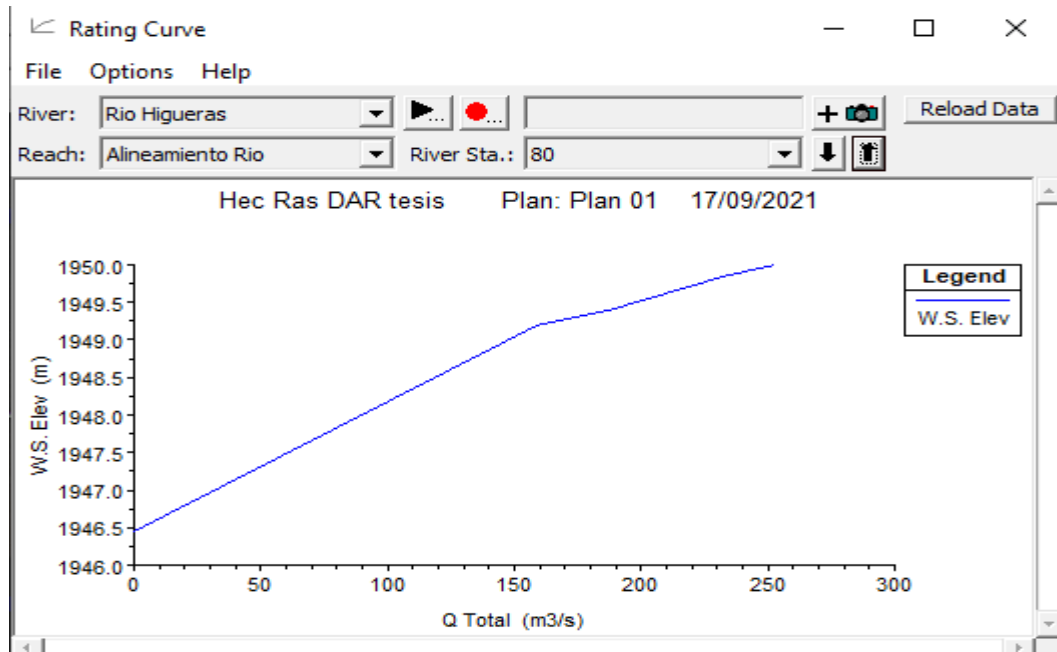


Figura 162
Curva en la sección 100

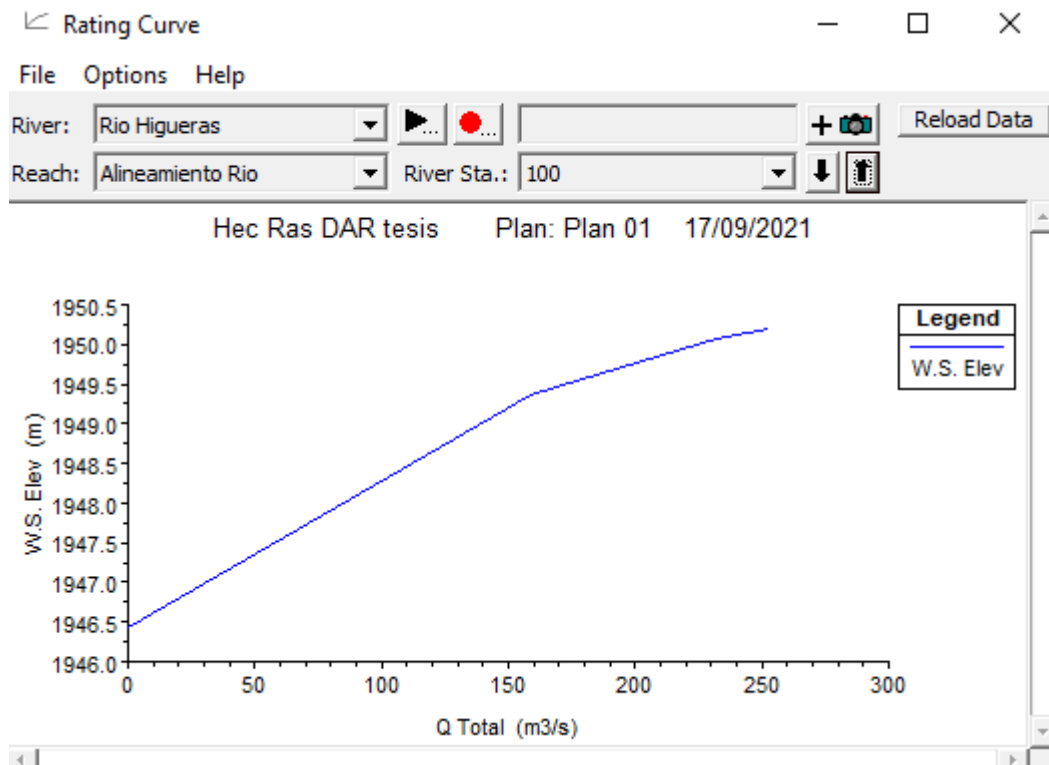


Figura 163
Curva en la sección 120

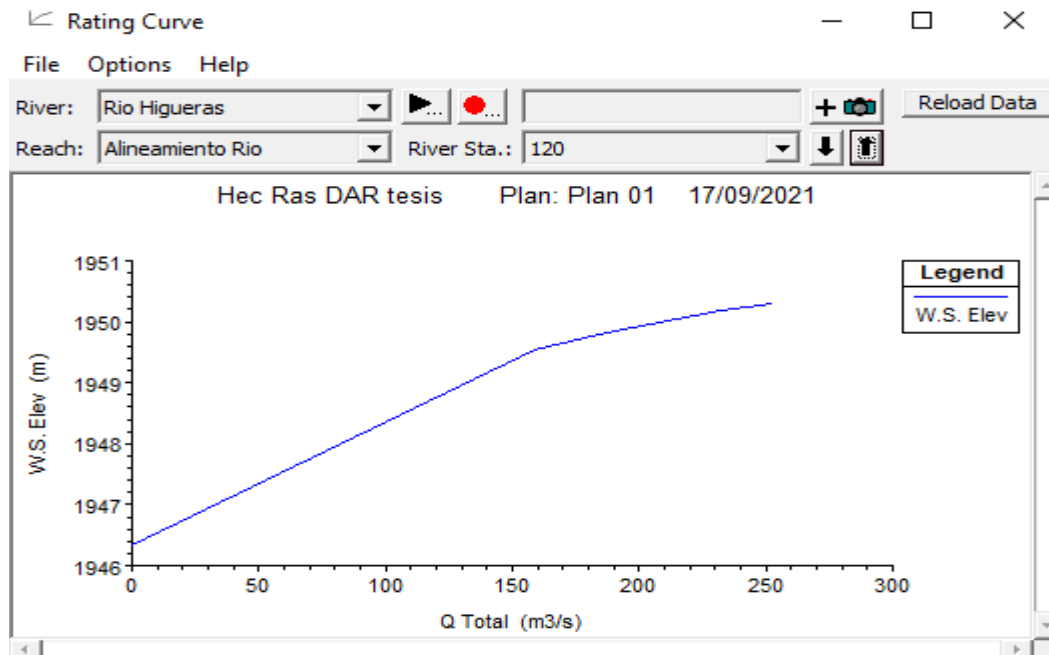


Figura 164
Curva en la sección 140

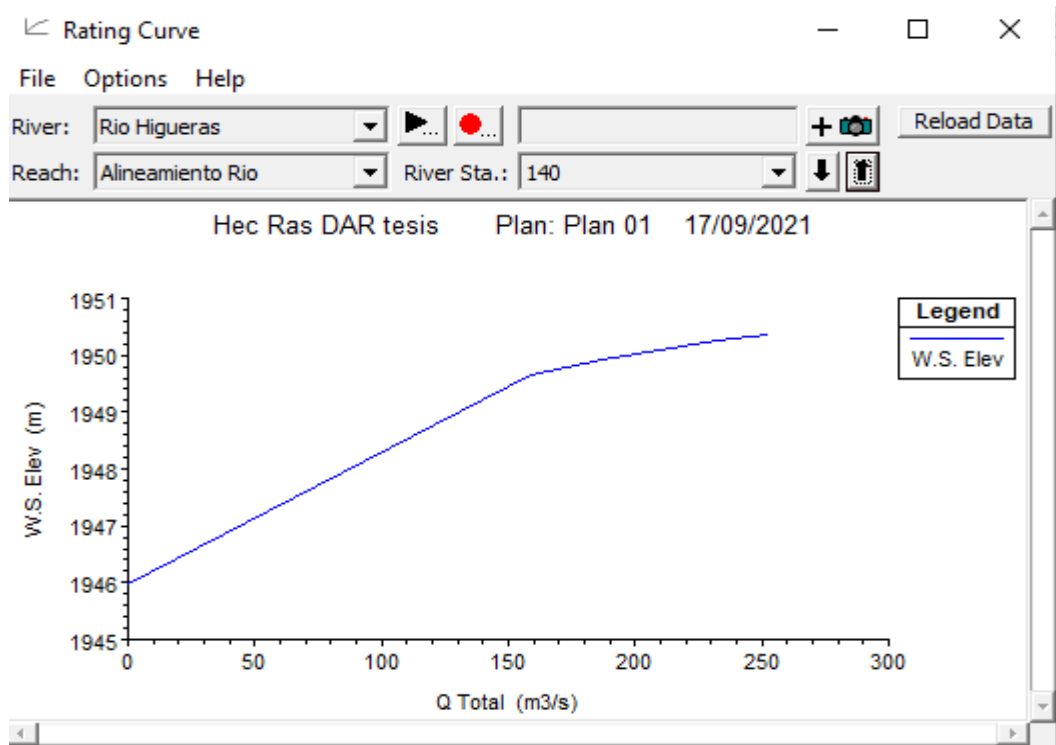


Figura 165
Curva en la sección 160

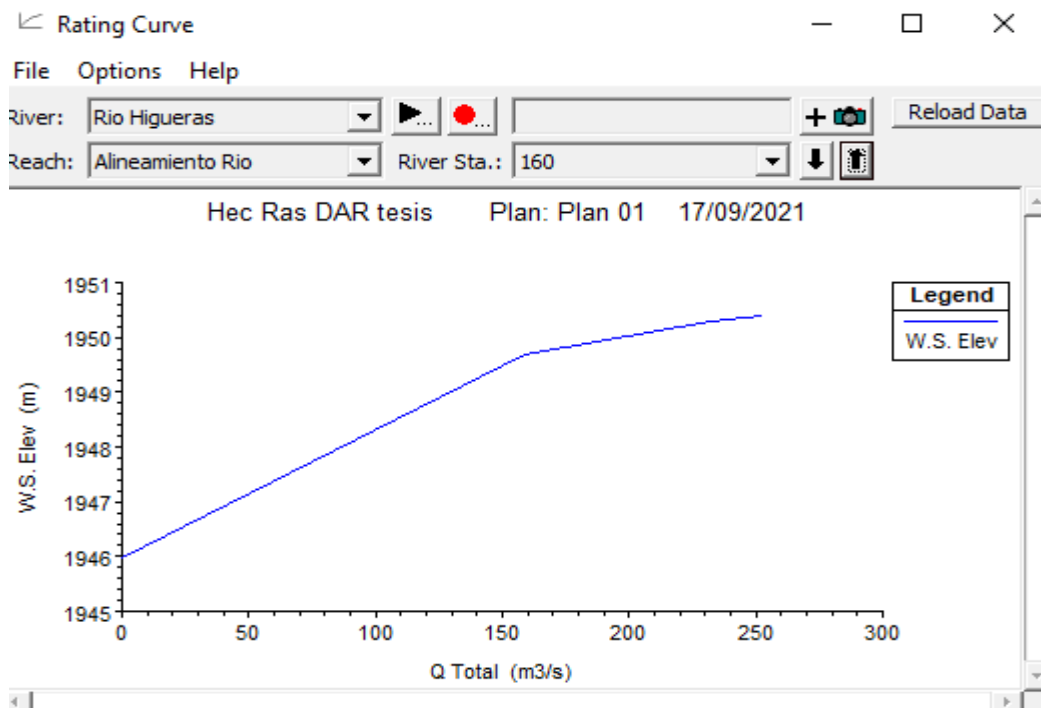


Figura 166
Curva en la sección 180

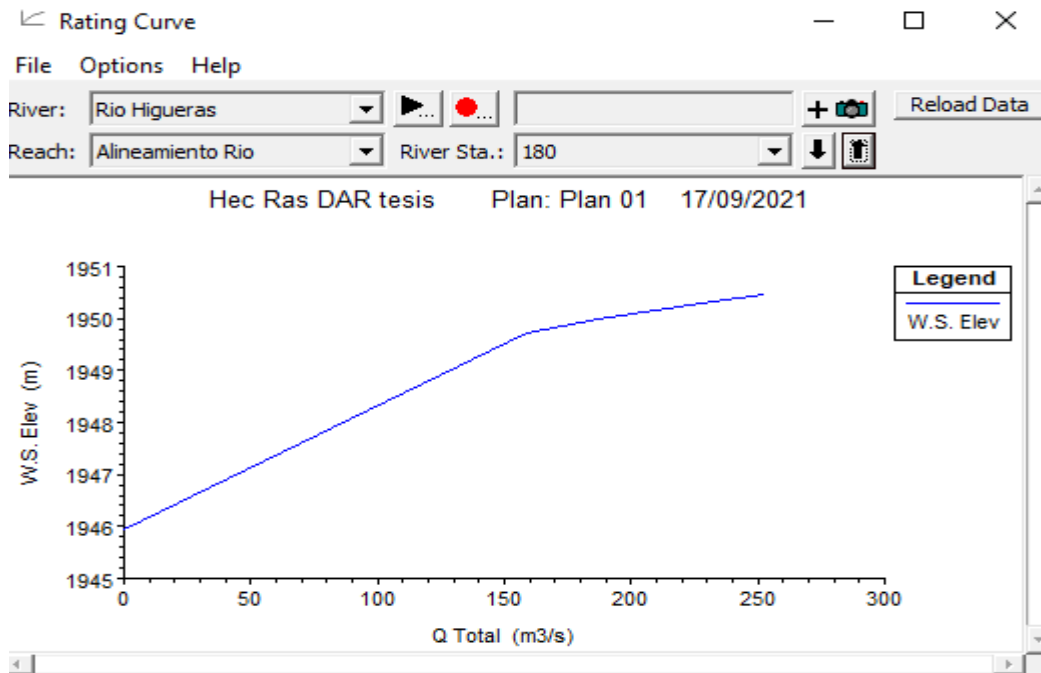


Figura 167
Curva en la sección 200

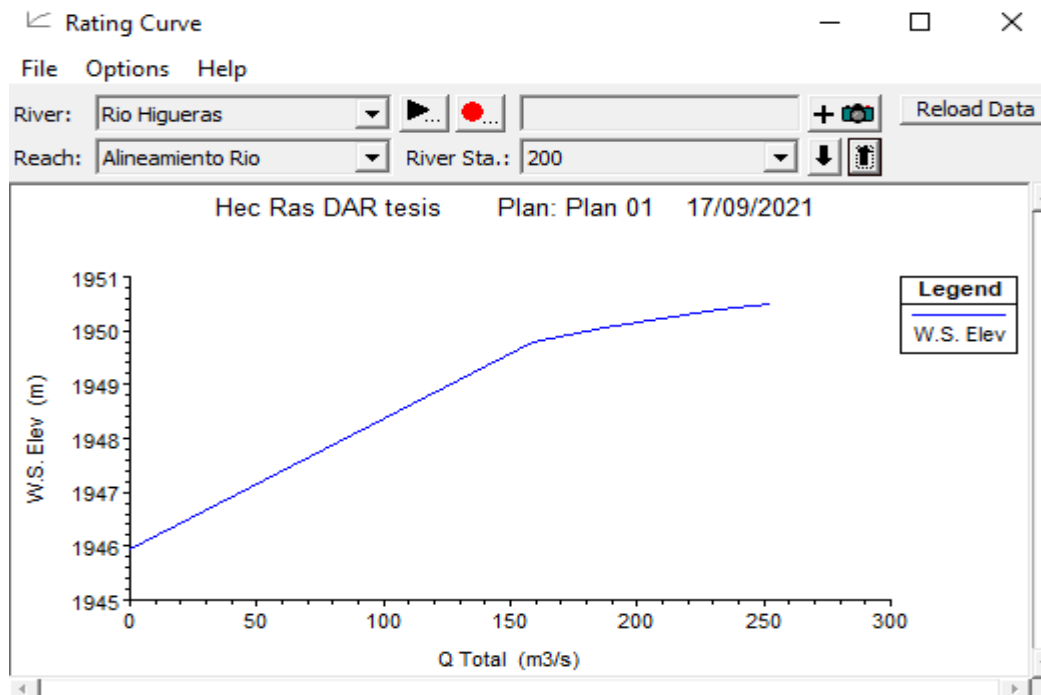


Figura 168
Curva en la sección 220

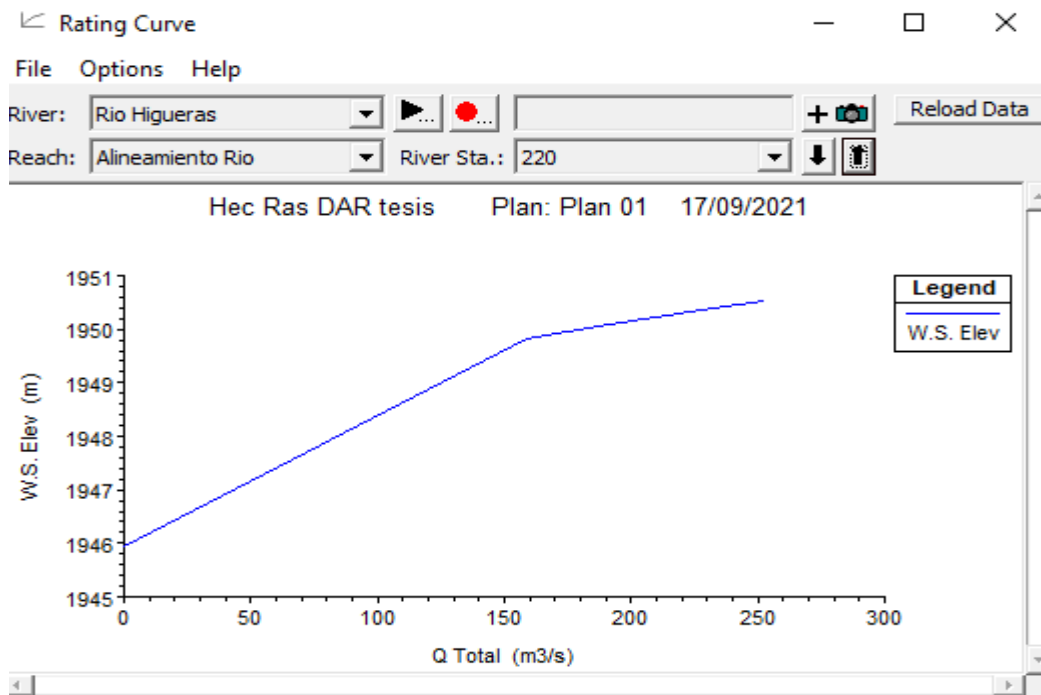


Figura 169
Curva en la sección 240

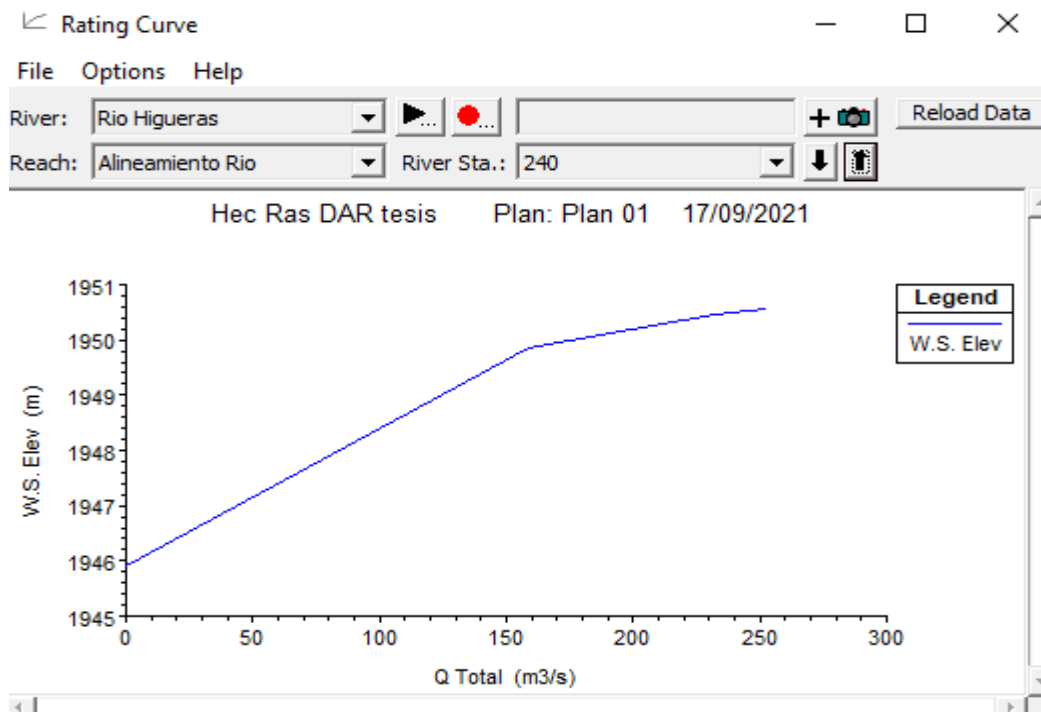


Figura 170
Curva en la sección 260

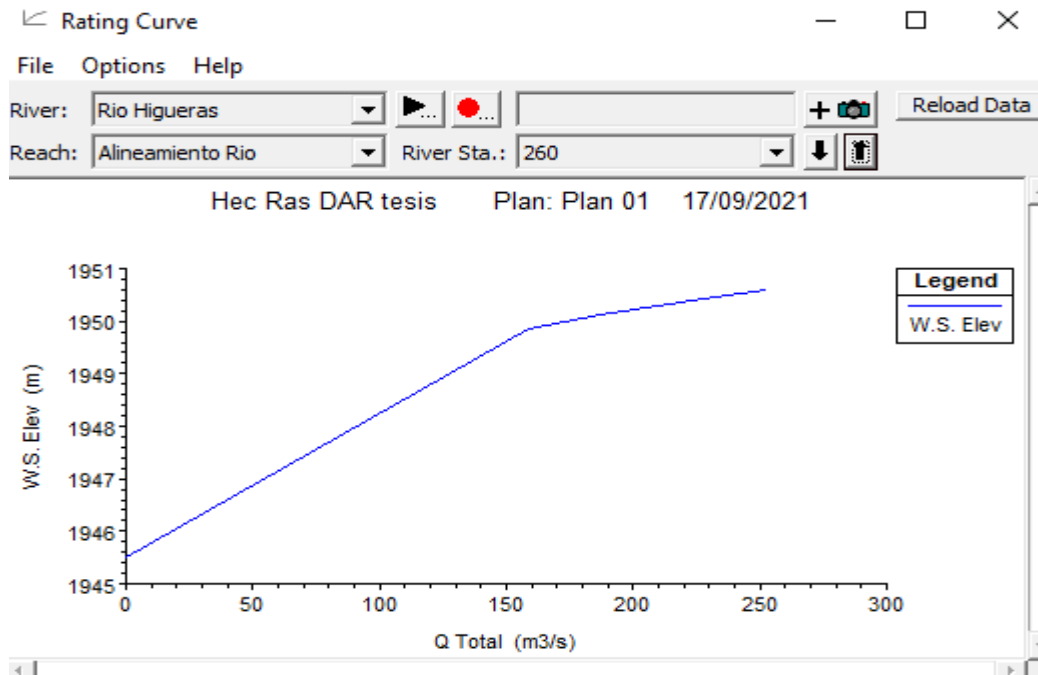


Figura 171
Curva en la sección 280

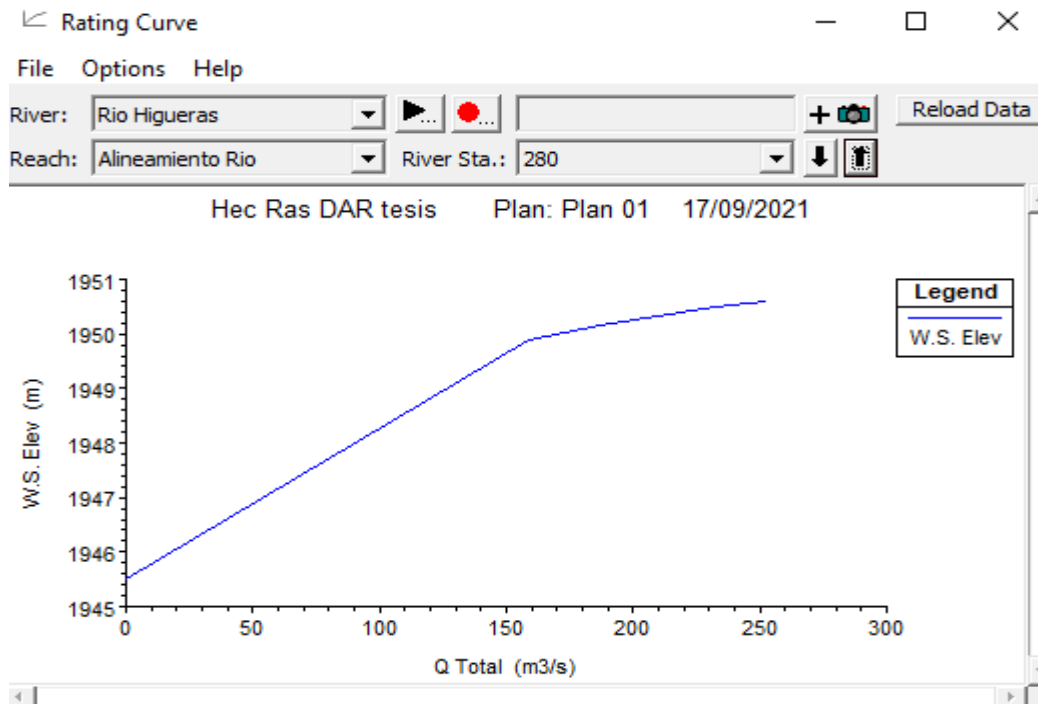


Figura 172
Curva en la sección 300

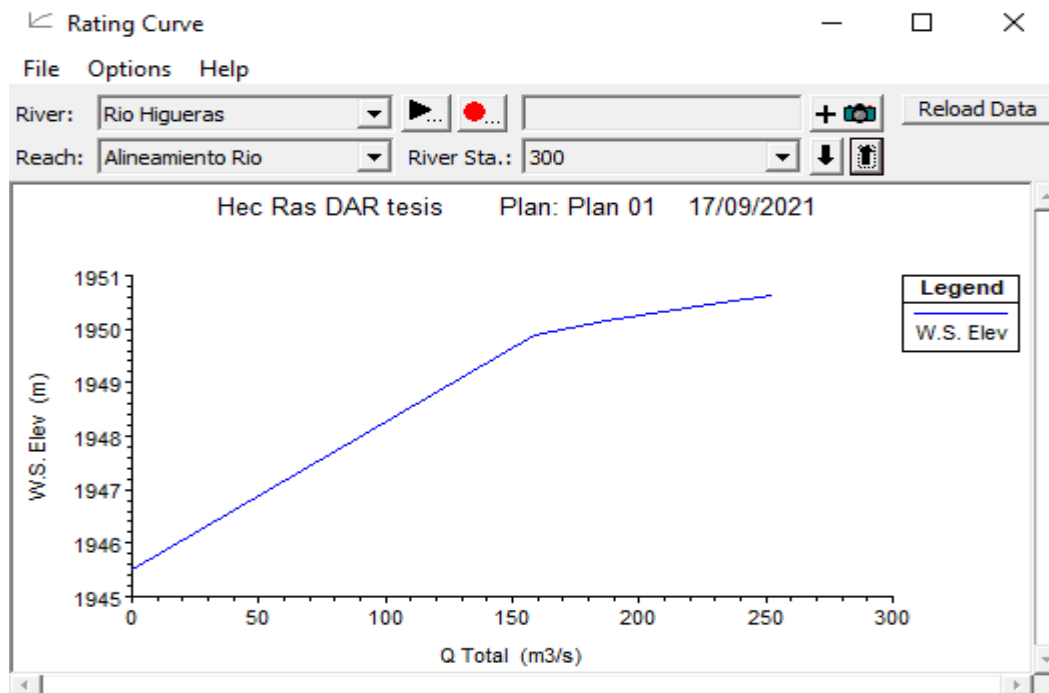


Figura 173
Curva en la sección 320

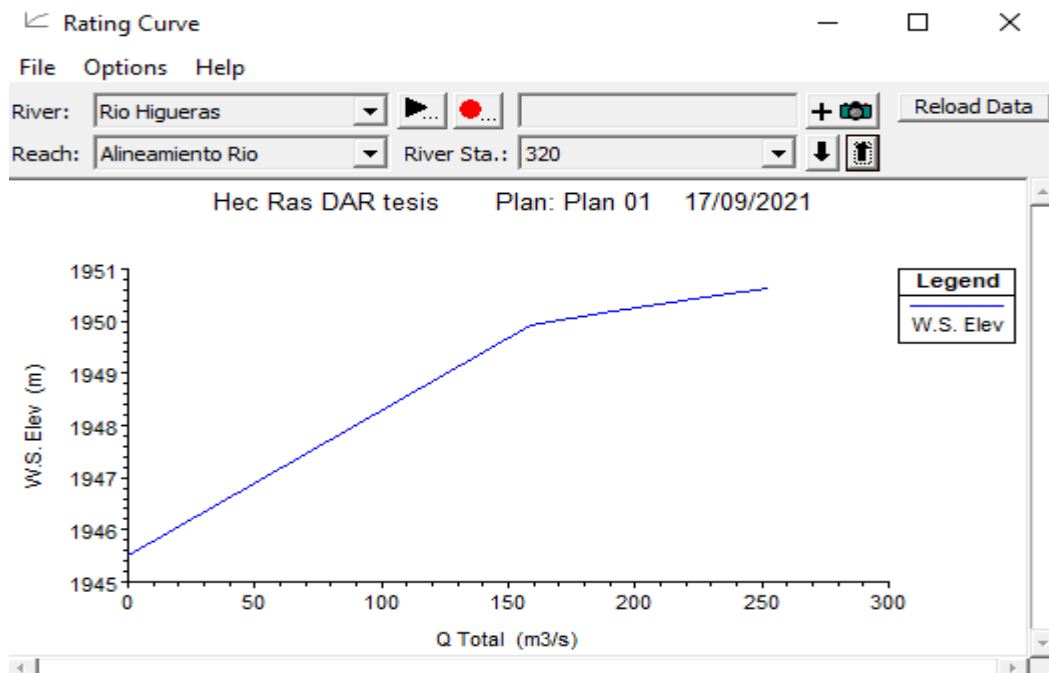


Figura 174
Curva en la sección 340

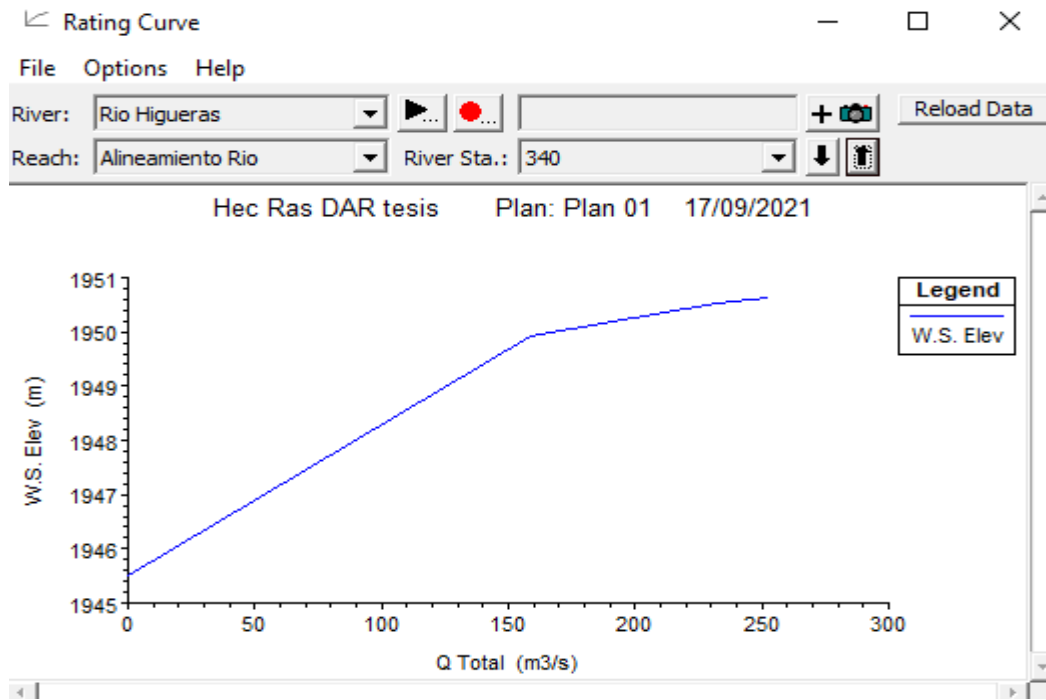


Figura 175
Curva en la sección 360

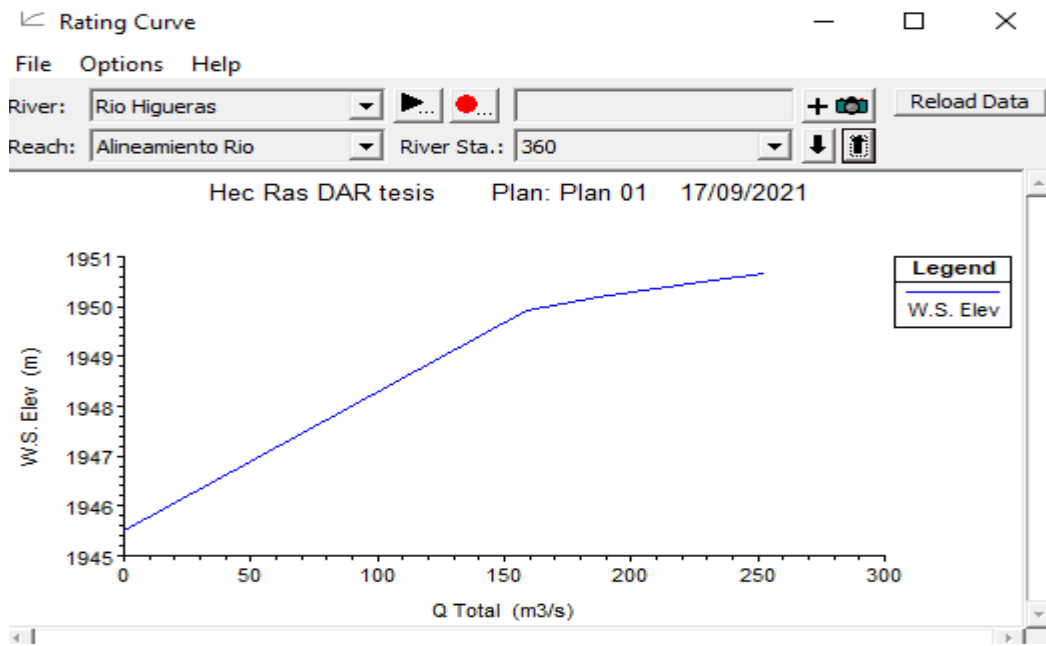


Figura 176
Curva en la sección 380

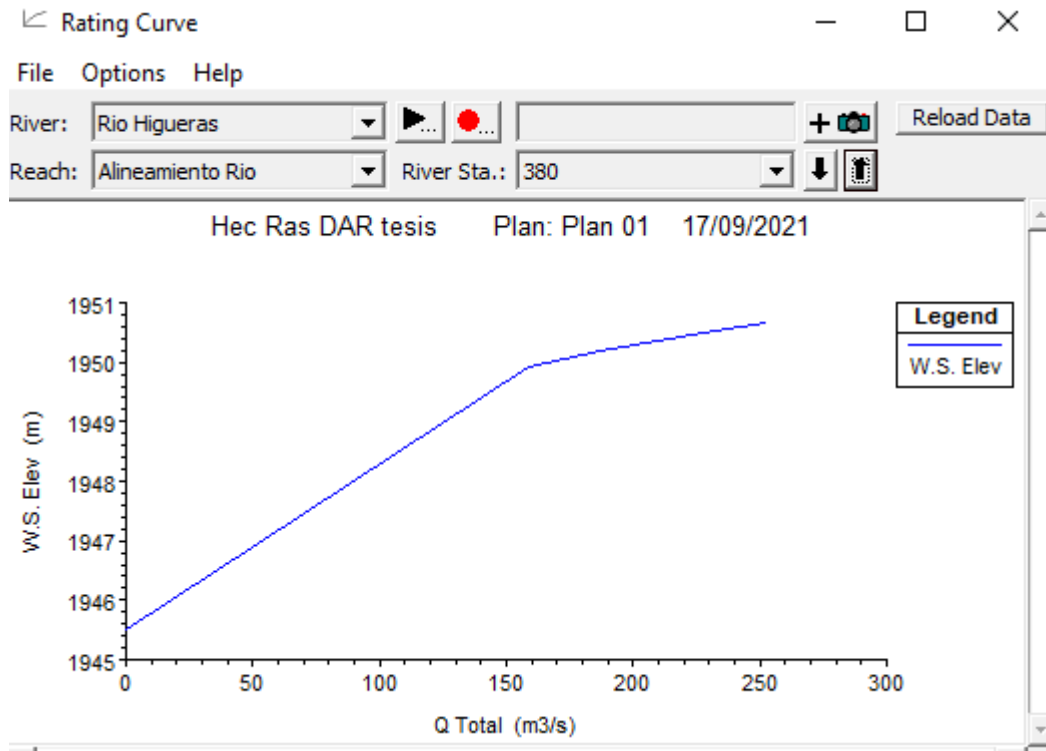


Figura 177
Curva en la sección 400

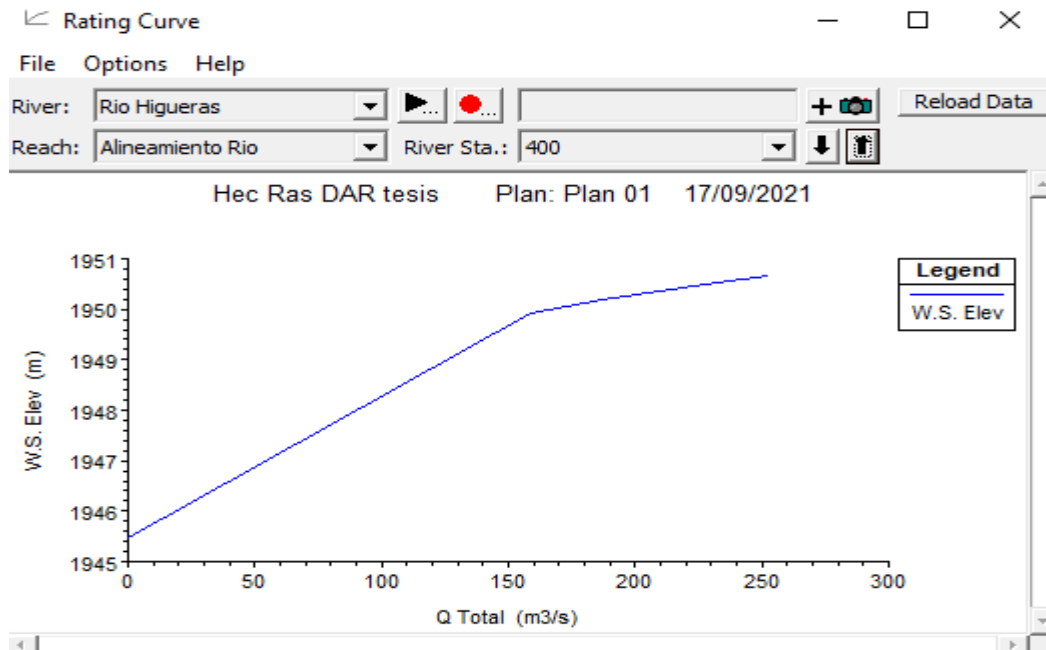


Figura 178
Curva en la sección 420 BRD

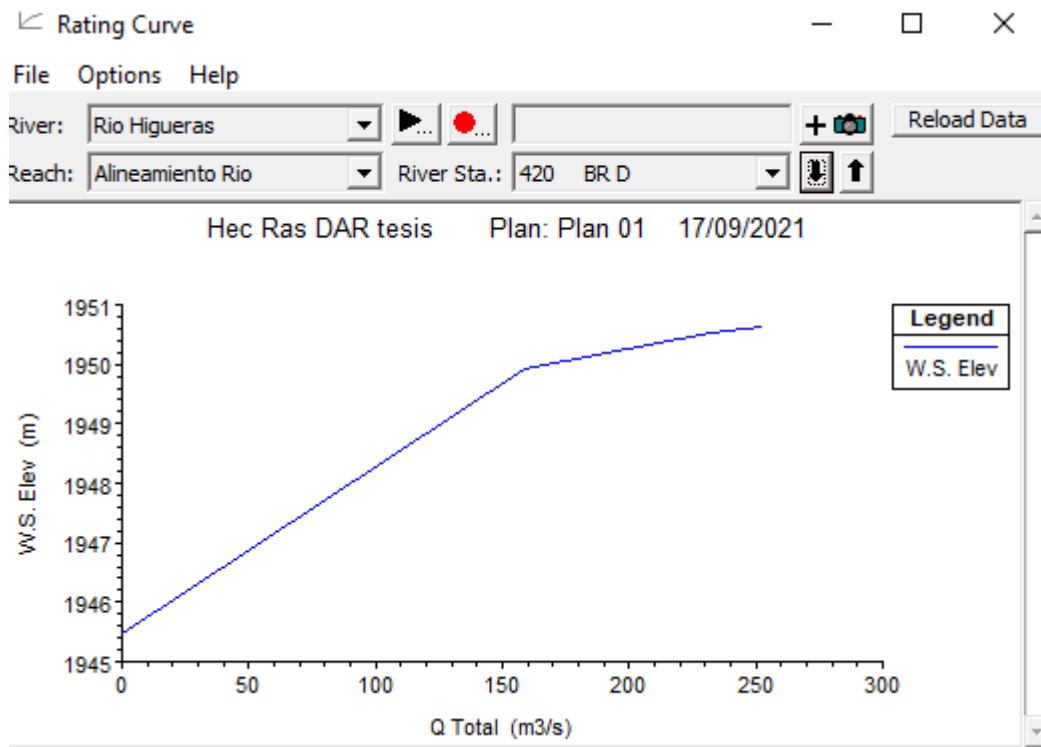


Figura 179
Curva en la sección 420 BRU

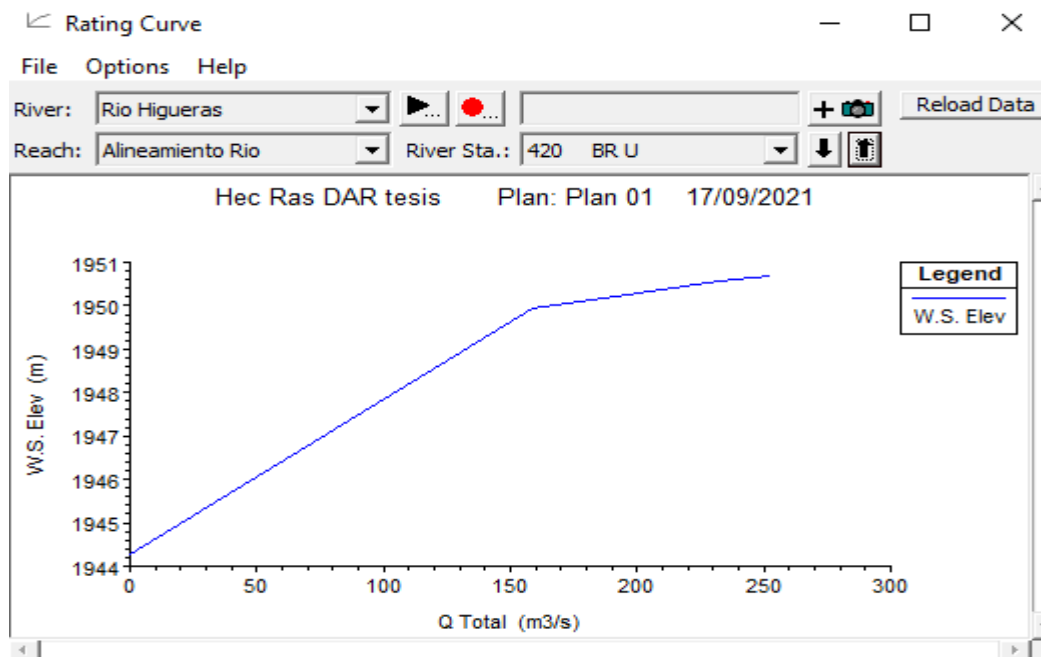


Figura 180
Curva en la sección 440

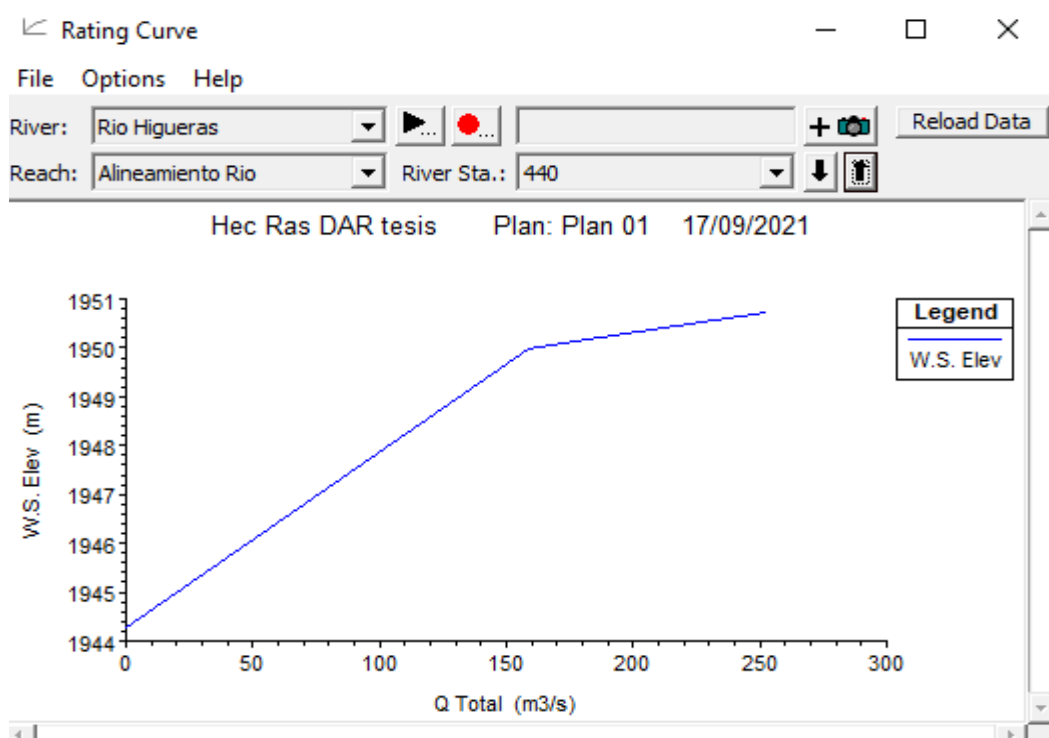


Figura 181
Curva en la sección 460

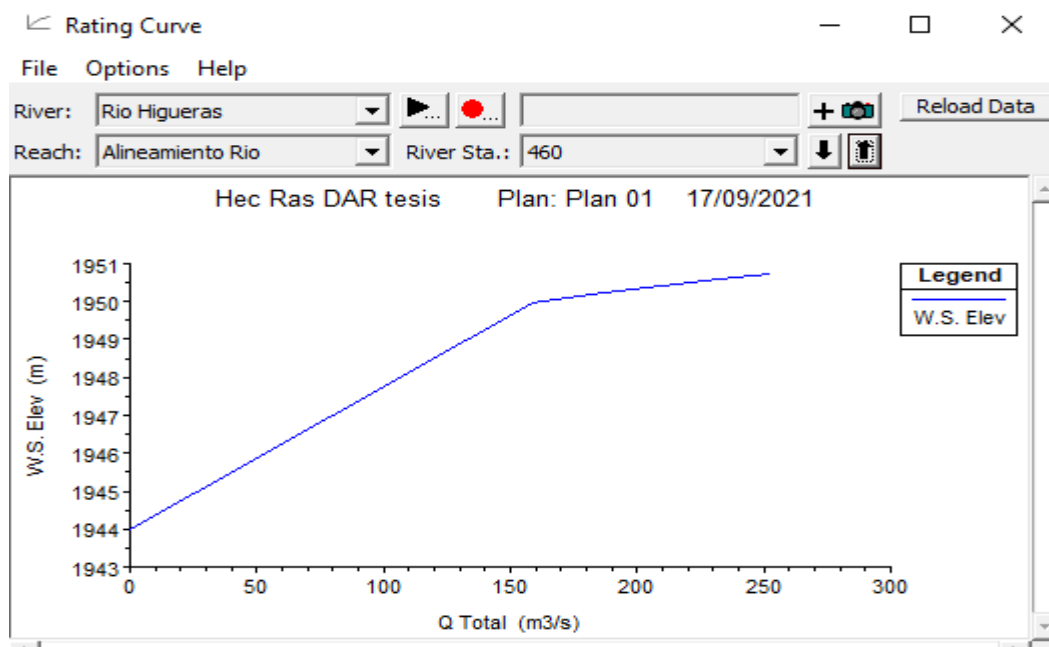


Figura 182
Curva en la sección 480

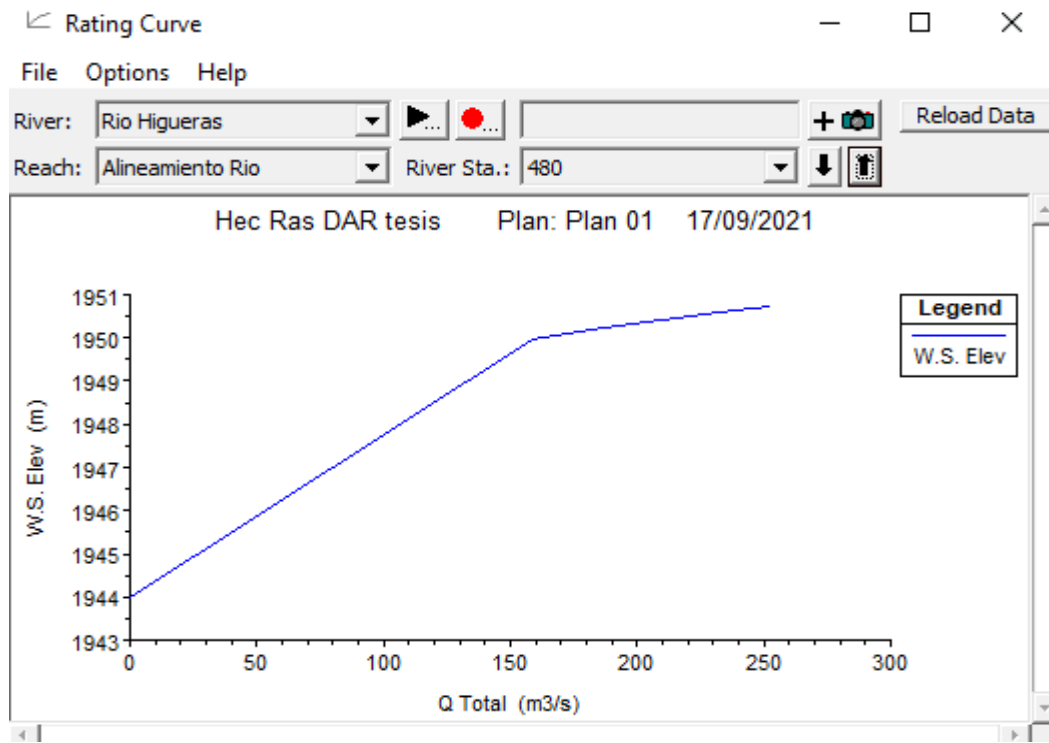


Figura 183
Curva en la sección 500

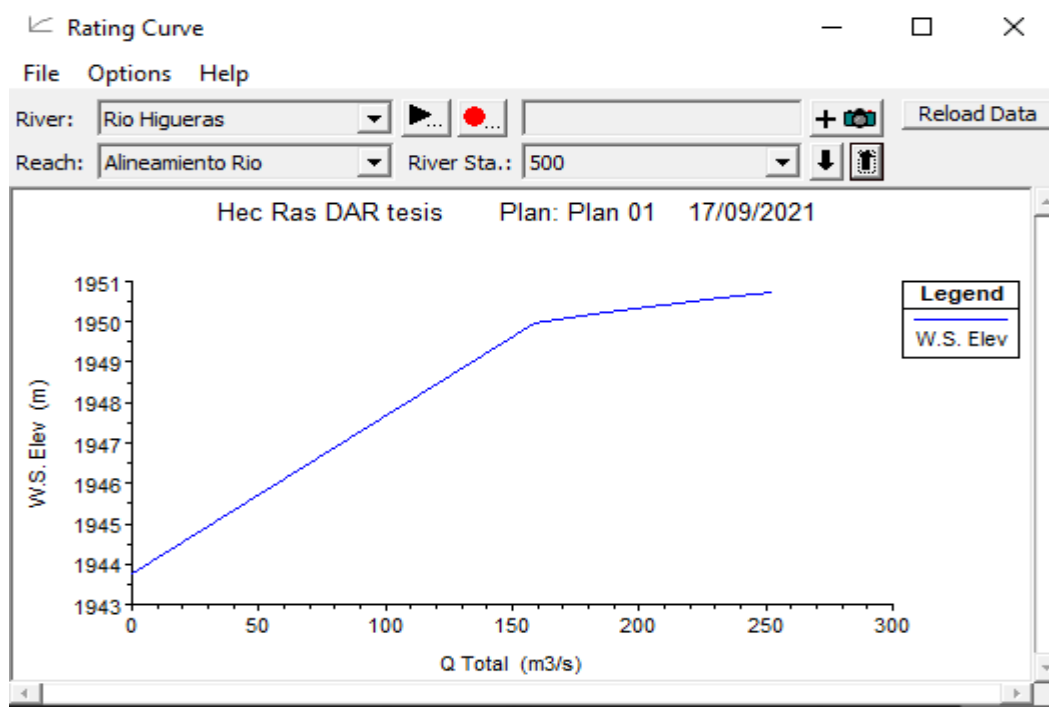


Figura 184
Curva en la sección 520

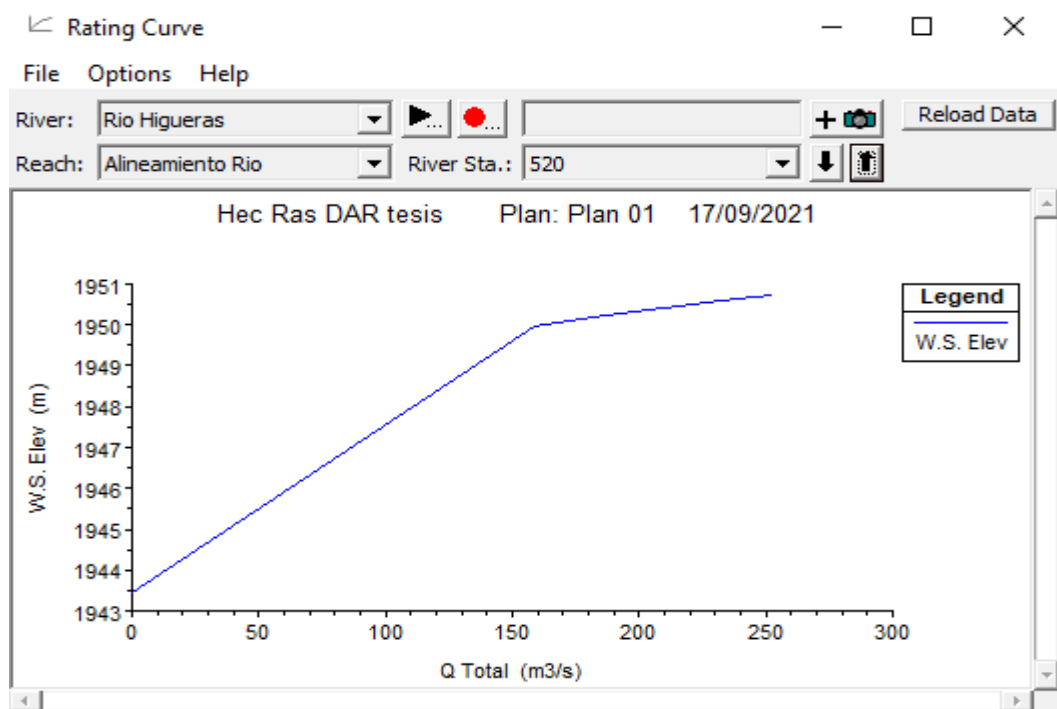


Figura 185
Curva en la sección 540

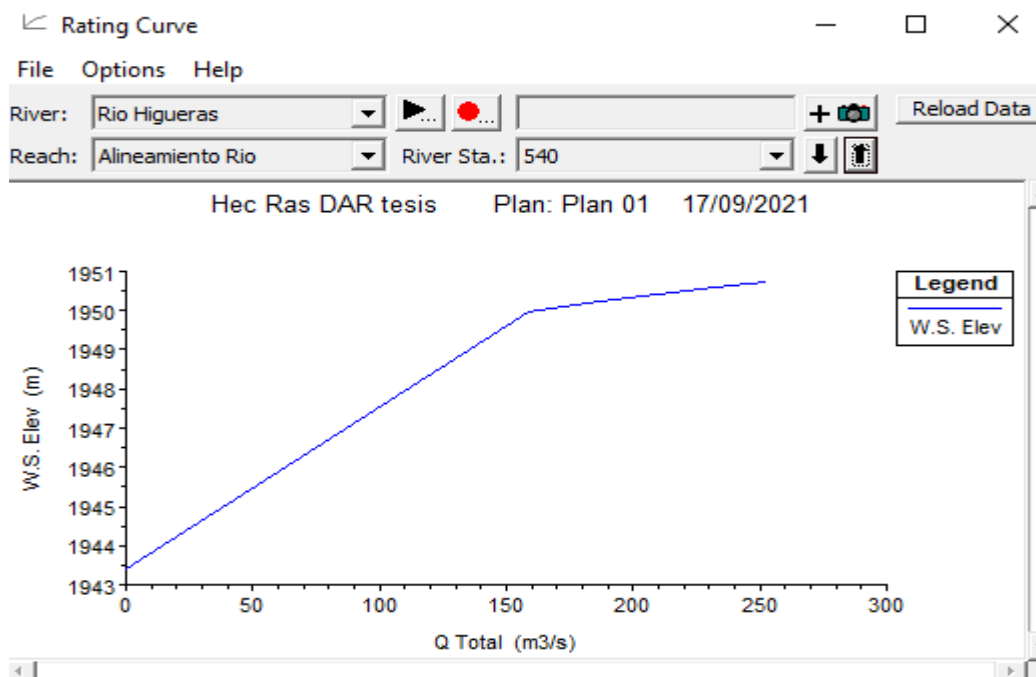


Figura 186
Curva en la sección 560

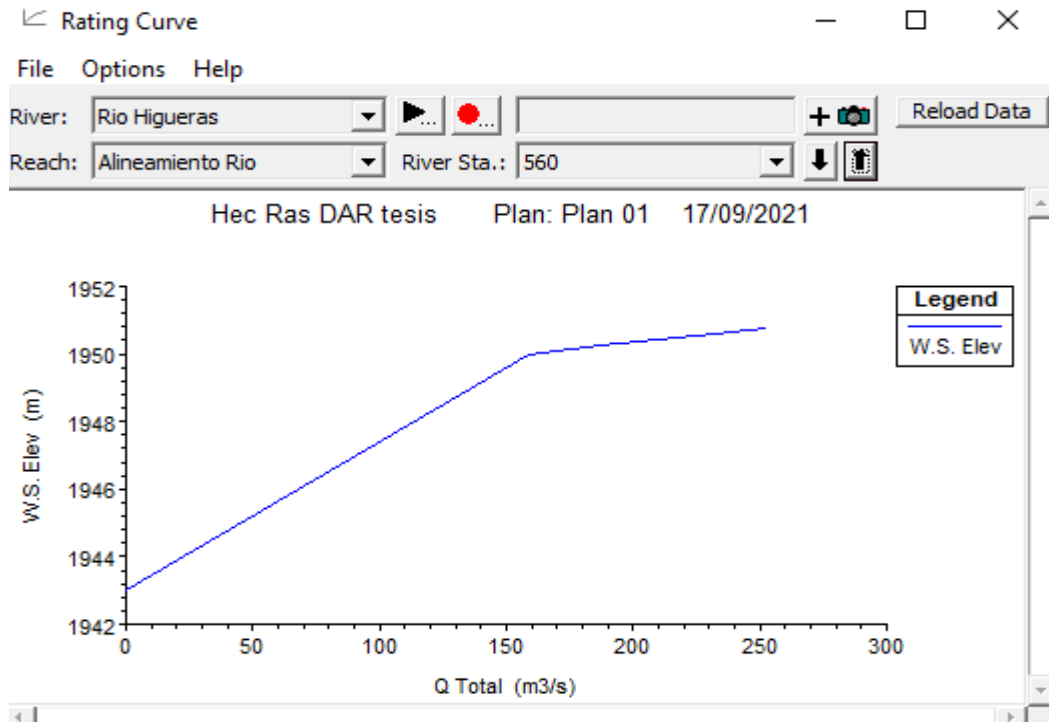


Figura 187
Curva en la sección 580

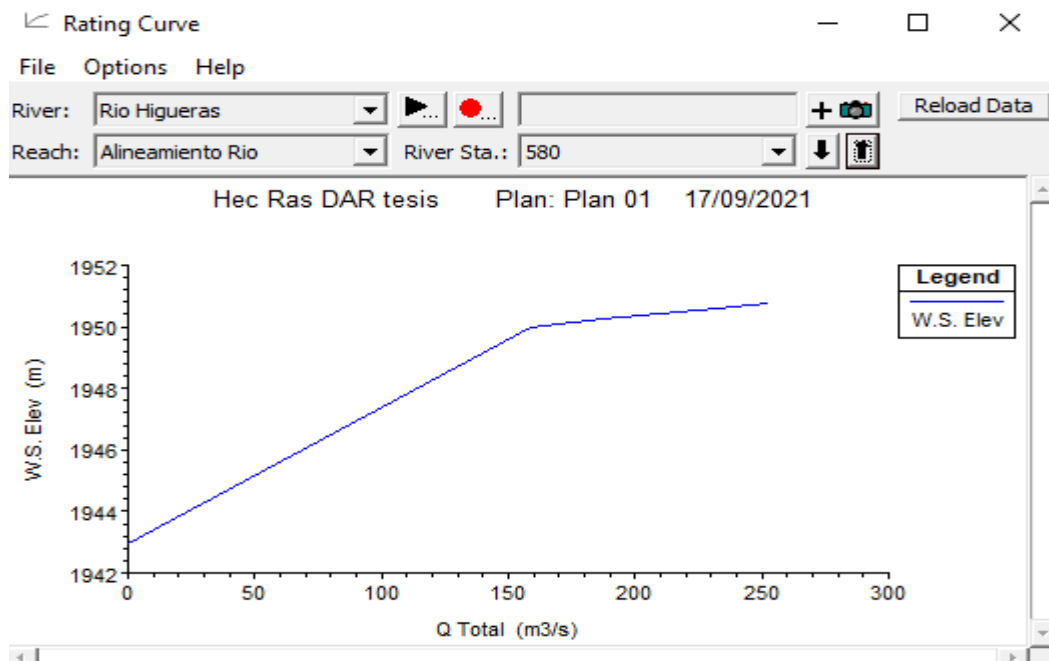


Figura 188
Curva en la sección 600

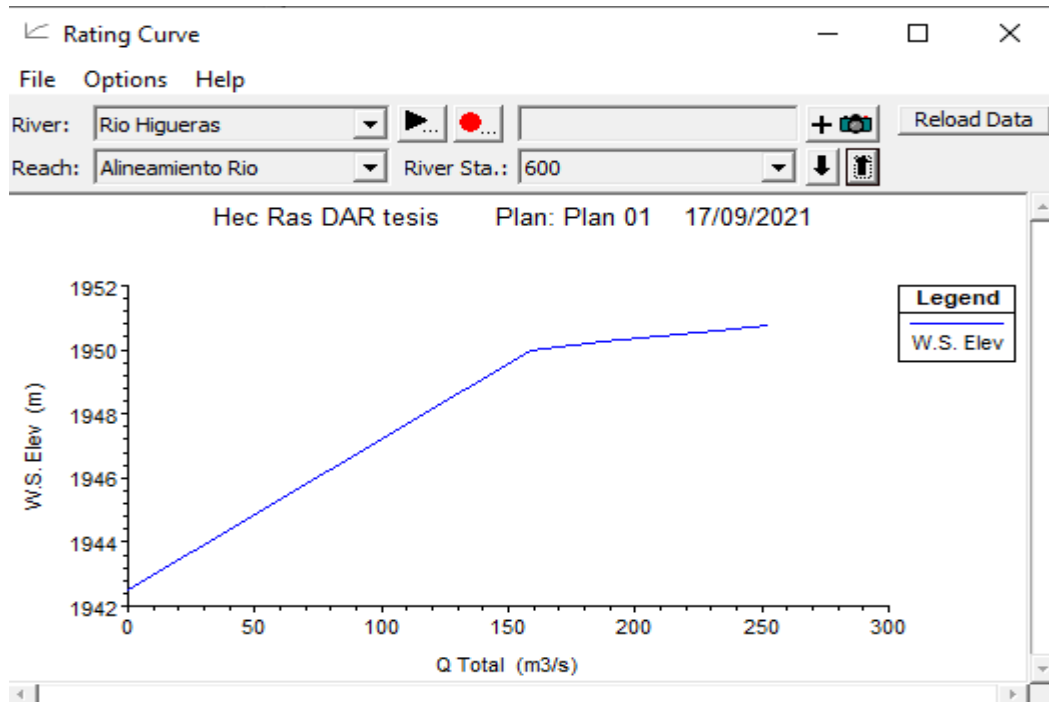


Figura 189
Curva en la sección 620

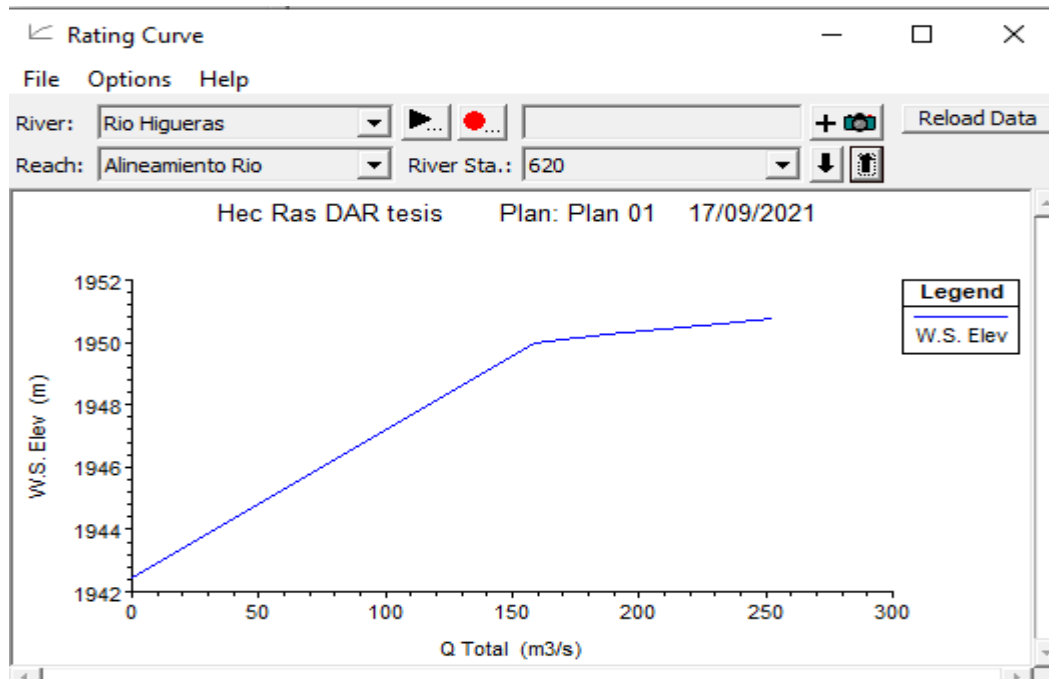


Figura 190
Curva en la sección 640

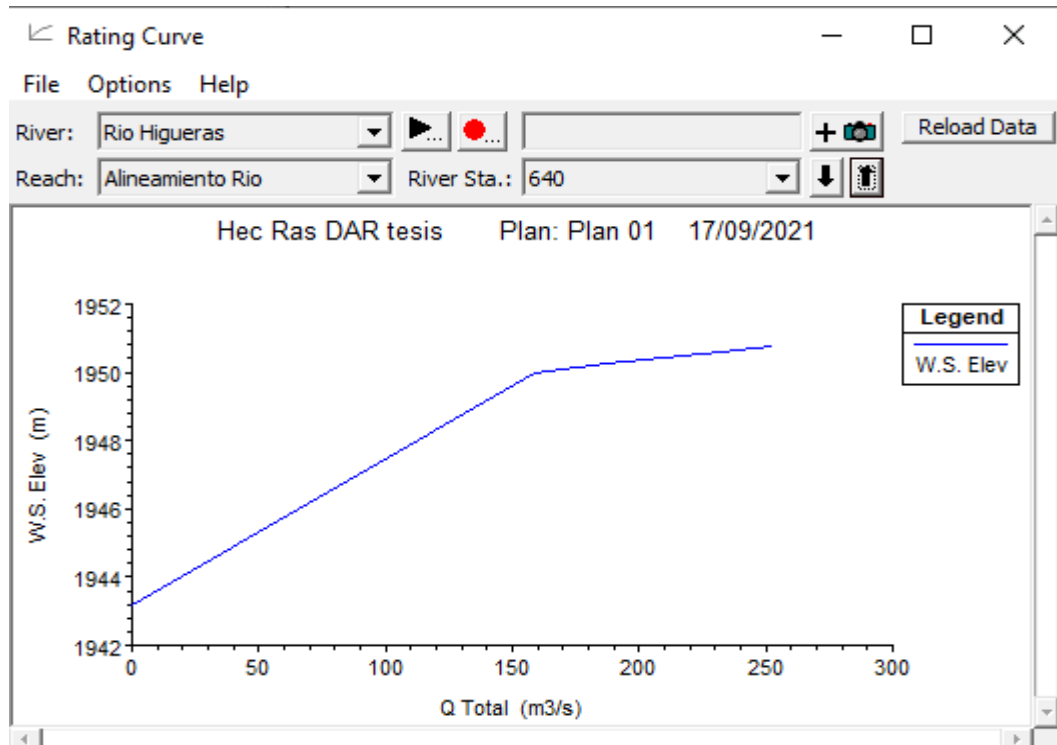


Figura 191
Curva en la sección 660

