



UNIVERSIDAD JOSÉ CARLOS MARIÁTEGUI

VICERRECTORADO DE INVESTIGACIÓN

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y
ARQUITECTURA**

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

T E S I S

**ANÁLISIS DE ZONAS VULNERABLES A INUNDACIÓN Y
SUS ALTERNATIVAS DE ENCAUZAMIENTO EN EL
RÍO TUMILACA, TRAMO MALECÓN RIBEREÑO
DEL DISTRITO DE MOQUEGUA**

PRESENTADO POR

BACHILLER JUVENAL DAVID CRUZ GOMEZ

ASESOR:

ING. EMERSHON ESCOBEDO CABRERA

PARA OPTAR TÍTULO PROFESIONAL DE

INGENIERO CIVIL

MOQUEGUA – PERÚ

2019

CONTENIDO

	Pag.
Página De Jurado.....	i
Dedicatoria	ii
Agradecimientos	iii
CONTENIDO	iv
ÍNDICE DE TABLAS	viii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xii
RESUMEN.....	xvi
ABSTRACT.....	xvii
INTRODUCCIÓN	xviii

CAPÍTULO I.

PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN

1.1. Descripción de la Realidad del Problema.....	1
1.1.1. Defensas Ribereñas.....	6
1.1.2. Puentes en la zona de estudio	8
1.1.3. Otras estructuras importantes relacionadas a la Investigación	13
1.2. Definición del Problema	14
1.2.1. Problema General	14
1.2.2. Problemas derivados o específicos	14
1.3. Objetivos de la Investigación.....	15
1.3.1. Objetivo General.....	15

1.3.2. Objetivos Específicos	15
1.4. Justificación	15
1.5. Alcances y limitaciones	16
1.5.1. Alcances.....	16
1.5.2. Limitaciones	17
1.6. Variables	18
1.6.1. Operacionalización de Variables	18
1.7. Hipótesis de la Investigación	18
1.7.1. Hipótesis General	18
1.7.2. Hipótesis Específica	18

CAPÍTULO II.

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la Investigación.....	20
2.2. Bases Teóricas	25
2.2.1. Estudio Topográfico	25
2.2.2. Hidrología.....	26
2.2.3. Hidráulica	49
2.2.4. Estructuras de Protección	77

CAPÍTULO III.

MÉTODO

3.1. Tipo de la Investigación.....	87
------------------------------------	----

3.2. Diseño de la Investigación.....	87
3.3. Población y Muestra	87
3.3.1. Población	87
3.3.2. Muestra	88
3.4. Descripción del Instrumentos para Recolección de Datos	89
3.4.1. Técnicas de procesamiento y Análisis de Datos.....	89

CAPÍTULO IV.

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1. Presentación de Resultados.....	91
4.1.1. Estudio Topográficos.....	91
4.1.2. Estudio de Suelos	94
4.1.3. Estudio Hidrológico.....	96
4.1.4. Cálculos Hidráulicos	123
4.1.5. Cálculo de Estructuras de Contención.....	149
4.1.6. Zonas Vulnerables a Inundación	158
4.1.7. Encuestas Desarrolladas en la Zona de Estudio	162
4.2. Contratación de Hipótesis	162
4.2.1. Hipótesis General	162
4.2.2. Hipótesis Específicas	164
4.3. Discusión de resultados	168

CAPÍTULO V.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones.....	170
5.2. Recomendaciones	171
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	172
APÉNDICES.....	175

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Operacionalización de Variables.....	18
Tabla 2 Formas de Precipitación.....	34
Tabla 3 Formas de Precipitación.....	44
Tabla 4 Coeficiente de Escorrentía según cobertura.....	46
Tabla 5 Coordenadas de Hidrograma Unitario SCS	48
Tabla 6 Coeficiente de Factor de Fondo – Método de Blench.....	55
Tabla 7 Coeficiente de Factor Lateral – Método de Blench	55
Tabla 8 Coeficiente de Simons y Albertson.....	56
Tabla 9 Coeficiente de Tipo de Cauce – Método de Altunin.....	57
Tabla 10 Velocidades Máximas no Erosionables – Método de Altunin.....	58
Tabla 11 Tabla de Cowan para determinar la influencia de diversos factores sobre el coeficiente n	65
Tabla 12 Clasificación de Sedimentos	68
Tabla 13 Factor de Corrección por Contracción de Cauce	71
Tabla 14 Coeficiente de corrección K_0	73
Tabla 15 Coeficiente de corrección K_Q	73
Tabla 16 Coeficiente de corrección K_m	73
Tabla 17 Coeficiente de forma del Estribo.....	74
Tabla 18 Distribución de Tratamientos de Estudio.....	88
Tabla 19 Cartas Geográficas Empleadas.....	91
Tabla 20 Ubicación de Calicatas	95
Tabla 21 Capacidad Admisible	95
Tabla 22 Diámetros característicos de las Calicatas.	96

Tabla 23 Demarcación Política – Departamental, Provincial y Distrital Cuenca Ilo-Moquegua.....	98
Tabla 24 Demarcación Política – Departamental, Provincial y Distrital Sub Cuenca Tumilaca.....	99
Tabla 25 Cálculo de Pendiente Media de la Cuenca Tumilaca.....	103
Tabla 26 Cuadro de Áreas entre Curvas de Nivel de la Cuenca Tumilaca	104
Tabla 27 Parámetros geomorfológicos de Sub-Cuencas discretizadas de cuenca Tumilaca.....	107
Tabla 28 Cálculo de Tiempo de Concentración	108
Tabla 29 Estaciones cercanas a la zona de estudio.	109
Tabla 30 Precipitación máxima en 24 horas de las Estaciones Meteorológicas cercanas a la zona de estudio.	110
Tabla 31 Distribución de probabilidad de la Estación Meteorológica Moquegua	112
Tabla 32 Distribución de probabilidad de la Estación Meteorológica Tumilaca	112
Tabla 33 Distribución de probabilidad de la Estación Meteorológica Yacango	113
Tabla 34 Distribución de probabilidad de la Estación Meteorológica Coscori..	113
Tabla 35 Distribución de probabilidad de la Estación Meteorológica Umalso..	114
Tabla 36 Precipitación máxima en 24 horas en Estaciones según Periodo de Retorno.....	114
Tabla 37 Área de Participación según Estación Pluviométrica	115
Tabla 38 Precipitación máxima en 24 horas en Cuenca Tumilaca	116
Tabla 39 Intensidad Máxima en Subcuenca Tumilaca para varios periodos de Retorno.....	116

Tabla 40 Intensidad Máxima en Subcuenca Huancanane.....	117
Tabla 41 Intensidad Máxima en Subcuenca Coscori	118
Tabla 42 Intensidad Máxima en Subcuenca Asana.....	120
Tabla 43 Cálculo de Número de Curva en Cuenca Tumilaca.....	122
Tabla 44 Caudal Máximo según Periodo de Retorno.	123
Tabla 45 Coeficiente de Rugosidad	123
Tabla 46 Tramificación de Pendientes Longitudinales del Eje de Cauce	124
Tabla 47 Caudal Sólido en Río Tumilaca	126
Tabla 48 Calculo de Caudal de Diseño	127
Tabla 49 Ancho Estable del tramo Río Tumilaca	128
Tabla 50 Tirantes TR=50 años	131
Tabla 51 Tirantes TR=100 años	133
Tabla 52 Tirantes TR=200 años	134
Tabla 53 Tirantes TR=500 años	135
Tabla 54 Tirantes TR=1,000 años	137
Tabla 55 Velocidades TR=50 años	139
Tabla 56 Velocidades TR=100 años	140
Tabla 57 Velocidades TR=200 años	141
Tabla 58 Velocidades TR=500 años	143
Tabla 59 Velocidades TR=1,000 años	144
Tabla 60 Altura de Socavación Esperada.....	146
Tabla 61 Altura de estructura esperada en el tramo del Río Tumilaca	147
Tabla 62 Diámetro de Medio de Roca por el Método de Maynard	150
Tabla 63 Diámetro de Máximo de Roca por el Método de Lopardo	151

Tabla 64 Sectorización de Enrocado Recomendado a Emplear para Encauzamiento del Río Tumilaca.....	153
Tabla 65 Dimensiones de Muros de Contención de Concreto Armado.....	156
Tabla 66 Sectorización de Muros de Concreto Armado Recomendado a Emplear	156
Tabla 67 Dimensiones de Muros de Contención de gaviones.	158
Tabla 68 área de Inundación según Periodo de Retorno.....	161
Tabla 69 Resumen de Encuesta de Inundación en Predios en la Margen izquierda	162
Tabla 70 Estadística Descriptiva de la Hipótesis General.....	163
Tabla 71 Prueba T de las Muestras Relacionadas de la Hipótesis General.....	163
Tabla 72 Estadística Descriptiva de la Hipótesis Especifica 01.....	165
Tabla 73 Prueba T de las Muestras Relacionadas de la Hipótesis General.....	165
Tabla 74 Estadística Descriptiva de la Hipótesis Específica 01.....	166
Tabla 75 Prueba T de las Muestras Relacionadas de la Hipótesis General.....	166
Tabla 76 Estadística Descriptiva de la Hipótesis Especifica 01.....	167
Tabla 77 Prueba T de las Muestras Relacionadas de la Hipótesis General.....	168

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación del Río Tumilaca	1
Figura 2. Tramo de Río en Estudio	2
Figura 3. Terreno de Cultivo erosionado a consecuencia del Ingreso de Avenida .	3
Figura 4. Gavión de Protección fallado, por socavamiento.	4
Figura 5. Sector de vía Colapsado a consecuencia de Erosión	4
Figura 6. Cimentación de Expuesta en Muro de Protección	5
Figura 7. Defensa ribereña con muros de Concreto Armado.....	6
Figura 8. Defensa ribereña con enrocados.	6
Figura 9. Defensa ribereña con gaviones.	7
Figura 10. Sin defensa Ribereña o con Árboles y arbustos.....	7
Figura 11. Puente “Samegua los Ángeles”	9
Figura 12. Puente “El Rosal”	10
Figura 13. Enrocado antisocavante expuesto por socavación general del río.....	10
Figura 14. Vista general del Puente “la Villa”.....	11
Figura 15. Vista general del Puente “El Rayo”.....	12
Figura 16. Vista general del Puente “Rosado”.....	13
Figura 17. Poza de disipación fallada en barrage, prog. 2+220	14
Figura 18. Tramo a evaluar en el trabajo de Investigación	16
Figura 19. Colchón Antisocavante expuesto.....	17
Figura 20. Ciclo Hidrológico	27
Figura 21. Riesgo de por los menos una excedencia del evento de diseño durante la vida útil	29
Figura 22. Tipos de Cuenca según el punto de desembocadura	30

Figura 23. Esquema de una cuenca	31
Figura 24. Parámetros Morfométricos principales de una cuenca.	32
Figura 25. Curva Hipsométrica	34
Figura 26. Métodos para calcular lluvias medias sobre una cuenca	39
Figura 27. Ejemplo de Hidrograma de caudal Anual.....	41
Figura 28. Componentes de un Hidrograma de caudal durante una tormenta.	42
Figura 29. Ejemplo de Curvas Intensidad – Duración - Frecuencia para lluvias máximas	44
Figura 30. Curva de Distribución de precipitación en 24 horas método SCS	45
Figura 31. Hidrograma Unitario SCS	47
Figura 32. Clasificación Morfológica de los Ríos	52
Figura 33. Variación de Pendientes durante la erosión.....	59
Figura 34. Corte Longitudinal de un canal.....	63
Figura 35. Corte Transversal de un canal.....	63
Figura 36. Modos de Transporte	67
Figura 37. Idealización del Proceso de Socavación	70
Figura 38. Socavación por el método de Lischtvan - Levediev	70
Figura 39. Socavación Local por el método de Artamonov.....	72
Figura 40. Formas Comunes de Estribos - Método de Froehlich	75
Figura 41. Factor de Corrección K_{θ} – Método de Froehlich.....	75
Figura 42. Tipos de Muros de Contención.....	80
Figura 43. Dimensiones Aproximadas de diversos componentes de muros de contención.	81
Figura 44. Armado de Gaviones Típicos	82

Figura 45. Cálculo de Coeficiente de Empuje.	83
Figura 46. Cartas de Geográficas Empleadas para la Obtención de Parámetros de Sub Cuencas de Aporte	92
Figura 47. Topografía de Cuenca de Aporte del Río Tumilaca con curvas de nivel a cada 50 metros – Ver lámina H-03.....	93
Figura 48. Preparación e Inicio de Levantamiento Topográfico con Dron en el Puente Montalvo	94
Figura 49. Ubicación Nacional de Cuenca Ilo-Moquegua.....	97
Figura 50. Ubicación Regional de cuencas de Aporte a la zona de Estudio	97
Figura 51. Ubicación Regional de cuencas de Aporte a la zona de Estudio	99
Figura 52. Ubicación Regional de cuencas de Aporte a la zona de Estudio	100
Figura 53. Delimitación de Cuenca Tumilaca y Red Hidrográfica de la Cuenca Tumilaca.....	100
Figura 54. Diagrama de Pendientes en la Cuenca Tumilaca.....	102
Figura 55. Cálculo de Áreas entre curvas de Nivel de la Cuenca Tumilaca.....	104
Figura 56. Curva Hipsométrica de la Cuenca Tumilaca.	105
Figura 57. Diagrama de Frecuencias Altimétricas.	106
Figura 58. Discretización de Cuenca Tumilaca.	106
Figura 59. Ubicación de Estaciones Meteorológicas cercanas a la zona de Estudio	109
Figura 60. Elaboración de Polígonos de Thiesen.....	115
Figura 61. Curvas IDF Subcuenca Tumilaca	117
Figura 62. Curvas IDF Subcuenca Huancanane	118
Figura 63. Curvas IDF Subcuenca Coscori.....	120

Figura 64. Curvas IDF Subcuenca Asana	121
Figura 65. Cobertura Vegetal en Cuenca Tumilaca	122
Figura 66. Incremento de caudal Sólido según Caudal Líquido	127
Figura 67. Ancho estable en el sector del Puente “Tucumán”	129
Figura 68. Zona de Estrangulamiento en Sector “Las Peñas”	129
Figura 69. Zona de Estrangulamiento en Zona urbana	130
Figura 70. Ancho Estable en Sector “Parque Ecológico”	131
Figura 71. Línea de Tendencia del cálculo de Altura de Muros según Periodo de Retorno.....	149
Figura 72. Dimensionamiento de Enrocado de Protección.....	153
Figura 73. Dimensiones de muros de Concreto Armado	155
Figura 74. Forma típica de Muro de Gavión.....	158
Figura 75. Inundación tramo 01 – Tr=150 años ($Q_p=144$ m ³ /s).....	159
Figura 76. Inundación tramo 02 – Tr=150 años ($Q_p=144$ m ³ /s).....	160
Figura 77. Inundación tramo 03 – Tr=150 años ($Q_p=144$ m ³ /s).....	161

RESUMEN

En el presente trabajo de Investigación se analiza las condiciones morfológicas del Río Tumilaca y su capacidad hidráulica frente a posibles ingresos de Avenidas extraordinarias, considerando para su análisis, periodos de retorno de 50, 100, 200, 500 y 1000 años y confrontándolos a los posibles escenarios de protección que puedan ejecutarse en toda la longitud del tramo de estudio, presentado mapas que detallan las zonas de inundación. Esta investigación es de tipo Descriptiva, basada en argumentos teóricos y descriptivos y para el desarrollo de resultados y conclusiones fundamentados a partir de la observación directa e indirecta de los distintos procesos hidráulicos que se han desarrollado a lo largo del tiempo. Para el desarrollo del presente trabajo de investigación se desarrolló constantes visitas in situ analizando los distintos procesos desarrollado dentro y fuera del cauce del Río Tumilaca, calibrando el modelo hidráulico computacional con las mediciones obtenidas en campo, extendiendo diversos escenarios para obtener como resultado la necesidad urgente de considerar el encauzamiento del Río Tumilaca con Muros de Concreto Armado, por considerar su actual condición como situación de riesgo a desbordamientos e inundaciones, afectando áreas de cultivo y parte de la zona urbana.

Palabras Clave: Inundación, Hidráulica Fluvial, Estructuras de Encauzamiento, Ríos.

ABSTRACT

In this research work, the morphological conditions of the Tumilaca River and its hydraulic capacity are analyzed against possible income from extraordinary avenues, considering for their analysis, return periods of 50, 100, 200, 500 and 1000 years and confronting them to the possible protection scenarios that can be executed over the entire length of the study section, presented maps detailing flood zones. This research is descriptive, based on theoretical and descriptive arguments and for the development of results and conclusions based on the direct and indirect observation of the different hydraulic processes that have developed over time. For the development of this research work, constant on-site visits were developed analyzing the different processes developed inside and outside the Tumilaca River channel, calibrating the computational hydraulic model with the measurements obtained in the field, extending various scenarios to obtain as a result the urgent need considering the channeling of the Tumilaca River with Reinforced Concrete Walls, considering its current condition as a risk of flooding and flooding, affecting areas of cultivation and part of the urban area.

Keywords: Flood, River Hydraulics, Channeling Structures, Rivers.

INTRODUCCIÓN

Los ríos constituyen uno de los ecosistemas más valiosos que se tiene, no solo por el hecho de contener agua en su cauce, que es un recurso natural imprescindible para la humanidad. Además, tiene gran diversidad de valores naturales y cumplen varias funciones que permiten asimismo la supervivencia de gran diversidad de especies tanto en flora y fauna y el mismo hombre.

A través de los años, el Perú y específicamente la Ciudad de Moquegua, se ha visto azotada por la inclemencia de los fenómenos meteorológicos, de manera que los pobladores de la ciudad de Moquegua, ha podido presenciar y sufrir los imprevistos ingresos de avenidas en los ríos que se desarrollan en paralelo a la ciudad de Moquegua, especialmente en el Río Tumulaca, debido a su cercanía con el casco urbano.

En años recientes, se han presentado fenómenos meteorológicos con intensidades inusuales, que han dejado recuerdos imborrables en aquellos que pudieron vivir este evento de manera directa. Es casi imposible olvidar que, en febrero del 2015, a consecuencia del incremento de caudal y la deficiente protección, se perdió gran parte de la calzada paralela al Malecón Ribereño, y en consecuencia se dio la caída de un vehículo menor sobre el cauce, dando por resultado 03 heridos y 01 muerto. Así mismo la gran cantidad de pérdidas en lo referente a los asentamientos agrícolas aledaños al cauce del río, perdiendo áreas de cultivo y ganado.

La ingeniería de Ríos trata del aprovechamiento de recursos hídricos, o la reducción de riesgos de daño por medio de la intervención del hombre sobre el río

en estudio, siendo el río un elemento de drenaje de una cuenca que transporta el agua de esta, en lámina libre hasta su desembocadura.

La aplicación de la Ingeniería de Ríos, sucede a la aplicación de cursos llevados dentro de la Universidad, como son: Mecánica de Fluidos, Hidrología, Ingeniería Hidráulica y Diseño y Mediciones Hidráulicas, aprendiendo desde los principios básicos de la mecánica de fluidos, hasta el funcionamiento y aprovechamiento de los recursos hídricos.

CAPÍTULO I.

PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN

1.1. Descripción de la Realidad del Problema

El río Tumulaca inicia con la unión de los Ríos Asana y Capillune, teniendo como desembocadura en el Inicio del Río Moquegua, el mismo que se genera a partir de la unión del Río Tumulaca y el Río Torata. En la Figura 1 se puede apreciar el detalle de la formación de ríos que tienen participación dentro del ámbito de la investigación.

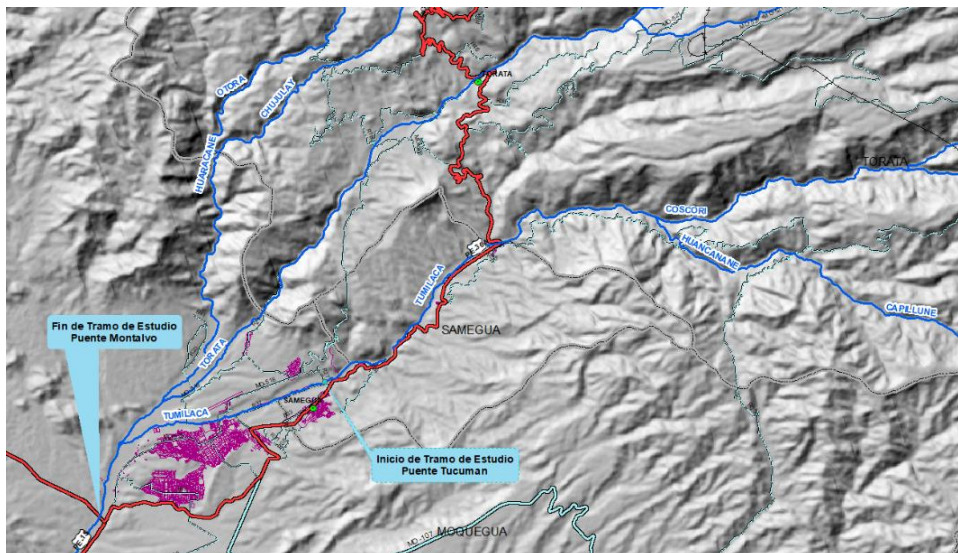


Figura 1. Ubicación del Río Tumulaca
Fuente: Elaboración Propia - Arcmap

El río Tumulaca consta de aproximadamente 23+466 kilómetros, de los cuales el tramo más crítico y de mayor problemática se presenta en el tramo que

atraviesa por la zona urbana de la Ciudad de Moquegua y Samegua, exactamente Inicia en la Prog. 15+350 y termina en la Prog. 22+700, haciendo una longitud aproximada de 7+350 kilómetros.

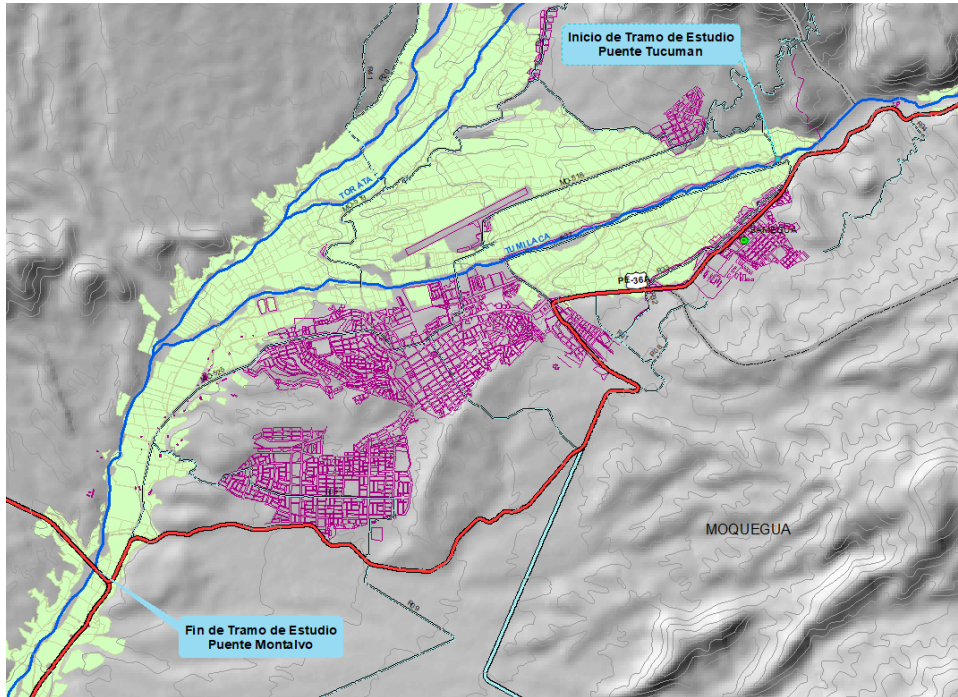


Figura 2. Tramo de Río en Estudio
Fuente: Elaboración Propia - Arcmap

En la actualidad el desinterés en la preservación del cauce del Río Tumilaca ha generado grandes pérdidas sobre la población en general y específicamente en la población asentada a las riberas del Río Tumilaca, quienes se han asentado en zonas con gran potencial de inundación sin tener en consideración criterios básicos de la Hidráulica Fluvial.

La agricultura, es claramente una opción sólida para el impulso de desarrollo y/o crecimiento y consecuentemente superar la pobreza y mejorar la seguridad alimentaria. Cuando la productividad agrícola se ve afectada resulta un decrecimiento bien notado en otros sectores económicos.



Figura 3. Terreno de Cultivo erosionado a consecuencia del Ingreso de Avenida
Fuente: <http://www.radionacional.com.pe/informa/nacional/limpian-el-cauce-del-r-o-moquegua-para-evitar-nuevos-desbordes>

En el tramo Malecón Ribereño, existen tramos con defensa ribereña, de tipo gaviones y Mampostería de Piedra, pero a consecuencia de los distintos incrementos de caudal sobre el río Tumulaca y la falta de mantenimiento por parte de las autoridades competentes, es que en su mayoría estas, han colapsado y/o se han debilitado (ver figura 4), dejando la gran probabilidad de generarse una falla en cadena de toda la defensa y así mismo la infraestructura que la delimita, como es la carretera colindante, además terrenos de cultivo y demás infraestructura de carácter público y privado.

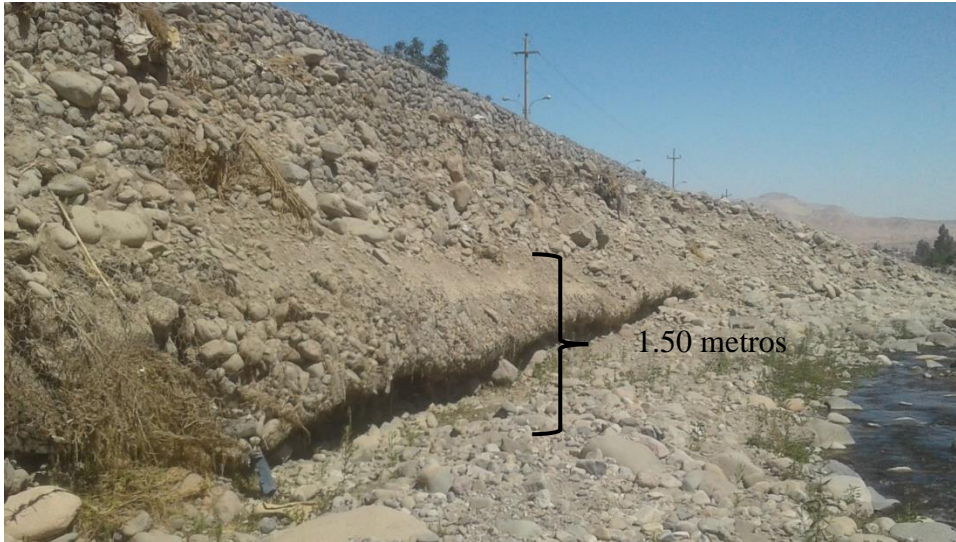


Figura 4. Gavión de Protección fallado, por socavamiento. Se aprecia el colchón antisocavante colgado. La altura de Socavación en referencia al colchón antisocavante es de 1.50 metros

En los últimos años, se ha presentado continuamente (años tras año) ingreso de avenidas, que, si bien no han sido de gran consideración, sus características geométricas del río y características del flujo, han ocasionado daños a áreas en infraestructura pública y privada (ver figura 5).



Figura 5. Sector de vía Colapsado a consecuencia de Erosión. Se aprecia tramo de la obra de protección o encauzamiento fallado, debido a los ingresos de avenidas en temporada de lluvias. Estas estructuras generan una falla en cadena.

Las pésimas condiciones de mantenimiento que se ha dado sobre el río Tumilaca, han generado su propio deterioro, debido a que en cada intervención que se hace sobre este, hacen que el nivel de cauce se profundice más, no tomando en cuenta las alturas de socavación en las estructuras de protección (ver Figura 6).



Figura 6. Cimentación de Expuesta en Muro de Protección Muro de Contención – Encauzamiento de concreto armado con la cimentación expuesta debido a la socavación. Ante nuevos ingresos de avenidas esta estructura colapsaría, generando una falla en cadena sobre las estructuras que la preceden y continúan.

Es evidente que para poder mitigar los daños que se ocasionan año tras año y que pueden agravarse si no se da la debida atención, es necesario efectuar análisis del comportamiento fluvial, con la finalidad de determinar las obras que complementen la protección adecuada a la infraestructura aledaña.

La ocurrencia periódica de precipitaciones extraordinarias ya sea por presencia de Fenómenos El Niño o de otras perturbaciones climáticas, hacen que específicamente, en la Región Moquegua se presenten en los cauces del Río Tumilaca avenidas extremas que originan desborde del río e inundaciones en zonas

urbanas y agrícolas y como consecuencia de ello, desastres socio económicos y ambientales.

En el año 2016, se ha podido registrar un ingreso de avenida con un caudal estimado de 30 m³/s, llegando a identificarse puntos de posibles inundaciones en los sectores conocidos como Hogar Belén, Universidad Alas Peruanas y Parque Ecológico (Diario Correo, 2016)

Las inundaciones y los daños asociados a ellas tienen un impacto determinante en el desarrollo de Ciudad de Moquegua, más aún por la corta periodicidad de ocurrencia y el nivel de inversiones que se realizan año a año para controlarlas.

1.1.1. Defensas Ribereñas

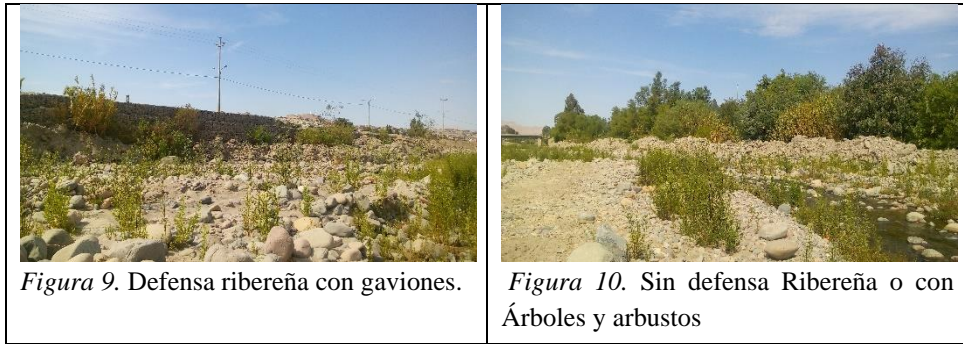
En referencia a las defensas ribereñas existentes, hay gran diversidad de sistema de protección y/o defensas ribereñas, que en su mayoría se ubican en la margen izquierda, variando entre Muros de Concreto Armado (ver figura 7), Enrocados (ver figura 8) y Sistemas con Gaviones (ver figura 9). En la margen derecha principalmente se puede apreciar defensas de tipo natural, con árboles o arbustos de tamaño regular (ver figura 10)



Figura 7. Defensa ribereña con muros de Concreto Armado.



Figura 8. Defensa ribereña con enrocados.



La protección se da principalmente en la margen Izquierda debido a que la función principal es la de proteger la vía que se traza paralelamente al eje del Río, siendo así los más perjudicados, los terrenos de cultivo que se encuentran en la margen derecha, ya que ante los grandes ingresos de avenidas se genera desbordamientos del Río afectando así áreas de cultivo y en casos extremos ganado.

A pesar de que en la margen izquierda se hayan construido sistemas de protección, este no ha sido impedimento para que el caudal del río (caudal Líquido y Sólido) no afecte este sistema de protección, haciéndolo fallar en reiteradas oportunidades.

Desde la construcción del Malecón Ribereño, en el cual incluyó la instalación de Gaviones como defensa ribereña, hasta la fecha no se cuenta con una intervención seria sobre el Cauce del Río, contando solo con Mantenimientos temporales, lo mismos que han ido fallando al pasar de los años

Los muros de Concreto, con pantallas totalmente impermeables, pero con deficiencia en el desplante de su cimentación estando aparentemente expuestas con gran posibilidad del colapso ante algún evento de gran magnitud, ya sea por aumento en el caudal del Río provocando mayor socavación y por efecto del empuje

estático de tierras se voltee el muro o a consecuencia de un evento sísmico de regular intensidad que adicione el empuje dinámico sobre la pantalla y este colapse.

Los enrocados, siendo estos prácticamente permeables tienen como elemento principal de eficiencia en la gran dimensión de enrocado, pero debido a la poca profundidad del nivel de cimentación no garantiza la estabilidad del sistema de protección. La falla que se genera en la cimentación genera una falla en cadena, debido a que la forma de construcción se da como un rompecabezas, en la que si quitamos una pieza toda la estructura falla, no solo verticalmente, sino también de manera longitudinal.

Los gaviones, como sistema de protección en Ríos, este es un sistema de protección muy recomendado debido a su facilidad de construcción y costo, pero en el tramo de estudio, este ha fallado debido a la falta de profundidad en su desplante, quedando practicante colgados con gran potencial del colapso.

1.1.2. Puentes en la zona de estudio

En la zona de estudio se encuentra los siguientes puentes:

a. Puente Carrozable “Samegua – Los Ángeles” (Tucumán)

Puente de tipo Arco de Tablero Inferior de una luz de 50 metros, comunica el Distrito de Samegua con el Centro Poblado de Los Ángeles, con una calzada de 2 carriles apoyada sobre estribos de concreto armado, que no presentan fallas aparentes de carácter estructural ni hidráulico.

El riesgo en este puente se da por la posible falla de los elementos de protección que están antes de llegar al puente, ya que su posible falla ocasiona la

erosión del relleno por la parte posterior del estribo, desestabilizando toda la estructura. (ver figura 11)



Figura 11. Puente “Samegua los Ángeles”

b. Puente Carrozable “El Rosal”

Puente de tipo viga Losa de Concreto armado, la particularidad de este puente es que, a la fecha de presentación de la presente investigación, su construcción no ha sido concluida, como se aprecia en la figura 12, y por lo tanto este no tiene uso, más que con fines peatonales.

Al ingreso del puente se puede apreciar que existe un tramo de puente y/o camino antiguo hecho en mampostería de piedra, por el cual se evita que el caudal circulante del río, no interactúe con esta estructura. En este tramo de puente se puede ver que presenta ciertas fallas de nivel estructural debido al caudal sólido que transporta el río, llegando a hacer desprender algunas piedras que componen los pilares del puente.



Figura 12. Puente “El Rosal”

El relativamente reciente construido puente de concreto armado, presenta notorio desgaste de la superficie expuesta del estribo, llegando a exponerse algunas varillas de acero. (ver figura 13)

A nivel hidráulico el puente presente socavamiento, general en sus pilares, apreciándose que el nivel de enrocado de protección está por encima del nivel de fondo del cauce del río, como se aprecia en la figura 13



Figura 13. Enrocado antisocavante expuesto por socavación general del río.

c. Puente carrozable “la Villa”

Puente de tipo armadura, de 30 metros de luz; este puente es el principal acceso hacia el poblado de Los Ángeles, sumamente congestionado en fines de semana por la ubicación de la feria de abastos “Chacra a la Olla”.

Dentro del tramo de estudio, este es el puente que tiene mayor antigüedad y que aparentemente no presenta fallas estructurales, más que su desgaste natural de los elementos que lo componen y que no cuentan con mantenimiento alguno. (ver figura 14)

Hidráulicamente se puede conceptualizar que el nivel del cauce del río ha descendido desde su construcción, notándose estos cambios en los muros de encauzamiento de ingreso y de salida, de donde se puede determinar grandes cambios del cauce del río.



Figura 14. Vista general del Puente “la Villa”.

d. Puente Carrozable “El Rayo”

Puente de concreto armado tipo Viga – Losa, puente de 50 m de luz con apoyo intermedio, comunica el casco urbano de Moquegua con las áreas agrícolas del poblado de Los Ángeles y Estuquiña. (ver figura 15)

A nivel estructural este puente presenta algunas deformaciones en su plataforma de rodadura, fallas que no corresponden a la presente investigación.

A nivel Hidráulico, por la morfología del río, en esta zona de estudio es donde se presenta la sedimentación del caudal sólido que proviene de aguas arriba, reduciéndose así la altura libre o gálibo del puente, pero por la longitud propia del puente, el tirante hidráulico es menor.



Figura 15. Vista general del Puente “El Rayo”.

e. Puente peatonal “Rosado”

Puente peatonal tipo atirantado de 55 metros de luz, que comunica los sectores agrícolas del valle moqueguano (ver figura 16)

Estructuralmente el puente presenta grandes fallas en su caminería, la cual se encuentra deteriorada por falta de mantenimiento.

A nivel hidráulico la zona de ubicación del puente presenta asentamiento de sólidos transportados, reduciendo la altura libre del puente y posterior contacto del caudal, tanto sólido como líquido, con el tablero del puente, haciendo que este pierda su funcionalidad, ya que como función principal del puente es de ininterrumpir el sobrepaso del río.



Figura 16. Vista general del Puente "Rosado".

1.1.3. Otras estructuras importantes relacionadas a la Investigación

a. Barraje Prog. 2+220

Aproximadamente en la progresiva 2+220 se encuentra ubicada un barraje de concreto de 1.50 metros de altura, el cual presenta grandes niveles de deterioro.

De ingreso se puede apreciar que este ha alcanzado el nivel máximo de acumulación de sedimentos, llegando este al nivel de la corona del barraje.

De salida se notan las grandes fallas, como se aprecia en la figura 17, resaltando, sobre todo, la pérdida de la poza de disipación, ya que actualmente el agua golpea directamente en el suelo de fundación, el cual, por condiciones de

transporte de sólidos en ríos, este se ha formado a base de piedras, evitándose así el aumento considerable de erosión.



Figura 17. Poza de disipación fallada en barrage, prog. 2+220

1.2. Definición del Problema

1.2.1. Problema General

¿Cuáles son las Zonas Vulnerables a Inundación del Río Tumilaca, tramo malecón Ribereño del Distrito de Moquegua?

1.2.2. Problemas derivados o específicos

¿Qué alternativa de encauzamiento será la más apropiada para proteger las zonas vulnerables a inundación en el Río Tumilaca, tramo Malecón Ribereño del Distrito de Moquegua?

¿Cuáles son los Valores de Caudales Máximos Extraordinarios en los Periodos de Retorno de 50, 100, 200, 500 y 1000 años?

¿Cuál es la Altura Mínima de los Elementos de según los periodos de Retorno de 50, 100, 200, 500 y 1000 años?

¿Cuál es la Profundidad Máxima de Socavación Esperada en los Distintos Periodos de Retorno de 50, 100, 200, 500 y mil años?

¿Cuál es el Área de Afectación que se generaría según los Distintos Periodos de Retorno de 50, 100, 200, 500 y 1000 años?

1.3. Objetivos de la Investigación

1.3.1. Objetivo General

Identificar las zonas vulnerables a Inundación en el Río Tumilaca, tramo Malecón Ribereño del Distrito de Moquegua.

1.3.2. Objetivos Específicos

- Determinar la Alternativa de Encauzamiento más apropiada para proteger las zonas vulnerables a Inundación en el Río Tumilaca, tramo Malecón Ribereño del Distrito de Moquegua.
- Calcular la Altura Mínima de los Elementos de según los periodos de Retorno de 50, 100, 200, 500 y 1000 años.
- Calcular la Profundidad Máxima de Socavación Esperada en los Distintos Periodos de Retorno de 50, 100, 200, 500 y 1000 años

1.4. Justificación

El trabajo de Investigación pretende eliminar la Pérdida de Vidas Humanas, Materiales e Infraestructura Pública y Privada, ya que se identificará las zonas vulnerables a Inundación, planteando medidas de protección seguras y eficientes, Beneficiando a toda la población en general y específicamente a la población asentada en las áreas aledañas del cauce río Tumilaca, tomando mayor interés sobre las aquellos asentamientos sobre las llanuras de Inundación, quienes han y sufrido las consecuencias de los ingresos de Avenidas de Caudales considerables.

1.5. Alcances y limitaciones

1.5.1. Alcances

La presente investigación tiene como alcance el análisis de inundabilidad en áreas aledañas del cauce del Río Tumilaca y Río Moquegua, aproximadamente 7.77 y 2.73 km de longitud respectivamente, haciendo un total de 10.50, iniciando aproximadamente en el Puente Carrozable “Tucumán” (zona 19S, Coordenadas: 8°100,292.99 S, 298,396.93 E) y terminando aproximadamente en el Puente peatonal “Montalvo” (Zona 19S, coordenadas: 8°095,498.00 S, 290,173.00 E). (ver Figura 18)



Figura 18. Tramo a evaluar en el trabajo de Investigación
Fuente: Elaboración Propia / Google Earth

Los aspectos relacionados a las medidas de protección, se analizarán las condiciones actuales que presenta y su condición de servicialidad, proponiendo mejores o nuevas alternativas de protección.



Figura 19. Colchón Antisocavante expuesto
Falla del Sistema de Protección en el cauce del Río Tumilaca (Margen Izquierda)

1.5.2. Limitaciones

Falta de Registro de caudales históricos

La principal limitante es no contar con un registro de caudales máximos de los ríos que comprenden el tramo de estudio (Tumilaca, Torata, Huaranace), contando solo con descargas promedios que son medidos cada 15 días y que no representan un caudal máximo empleable que pueda proyectarse a distintos periodos de retorno (ver apéndice de Descargas Promedios Mensuales), datos necesarios para poder determinar apropiadamente los caudales de Diseño y por consiguiente el modelamiento hidráulico y análisis de inundabilidad.

Falta de instrumentos de medición de Sedimentos

Por la característica técnica de la investigación, algunos aspectos como la medición de sedimentos, requieren instrumentos de medición específicos, con los cuales no se cuenta; esto hace que los datos que se proporcione serán datos aproximados y no datos exactos medidos.

1.6. Variables

1.6.1. Operacionalización de Variables

La Operacionalización de Variables Independientes y Dependientes se muestran en la tabla 1

Tabla 1
Operacionalización de Variables

Variables	Definición Operacional	Indicadores	Escala de Medición
Variable Independiente: Caudal de Diseño	Basado en los Periodos de Retorno Planteados	Tr=50 años	m ³ /s
		Tr=100 años	m ³ /s
		Tr=200 años	m ³ /s
		Tr=500 años	m ³ /s
		Tr=1000 años	m ³ /s
Variable Dependiente: Sistema de Encauzamiento	Proyección de Sistema	Tirante Máximo	Metro
	Encauzamiento más adecuado de acuerdo a condiciones	Velocidad Media Enrocados Muro de Concreto	m/s Metro lineal
	Hidráulicas.	Armado	Metro Lineal

1.7. Hipótesis de la Investigación

1.7.1. Hipótesis General

Existen Zonas Vulnerables a Inundación en el Río Tumilaca, tramo Malecón Ribereño del Distrito de Moquegua

1.7.2. Hipótesis Específica

- Existen diferencias significativas entre el nivel de agua en condiciones actuales y en condiciones con encauzamiento en ambas márgenes para un Periodo de Retorno de 200 años del Río Tumilaca, tramo Malecón Ribereño del Distrito de Moquegua.

- Existe un aumento considerable de altura de los Elementos de Encauzamiento entre el diseño para Periodo de Retorno de 100 años y 200 años, del Río Tumilaca, Tramo Malecón Ribereño del Distrito de Moquegua.
- Existe Aumento Considerable de la Profundidad Máxima de Socavación Esperada entre el diseño para un periodo de Diseño de 200 años y un periodo de diseño de 500 años.

CAPÍTULO II.

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la Investigación

La constitución Política del Perú en su Artículo 1° señala que defensa de “la persona Humana y el respeto de su dignidad son el fin supremo de la sociedad y del Estado”, y en el Artículo 44° indica “Son deberes primordiales del estado: defender la soberanía nacional; garantizar la plena vigencia de los derechos humanos; proteger a la población de las amenazas contra su seguridad; y promover el bienestar general que fundamenta en la justicia y en el desarrollo integral equilibrado de la Nación”

En condiciones Normales todos los tramos de todos los ríos han alcanzado un cierto grado de equilibrio, lo cual significa que, si en forma artificial no se modifican uno o varios de los parámetros que intervienen en esa condición de estabilidad, el agua y los sedimentos continuarán escurriendo en la forma como lo viene haciendo. Si se modifican en forma natural o artificial algunos parámetros, con el tiempo y lentamente el tramo de río cambiará a una nueva condición de equilibrio.

Debido a la complejidad del flujo en cauces naturales, que hoy en día es aún de las fronteras del conocimiento y la tecnología para afrontar los problemas que se

derivan del uso, protección y control de cauces, se ha desarrollado un gran número de métodos empíricos y semiempíricos. Para su empleo apropiado se requiere contar con elementos que de manera práctica, oportuna y confiable guíen a los profesionales involucrado en esta probática a su solución.

Entre el año 2007 y el año 2010 se ejecutó una obra considerada como ampliación del Considerado Malecón Ribereño, del cual el Expediente fue aprobado mediante Resolución de Alcaldía N° 0160-2007-A/MPMN, de fecha 26 de febrero del 2007, denominando al Proyecto: “AMPLIACIÓN DEL MALECÓN RIBEREÑO SAMEGUA – MOQUEGUA I ETAPA”.

En diciembre del 2007, se aprueba el Expediente Técnico Complementario “ENROCADO CHARASAGUA SECTOR ESCAPALAUQUE” de la Obra “AMPLIACIÓN DEL MALECÓN RIBEREÑO SAMEGUA – MOQUEGUA I ETAPA”

Entre los años 2007 y 2008, El Gobierno Regional de Moquegua ejecuta el Proyecto “CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE DE CONCRETO DE LA RED VECINAL SAMEGUA – LOS ÁNGELES, DISTRITO DE SAMEGUA, PROVINCIA MARISCAL NIETO, REGIÓN MOQUEGUA”, el cual considera la construcción del Puente conocido como Puente “Tucumán”, el cual fue construido de concreto armado postensado, con una luz de 50 metros.

En los Años 2013 – 2014, el Gobierno Regional de Moquegua, ejecuta el Proyecto “MEJORAMIENTO DEL PUENTE EL RAYO/RÍO TUMILACA DISTRITO DE MOQUEGUA, PROVINCIA MARISCAL NIETO,

DEPARTAMENTO DE MOQUEGUA”, el cual considero la Construcción de un Puente de Concreto Armado de una luz de 50 metros de dos carriles.

En el Año 2016, el Bachiller Frank Eduardo Escusa Arosquipa, presenta sus Tesis para Optar Título de Ingeniero Civil en la Pontificia Universidad Católica del Perú, con el tema de Investigación: “Análisis y Modelamiento de Flujos de Escombros en la zona de Mamanura la Convención – Cusco”, en donde se propone una alternativa para la mejora de la gestión de riesgos por flujos de escombros, de tal forma que la información base necesaria se pueda simplificar en tres rubros claves: (1) Topografía, (2) Pluviometría y (3) Características Geotécnicas. Empleando para ello el modelado numérico con Kanako 2D y el Titan 2D, evaluando la precisión y predictibilidad de cada uno de ellos, todo ello teniendo como área de estudio las quebradas anexas al distrito de Mamanura, situado en la provincia de la Convención, Cusco, Perú.

En el año 1989, el Bachiller Arturo Richard Bernardo Meza, presenta la Tesis titulada “Control de Inundaciones de la Ciudad de Tumbes (Quebrada Los Tumpis)” con el fin de Obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil en la Universidad Nacional de Ingeniería – Perú. En esta se expone los estudios básicos y procedimientos de diseño para seis alternativas de evacuación de las aguas provenientes de las precipitaciones pluviales en la cuenca Tumpis, ubicada en la parte alta de la ciudad de Tumbes.

En el año 2006, el bachiller Giancarlo Moccetti Rojas, presenta a la Universidad Nacional de Ingeniería la Tesis titulada “Sistema de Alerta Temprana de Inundaciones – Aplicación en el Río Chillón”, en donde da a conocer la

importancia de los sistemas de Alerta temprana contra las inundaciones en las cuencas de costa.

En el año 1994, la Bachiller Elizabeth Leon Chinchay presenta a la Universidad Nacional de Ingeniería la Tesis de Grado titulada “Defensas Ribereñas del Río Rímac (Sector Puente Ricardo Palma – Chosica y Puente Los Ángeles – Chaclacayo) en donde se propone alternativas para la solución en torno al encauzamiento del río Rímac en el tramo Puente Ricardo Palma en Chosica y el puente los Ángeles Chaclacayo.

En el año 2014, el Bachiller Jorge Luis Soto Julca presenta su tesis de Grado en la Universidad Nacional de Ingeniería denominada “Evaluación de Riesgo de Inundación en el Distrito de Taraco Utilizando Sistemas de Información Geográfica, en la cual se efectúa una evaluación del riesgo de inundación del Río Ramis en un tramo donde se ubica el Distrito de Taraco, Provincia de Huancane, Departamento de Puno, con el fin reducir los daños que pueda ocasionar un desborde del río Ramis.

En el año 2004, el Bachiller Juan Carlos Felipe Orosco Benites, presenta su Tesis de Grado en la Universidad Nacional de Ingeniería denominada “Protección contra Inundaciones en zonas urbanas – Caso de la Urbanización San Diego Distrito de San Martín de Porres – Lima”, en donde se efectúa un análisis y diseño de una protección contra inundaciones en zonas urbanas, tomando como ejemplo la urbanización San Diego en el Distrito de San Martín de Porres.

En el año 1999, el Bachiller Humberto Quispe Mosqueta presenta sus tesis de Grado en la Universidad Nacional de Ingeniería denominada “Estudio de los

efectos del fenómeno “El niño” 1997-1998 en el tramo desvío Talara – Aguas Verdes y en la Ciudad de Tumbes”.

En el año 2015, el Bachiller Joel Manuel Fernandez Espinoza presenta sus tesis para Optar el Título Profesional de Ingeniero Civil en la Universidad Pontificia Universidad Católica del Perú denominada “Propuesta de Restauración del Tramo Urbano del Río Rímac mediante la Aplicación de la Bioingeniería”, en donde se analiza y evalúa una propuesta de restauración del tramo urbano del río Rímac, mediante la aplicación de una alternativa de bioingeniería.

En el Año 2016, el bachiller Daniel Alberto Aguilar Aguinaga presenta su tesis de grado en la Pontificia Universidad Católica del Perú denominada “Comparación Técnica entre el uso de Gaviones y Geoceldas como Estructuras de Defensa Ribereña”, donde se compara dos revestimientos contra la erosión ribereña mediante tres variables técnicas.

En el Año 2016, en la Universidad Privada del Norte, el Bachiller Cristian Jesus Yepes Silva presenta su Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil denominado “Comportamiento de las Máximas avenidas y las posibles áreas de Inundación producidas en la quebrada Cruz Blanca para la zona Urbana del Distrito de Cajamarca, 2016”.

En años recientes, los daños causados por grandes avenidas en diferentes partes del país ponen de manifiesto la necesidad de una continua revisión y actualización de los procedimientos y tecnologías disponibles para afrontar estos eventos.

En el Río Tumilaca, desde hace varios años, se ha venido construyendo estructuras de contención y/o encauzamiento, específicamente en su margen izquierdo de este. Estas denominadas defensas ribereñas, tienen el objetivo de proteger áreas de cultivo, infraestructura de riego, infraestructura vial, y esencialmente a la población que está asentada lateralmente a la rivera.

El tipo de Estructura planteada para “encauzar” el río Tumilaca, se muestran en distintos tipos, hallándose tramos con Gaviones, Muros de Concreto Armado, Mampostería de Piedra, entre otros.

2.2. Bases Teóricas

2.2.1. Estudio Topográfico

Como uno de los principales estudios que se tiene que desarrollar para efectuar la adecuada evaluación y análisis de las zonas vulnerables a inundación es el Estudio Topográfico, el cual trata de examinar la superficie, con el fin de obtener las características físicas, geográficas y geológicas del terreno, así como las alteraciones existentes en el terreno. Camargo y Franco (1996) afirman:

Que para resolver racional y práctica el problema que se presenta cuando se trata de definir los tramos de cauces y llanuras de inundación, se requiere de experiencia y bastante criterio, por lo que invariablemente, se tendrá que utilizar la técnica y equipo idóneo para tener confiabilidad en el levantamiento topográfico que se realice de la zona en estudio.

La topografía es una ciencia que analiza y describe una posición de cualquier punto sobre la tierra, aplicando técnicas y procedimientos que garanticen la precisión de su representación. afirma: “En la práctica de la topografía es

necesario tener conocimientos de matemáticas (..). para comprender mejor esta ciencia y profundizar en ella, es necesario tener conocimientos de física, cosmografía, astronomía, geología y otras ciencias” (Alcántara, 2014, p.2).

El nivel de precisión y la cantidad de datos obtenidos, aumentaran la calidad y precisión de los resultados que se desea obtener en la investigación. La importancia de la topografía se resalta al momento que se efectúa los cálculos hidráulicos, donde deberá precisarse las áreas de inundación que puedan presentarse en el diseño.

2.2.2. Hidrología

La Hidrología es la ciencia que se encarga de estudiar el agua en la naturaleza evaluando y/o analizando sus diferentes procesos dentro de ella y su interacción con los seres vivos, especialmente con los humanos. Dentro de su ámbito de estudio de la hidrología se puede resumir en el Ciclo Hidrológico; “El ciclo hidrológico es el foco central de la hidrología. El ciclo no tiene principio ni fin y sus diversos procesos ocurren en forma continua” (Chow, 1994, p.2), ya que definir el inicio de este ciclo hidrológico es totalmente arbitrario y aplicado según las necesidades del estudio, en resumen, se diría que cualquier proceso que ocurra dentro del ciclo hidrológico es consecuente a otro proceso, como se muestra en la figura 20.

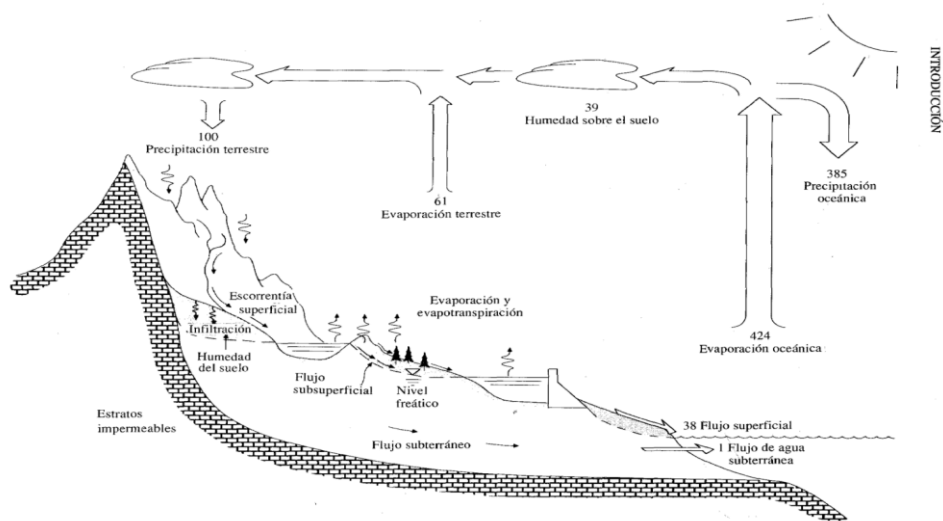


Figura 20. Ciclo Hidrológico

Ciclo Hidrológico con un balance de agua promedio global anual en unidades relativas de 100 para la tasa de precipitación terrestre

Fuente: Chow, 1994

Con el Análisis o Estudio Hidrológico, relacionado a la presente investigación, se pretende obtener los caudales de las Máximas avenidas a diferentes periodos de retorno, datos necesarios para efectuar el análisis Hidráulico del Río. “La hidrología proporciona al ingeniero o hidrólogo, los métodos para resolver los problemas prácticos que se presentan en el diseño, la planeación y la operación de estructuras hidráulicas” (Villon, 2002, p.15)

El caudal que se transporta a través de un río y/o corriente natural es variable ya que esta depende principalmente de las precipitaciones que se presente en su cuenca de aporte. Como factores secundarios se puede identificar a la infiltración, Humedad del Suelo, Evaporación, Vegetación, etc.

2.2.2.1. Periodo de Retorno

En cualquier diseño hidrológico, es necesario conocer la probabilidad de ocurrencia de los eventos estudiados. Mediante el estudio Hidrológico se definirá el periodo de Retorno apropiado para el diseño de las estructuras de protección y/o

encauzamiento, ya que este periodo esta estrictamente relacionado al costo de implica la construcción de las estructuras.

Villon (2002), afirma: Para el caso de un caudal de Diseño, el periodo de retorno se define, como el intervalo de tiempo dentro del cual un evento de magnitud Q, puede ser igualado o excedido por lo menos una vez en promedio. (p.242)

Con fines de representación gráfica y/o analítica de la frecuencia, la distribución de probabilidades se puede emplear la fórmula de Weibull:

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

Donde: m es la posición que se le asigna a un evento según la secuencia ordenadas de los eventos 1, 2, 3, ...N

N es el tamaño de la muestra (N valores de lluvia o N valores de caudales)

“La Inversa de P(x) se denomina periodo o tiempo de retorno o de recurrencia (T_R). El periodo de retorno de un evento de una magnitud dada, es el tiempo promedio entre ambos que igualan o exceden esa magnitud” (Fattorelli y Fernández, 2011, p.118)

El criterio de elección del periodo de retorno se fundamenta principalmente en dos factores principales:

- Seguridad: dependiendo de la importancia áreas de protección, esta estructura deberá ser diseñada para soportar el mayor evento extremo que pueda ocurrir
- Economía: el costo de construcción de las estructuras a construir debe ser justificable al periodo de retorno de Diseño.

El riesgo de falla admisible en función del periodo de retorno y vida útil de la obra está dado por:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (2)$$

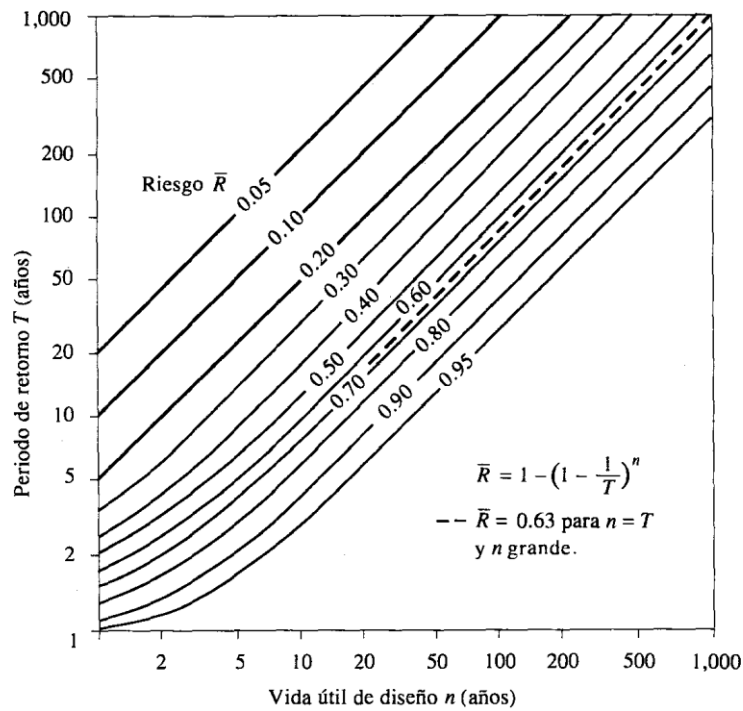


Figura 21. Riesgo de por los menos una excedencia del evento de diseño durante la vida útil
Fuente: Chow, 1994

Según el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC (2011), recomienda que, para obras de Defensas Ribereñas, adoptar un riesgo admisible de 25%.

2.2.2.2. Geomorfología de la cuenca

Geomorfología, proveniente del griego Γηος [géos] ‘Tierra’, μορφή [morfé] ‘forma’, y λόγος [logos] ‘estudio’, se puede definir que Geomorfología es el estudio de la forma superficial del relieve terrestre.

Una *Cuenca* se define como una formación natural cóncava, donde se genera un sistema hídrico, dándose como ingreso a las precipitaciones las que son drenadas hasta un punto de salida.

2.2.2.2.1. Clasificación de las cuencas

Para poder clasificar una cuenca, existen diversos parámetros, dentro las principales tenemos: según el tamaño de la cuenca, según su elevación o según el punto de salida o desembocadura.

Según Villon (2002), clasifica a las cuencas según su tamaño en *Cuencas Grandes* a aquellas con un área superior a 250 km² y *Cuencas Pequeñas* a aquellas con un área menor de 250 km².

Según el punto de salida o desembocadura, una cuenca puede ser endorreica o exorreica (ver figura 22)

Una *Cuenca Endorreica*, es aquella que presenta su punto de desembocadura dentro de la misma cuenca, apreciada generalmente en los lagos.

Una *Cuenca Exorreica*, es aquella que físicamente presente su punto de desembocadura en el límite de esta, pudiendo desembocar en un Río o mar.

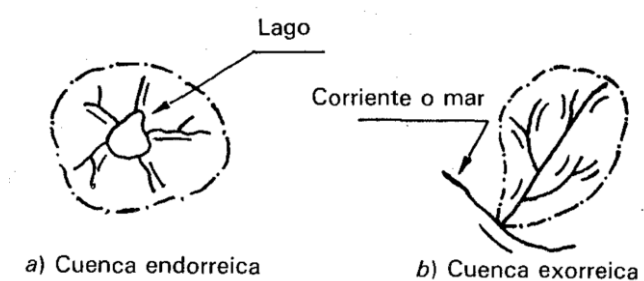


Figura 22. Tipos de Cuenca según el punto de desembocadura
Fuente: Aparicio 1992

2.2.2.2.2. Elementos de una cuenca

Una cuenca está compuesta principalmente por tres elementos:

La *Divisoria de Agua*, que es prácticamente el límite de la cuenca, caracterizado por ser los puntos más altos de los picos de montaña que encierran una cuenca, o también descrito como la línea imaginaria que se forma para dividir las cuencas, como se ve en la figura 23.

El *Área de la Cuenca*, que es descrito como la proyección de toda la superficie de la cuenca que limita o encierra la Divisoria de Aguas.

El *Cauce Principal*, es la conjunción de varios cauces secundarios o cauces tributarios, las mismas que son parte de cuencas tributarias o subcuencas.



Figura 23. Esquema de una cuenca
Fuente: Campos, Konstantinovich e Igorevich (2016)

2.2.2.2.3. Parámetros Físicos de una cuenca

Entendiéndose que no existe una cuenca igual a otra, la obtención de los parámetros morfométricos de una cuenca, ayuda a asimilar las cuencas con características similares.

Como parámetros Morfométricos principales se tiene: El área de la cuenca, longitud del río Principal y el Desnivel

El *Área de la Cuenca* (A) es toda la extensión superficial que comprende la cuenca y está limitada por la divisoria de Aguas, como se ve en la figura 24, normalmente expresada en kilómetros

La *Longitud del río principal* (L) es la distancia horizontal que desarrolla la corriente principal sobre la cual hacen descarga las corrientes tributarias. Esta es expresada normalmente en Kilómetros (km).

El *Desnivel* (H), es la diferencia de altura que existe desde el punto más alto existente en la cuenca con la cota del punto de desembocadura, generalmente estas cotas son están alineadas con la extensión del Río Principal.

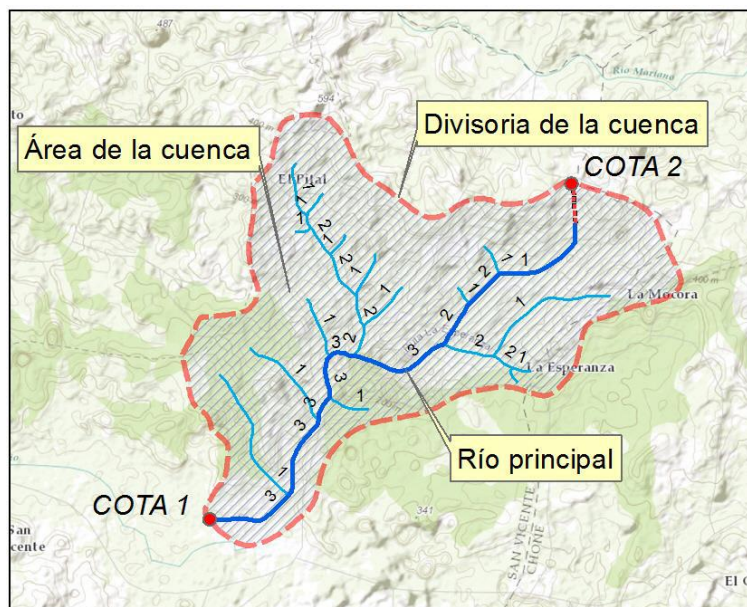


Figura 24. Parámetros Morfométricos principales de una cuenca.
Fuente: Campos, Konstantinovich e Igorevich (2016)

Como otros parámetros Morfométricos de una cuenca se tiene:

El *Perímetro de la Cuenca* (P), que no es más que la longitud horizontal de los límites de la cuenca o Divisoria de Aguas, está expresada generalmente en kilómetros (km).

2.2.2.2.4. Parámetros Geomorfológicos de una cuenca

El *Índice de Compacidad* (Ic) de una cuenca o también denominada Índice de Gravelius, es la relación de forma que presenta del perímetro de la cuenca en comparación con un Círculo, esta se calcula con la siguiente fórmula:

$$I_c = \frac{P_c}{P_o} = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}} = 0.282 \frac{P}{\sqrt{A}} \quad (3)$$

En consecuencia, mientras el índice de compacidad más se acerque a 1, quiere decir que la cuenca es de forma más circular y por consiguiente más compacta.

El *Factor de Forma* es la relación del Ancho de la Cuenca con la Longitud del cauce principal:

$$F_f = \frac{B}{L_c} = \frac{A}{L_c^2} \quad (4)$$

2.2.2.2.5. Parámetros de Relieve de una cuenca

La *Curva Hipsométrica* es una representación en coordenadas cartesianas del porcentaje de participación de las cotas que presenta una cuenca, como se muestra en la figura 25.

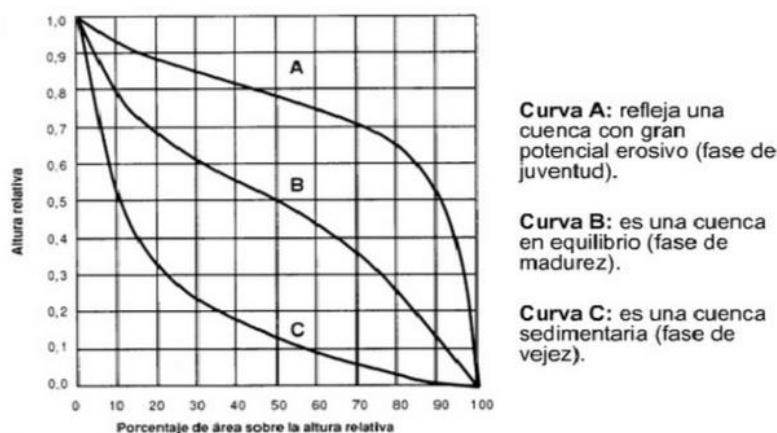


Figura 25. Curva Hipsométrica
 Fuente: <https://www.ingeciv.com/que-es-una-curva-hipsometrica/>

2.2.2.3. Precipitación

La humedad siempre está presente en la atmósfera, aun no sea esta apreciable a simple vista y la ocurrencia de precipitación es la transformación de esa humedad en agua, a través del enfriamiento del aire hasta llegar a formarse gotas o cristales lo suficientemente grandes que, por condiciones de gravedad, estas caen a la superficie terrestre y mostrándose en forma de Lluvia, nieve, granizo, etc. “Existen tres tipos de precipitaciones: ciclónica, orográfica y convectiva” (Fattorelli y Fernandez, 2011, p.33). Así mismo según Linsley (1997) muestra distintas formas de precipitación, detallados en la tabla 2.

Tabla 2
 Formas de Precipitación

Formas de Precipitación	Forma	Diámetro
Llovizna	Gotas de Agua	0.1 – 0.5 mm
Lluvia	Gotas de Agua	0.5 mm
Escarcha	Hielo transparente	---
Nieve	Cristales de Hielo blanco o traslúcidos	---
Bolas de Nieve o Granizo Suave	Partículas de Hielo redondeado	2.0 – 5.0 mm
Granizo	Bolas o formas irregulares de hielo	5.0 – >125mm
Bolas de hielo	Hielo transparente traslúcido	< 5.0mm

Para obtener la precipitación representativa dentro de una cuenca de estudio, es necesario obtener los registros de precipitación de todas las estaciones que interactúan en la cuenca de estudio, extrayendo los datos de lámina, intensidad y duración de lluvia, datos necesarios para construir los hietogramas de lluvia o curva de masa.

La *Lámina* se expresa comúnmente en milímetros y es la altura de agua que cae sobre una superficie en determinado tiempo, pudiendo ser este 1 hora, 24 horas, 1 mes o 1 año.

La *Intensidad* es la precipitación dada en pequeños intervalos de tiempo, generalmente expresado en mm/h.

La *Duración* de lluvia, el periodo de tiempo en que ocurre una lluvia.

- **Estimación de Datos Faltantes**

Es común encontrar información, en este caso de caracteres meteorológica que no cuenta con los datos completos debido a consecuencia de posibles fallas en el instrumental de medición, fallas humanas por malas lecturas por parte del operador, etc, por tal la estadística proporciona métodos matemáticos válidos que puedan aproximar y completar estos datos faltantes.

En estadística hidrológica, se pueden emplear distintos métodos para el cálculo de datos faltantes y su empleo dependerá de la cantidad de datos contenidos y criterios técnicos adoptados por el hidrólogo, siendo los más recomendados y empleados en el presente trabajo de investigación los siguientes:

El método de *Promedio Aritmético* trabaja en base a promedios anuales o mensuales y es aplicado cuando la diferencia de precipitación media entre estación y estación varía en un máximo de 10%, siendo la fórmula matemática:

$$P_F = \frac{\sum P_i}{n} \quad (5)$$

El método *Regresión Lineal*, calcula los datos faltantes agrupando los datos existentes de 2 estaciones, relacionándolas y trazando una recta que se ajuste lo mejor posible a estos datos agrupados y obteniendo un coeficiente de determinación.

El método del *U.S. Weather Bureau*, trabaja con el apoyo del mínimo de 2 estaciones circundantes a la estación en evaluación, donde pondera los valores existentes de estas estaciones en función a la distancia entre estación y estación, siendo su representación matemática:

$$P_F = \frac{\sum(P_i W_i)}{\sum W_i} \quad (6)$$

Donde: $W_i = \frac{1}{D_i^2}$

- **Estimación de la distribución espacial de precipitaciones**

Como datos de importancia en un análisis hidrológico de una cuenca, es de gran importancia determinar y/o conocer la precipitación media de una tormenta en la cuenca de estudio, para ello es de vital importancia recolectar todos los datos posibles de las precipitaciones que hayan registrado en las distintas estaciones localizadas dentro y cercanas a la cuenca de estudio.

Para determinar la precipitación espacial se tiene los tres siguientes métodos:

- Precipitación Ponderada
- Polígonos de Thiessen
- Método de Isoyetas

El método de *Precipitación Ponderada* o Promedio Aritmético, solo toma como datos los datos registrados de las estaciones que se encuentran dentro de la cuenca de estudio, aplicándose la siguiente fórmula:

$$P_{med} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n P_i \quad (7)$$

Donde:

P_{med} = precipitación media, en mm

P_i = precipitación registrada en la estación i , en mm

n = Número de estaciones.

La precisión en el método de Precipitación Ponderada dependerá de la cantidad de estaciones que se hallen dentro de la cuenca de estudio.

El método de los *Polígonos de Thiessen*, a diferencia del método de Precipitación Ponderada, esta considera tanto los datos de las estaciones que se hallan dentro de la cuenca de estudio, así como los datos de las estaciones vecinas a la cuenca de estudio y que se encuentran cercanas al parteaguas de la cuenca.

Tal como su nombre lo dice, este método consiste en elaborar polígonos alrededor de las distintas estaciones, los cuales son formados a través de una triangulación entre todas las estaciones, considerando que la precipitación media de la estación, representa a la precipitación media dentro del polígono formado.

Con el método de las *Isoyetas*, al igual que el método de los polígonos de Thiessen también considera las estaciones internas de la cuenca de estudio y las estaciones vecinas y/o cercanas al parteaguas. La diferencia radica en que, aplicando este método, se pueden aplicar todo el conocimiento posible de los efectos orográficos.

La metodología de diseño de este método consiste en interpolar las precipitaciones de las estaciones actuantes, formándose curvas de precipitación en toda la cuenca de estudio.

Dentro de las tres metodologías descritas, el método de las *Isoyetas* es considerada la más exacta, por la cantidad de datos que emplea. En la figura 26 se puede apreciar los tres métodos para calcular las lluvias medias sobre una cuenca.

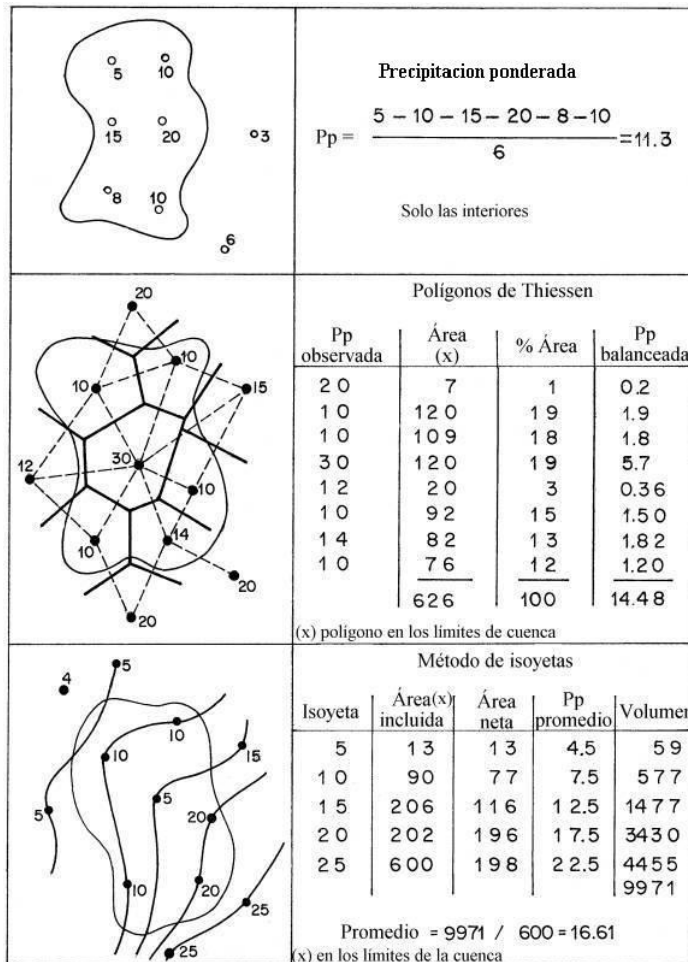


Figura 26. Métodos para calcular lluvias medias sobre una cuenca
Fuente: Fattorelli y Fernandez 2011

2.2.2.4. Escorrentía

La determinación de la escorrentía en el estudio Hidrológico, es parte importante en la determinación de los caudales de Diseño.

La escorrentía viene a ser el agua proveniente de la precipitación que circula dentro de una cuenca, pudiendo transitar a sobre los cauces o a través de suelo, desembocando en un punto de interés o de aforo.

La escorrentía superficial inicia con el *Flujo sobre la superficie de terreno* que es aquella que nace directamente de la precipitación y después de la saturación del suelo que transita hasta llegar a cauces definidos, que es donde se origina la

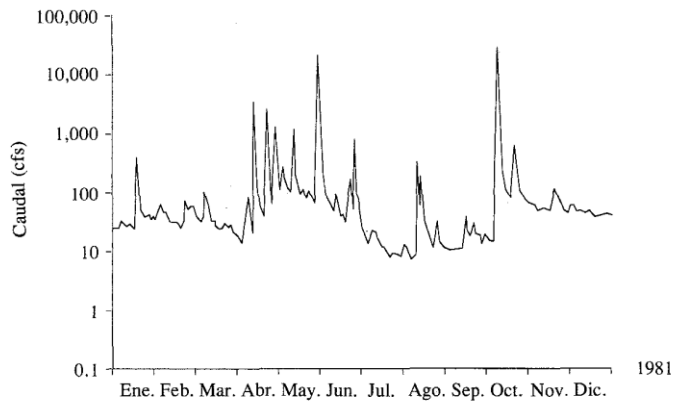
Escorrentía en Corrientes. En el terreno saturado y dentro de los límites del nivel freático también se presenta escurrimiento, el cual es llamado *Escurrimiento subsuperficial* el que tiene a salir aguas más abajo; fuera de los niveles freáticos también se presenta en menor cantidad infiltración de las aguas precipitadas generando así la *Escorrentía subterránea*.

2.2.2.5. El Hidrograma

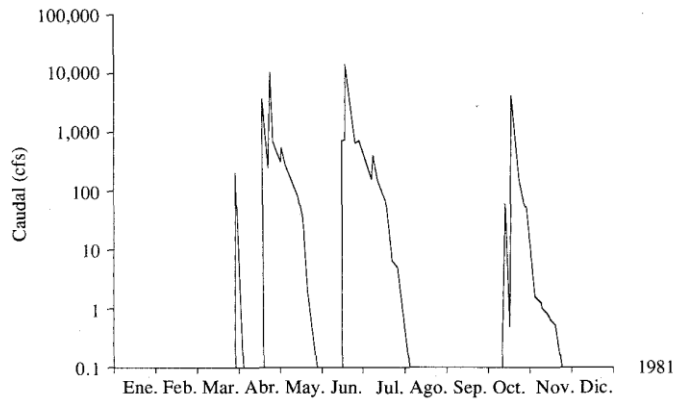
Un hidrograma viene a ser la representación gráfica de la cuantificación de los caudales registrados en cierto punto de aforo o desagüe de una cuenca con respecto a determinada escala de tiempo, dentro de los cuales los más importantes son los hidrogramas anuales y los Hidrogramas de tormenta.

Un Hidrograma Anual, es como dice su nombre aquel que grafica el registro de caudales con respecto al tiempo durante un año.

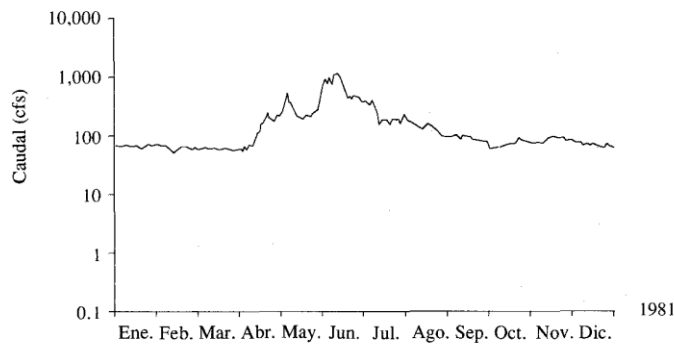
Un hidrograma de Tormenta es la representación del caudal vs tiempo, pero durante una tormenta, donde se muestran los picos más altos de creciente que pueden producirse en la cuenca, como los ejemplos mostrados en la figura 27.



a) Riachuelo Mill cerca de Belville, Texas (área de la cuenca = 376 mi²)



b) Río Frío cerca de Uvalde, Texas (área de la cuenca = 661 mi²)



c) Río East en Almont, Colorado (área de la cuenca = 289 mi²)

Figura 27. Ejemplo de Hidrograma de caudal Anual

a) Río con régimen perenne, b) Río con régimen efímero, c) Río alimentado por derretimiento de nieve

Fuente: Chow 1994

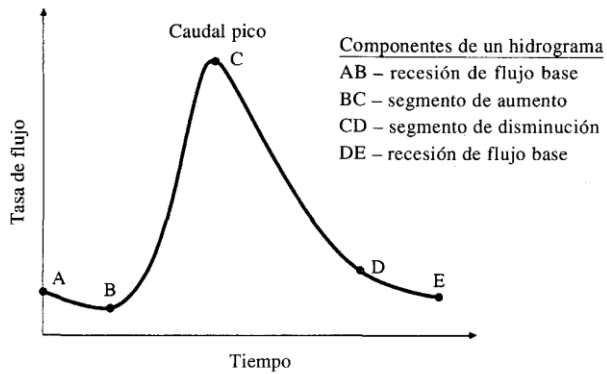


Figura 28. Componentes de un Hidrograma de caudal durante una tormenta.
 Fuente: Chow 1994

De la figura 28 (gráfica interior), se detalla:

El Punto B, es el punto donde inicia el aumento del caudal por acción de la tormenta en la cuenca.

En punto C, es el punto crítico o mayor caudal que puede ocasionar la tormenta, siendo este el dato más importante de la Evaluación Hidrológica.

El punto D, viene a ser el fin del escurrimiento directo producido por la tormenta, continuando con escurrimiento base y el escurrimiento sub superficial.

Entre el Punto B y C, existe un lapso que se denomina como tiempo pico, que es el tiempo estimado que tomaría la tormenta en alcanzar el caudal pico en el punto de desagüe.

El tiempo entre el punto B y D, es el denominado tiempo base, que es prácticamente el tiempo de escurrimiento directo generado por la tormenta dentro de la cuenca.

2.2.2.6. Determinación de Tormenta de Diseño

“Una tormenta de diseño es un patrón de precipitación definido para utilizarse en el diseño de un sistema hidrológico” (MTC, 2011, p.31), por tal la adecuada definición de la tormenta de diseño en un proyecto hidráulico determina la calidad de los trabajos y estudios posteriormente desarrollados, ya que esta presenta la relación lluvia – escorrentía en la zona de diseño, pudiendo ésta variar únicamente por el periodo de retorno que solicite el proyecto.

Hidrológicamente el método más apropiado para determinar la tormenta la tormenta de diseño, es mediante la medición directa en un pluviógrafo, ya que esta colecta información instantánea, pero la implantación de estos equipos a nivel nacional no es la más adecuada, ya que generalmente se puede encontrar estaciones meteorológicas con pluviómetros que en si solo registran promedios de precipitación acumulada en determinado tiempo, generalmente medidas cada 12 horas.

2.2.2.7. Curvas de Intensidad – Duración - Frecuencia

La *intensidad* está definida como la cantidad de agua precipitada en determinada unidad de tiempo, que generalmente en mm/h. Matemáticamente su presentación es:

$$i = \frac{P}{Td} \quad (8)$$

La *duración* es el lapso que dura determinado evento, en el caso específico del estudio hidrológico, es el tiempo que dura la tormenta de diseño.

La *frecuencia*, es la cantidad de veces que se presenta una tormenta, variando la cantidad de años.

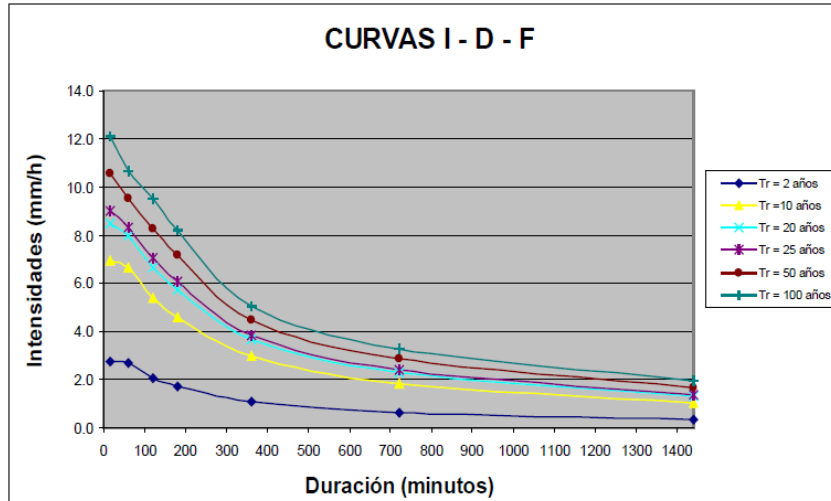


Figura 29. Ejemplo de Curvas Intensidad – Duración - Frecuencia para lluvias máximas
Fuente: MTC 2011

Como lo escrito en el Ítem Anterior, en el Perú la escasez de estaciones meteorológicas con pluviógrafos dificulta el desarrollo de las Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF), pero a lo largo de la historia diversos autores han desarrollado diferentes metodologías para poder elaborar las curvas IDF

Una de ellas es la detallada en el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC, presenta la tabla 2 que trabaja en base a las lluvias máximas en 24 horas multiplicando por coeficiente de duración.

Tabla 3
Formas de Precipitación

DURACIÓN DE LA PRECIPITACIÓN EN HORAS	COEFICIENTE
1	0.25
2	0.31
3	0.38
4	0.44
5	0.50
6	0.56
8	0.64
10	0.73

DURACIÓN DE LA PRECIPITACIÓN EN HORAS	COEFICIENTE
12	0.79
14	0.83
16	0.87
18	0.90
20	0.93
22	0.97
24	1.00
48	1.32

Otra metodología para determinar las curvas IDF es aplicando la técnica de la propuesta por el servicio de Conservación de Suelos (SCS), el cual halla la lámina de precipitación en función a una clasificación climatológica, empleando la gráfica 30.

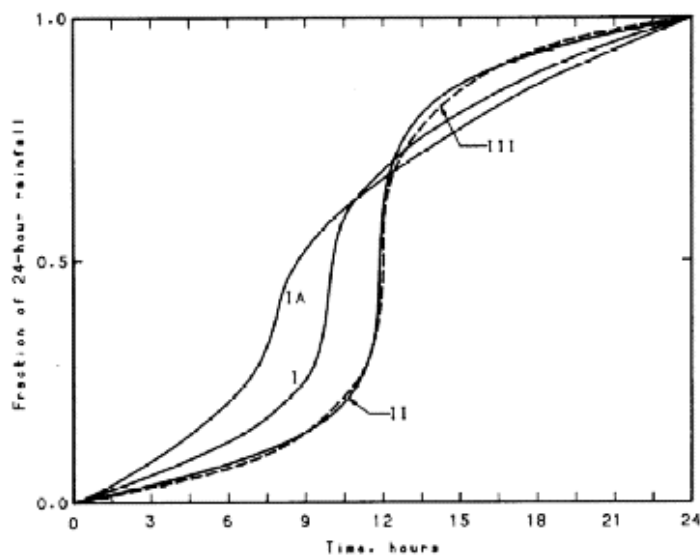


Figura 30. Curva de Distribución de precipitación en 24 horas método SCS
Fuente: <https://www.lmnoeng.com/RainfallMaps/RainfallMaps.htm>

2.2.2.8. Estimación de Caudales

En la actualidad existen varios métodos para estimar caudales, entre los cuales se tiene:

- **Método Racional**

Este método empírico determina el caudal de diseño en función a tres (03) parámetros: Coeficiente de Escorrentía (C), Intensidad máxima de Lluvia (I) y Área de la Cuenca (A). aplicando la siguiente fórmula.

$$Q_{max} = \frac{CIA}{360} \quad (9)$$

Donde la Intensidad está dada en mm/h, el área en hectáreas (ha) y Caudal en m³/s.

El coeficiente de escorrentía es un valor adimensional que representa teóricamente las condiciones de infiltración del suelo. El manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC recomienda los valores presentados en la tabla 4.

Tabla 4
Coeficiente de Escorrentía según cobertura

Cobertura del Suelo	Tipo de Suelo	Pendiente (%)				
		> 50	20 - 50	5 - 20	1 - 5	0 - 1
Sin	Impermeable	0.80	0.75	0.70	0.65	0.60
Vegetación	Semipermeable	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	Permeable	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
Cultivos	Impermeable	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	Semipermeable	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	Permeable	0.40	0.35	0.30	0.25	0.20
Pasos, vegetación ligera	Impermeable	0.65	0.60	0.55	0.50	0.45
	Semipermeable	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
Hierba	Permeable	0.35	0.30	0.25	0.20	0.15
	Impermeable	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	Semipermeable	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
Bosque, vegetación densa	Permeable	0.30	0.25	0.20	0.15	0.10
	Impermeable	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	Semipermeable	0.45	0.40	0.35	0.30	0.25
	Permeable	0.25	0.20	0.15	0.10	0.05

La limitación de esta metodología es el margen del área de la cuenca, ya que se recomienda su aplicación en cuencas de hasta un máximo de 10 km².

- **Hidrograma Unitario**

Este método transforma la lámina de escurrimiento en caudal interpolando un hidrograma unitario idealizado en función a la precipitación efectiva, con el siguiente diagrama presentado en la figura 31.

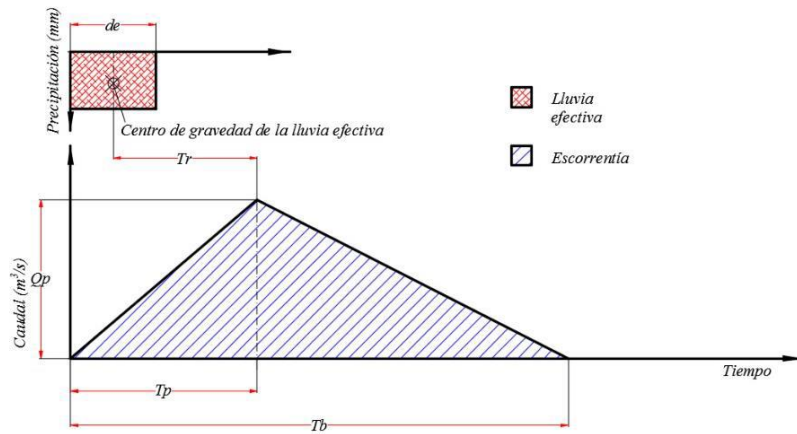


Figura 31. Hidrograma Unitario SCS
Fuente: Campos, Konstantinovich e Igorevich (2016)

Para determinar la precipitación efectiva mediante la metodología del servicio de Conservación de Suelos se desarrolla con la siguiente fórmula:

$$Q_e = \frac{(P-0.2S)^2}{P+0.8S} \quad (10)$$

Donde, Q_e es el escurrimiento superficial en mm, P es la precipitación en mm y S es la diferencia potencial máxima entre P y Q en mm.

La retención máxima potencial (S) se obtiene mediante.

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (11)$$

Donde CN es el Número de Curva que representa el coeficiente de escurrimiento de la superficie de suelo de la cuenca.

Para el desarrollo del diagrama caudal unitario es mediante la aplicación de las coordenadas presentadas en la Tabla 5.

Tabla 5
Coordenadas de Hidrograma Unitario SCS

<u>T/Tp</u>	<u>Q/Qp</u>
0.0	0.000
0.1	0.015
0.2	0.075
0.3	0.160
0.4	0.280
0.5	0.430
0.6	0.600
0.7	0.770
0.8	0.890
0.9	0.970
1.0	1.000
1.1	0.980
1.2	0.920
1.3	0.840
1.4	0.750
1.5	0.650
1.6	0.570
1.8	0.430
2.0	0.320
2.2	0.240
2.4	0.180
2.6	0.130
2.8	0.098
3.0	0.075
3.5	0.036
4.0	0.015
4.5	0.009
5.0	0.004

Fuente: Campos, Konstantinovich e Igorevich (2016)

Para hallar el Caudal Pico en el hidrograma se halla mediante la fórmula:

$$Q_p = 0.208 \frac{A_c}{T_p} \quad (12)$$

Donde A_c es el área de la cuenca y T_p es el tiempo pico que se halla con:

$$T_p = \frac{d_e}{2} + T_r \quad (13)$$

Donde:

$$d_e = 2\sqrt{T_c} \quad (\text{Duración de lluvia})$$

$$T_r = 0.6T_c \quad (\text{Tiempo de retardo})$$

2.2.3. Hidráulica

2.2.3.1. Hidráulica Fluvial

La hidráulica fluvial trata de las intervenciones humanas en los ríos para su adecuación al aprovechamiento de los recursos o a la reducción de los riesgos de daño. Pero el río no es un objeto de la ingeniería civil como carretera o un ferrocarril, el río es un elemento natural que recoge las aguas de una cuenca y las transporta a cualquier régimen hasta su desembocadura. (Martin, 2003, p.21)

El antecedente o el punto de referencia más directo en los estudios de Ingeniería Civil para entender un río es la Hidráulica del Régimen laminar y obras hidráulicas, para transporte en el mismo régimen en otras palabras se trata de los “canales”, la hidráulica proporciona una base de análisis de ciertos problemas fluviales, pero pensar que la hidráulica fluvial es meramente una extensión de la hidráulica de canales es un grave error. Así también pensar en una obra de encauzamiento como si fuera un canal ha llevado a un tipo de ingeniería fluvial justamente criticada. (Martin, 2003, p.21)

Para desarrollar la clasificación de río, este puede agruparse principalmente en los siguientes aspectos:

Clasificación de un Río por su Régimen Hidrológico:

- **Ríos Efímeros:** que son ríos que generalmente no presentan ningún caudal durante la mayor parte del año o durante años y que solo muestra actividad durante las temporadas húmedas o con precipitación en su cuenca.
- **Ríos Perennes:** que son aquellos opuestos a los ríos Efímeros, ya que en su cauce siempre presentan caudal circulante con mayor presencia en temporada de lluvias.
- **Ríos Aluviales:** Son ríos que en su caudal transportan material aluvial o Sedimentos modernos generalmente desarrollado a partir de los incrementos de caudal del mismo Río.

2.2.3.2. Morfología Fluvial

Si se permiten todos sus grados de libertad, un río una corriente de agua que forma su cauce ajustando libremente la anchura, el calado y la planta. El problema de predecir o deducir esta geometría del río ha ocupado a muchos investigadores es geomorfología. Se cuenta con observaciones relativamente sencillas de las características geométricas de los ríos adopta el río tales formas permanece todavía sin contestación completa. Este es el caso del porqué de los meandros. (Martin, 2003, p.29)

La morfología Fluvial o fluviomorfología, estudia la geometría que presenta un río y sus modificaciones en el tiempo, siendo estas en Planta, Perfil y Sección transversal, estudiando las condiciones actuales en las que se encuentra el río y el

proceso de evolución que tomó hasta llegar a la forma actual, proyectando potenciales cambios futuros.

La complejidad de este estudio radica en la caracterización de los ríos, ya que en la naturaleza es muy improbable encontrar dos o más cauces que coincidan en todas sus características físicas, partiendo de la simple variable del caudal que transita por el cauce del río, cauce que está condicionado principalmente a las condiciones climáticas de la zona de estudio y características del suelo de la cuenca.

Otra variable de gran importancia en un Río y en especial en el desarrollo de la presente investigación se da por la intervención humana que presenta el río, ya que cada intervención que se haga en un Río, sea este en sus nacientes o cualquier parte de su curso tendrá afectación en todo su cauce “De acá la importancia de la Fluviometría dentro de la hidráulica fluvial: el ingeniero necesita conocer con anticipación cómo va a reaccionar el río frente a las obras que se piensa construir” (Rocha, 1998, p.181).

2.2.3.3. Clasificación Morfológica en Planta de un Río.

Básicamente existen tres (03) tipos de Ríos:

- **Ríos Entrelazados:** Ríos caracterizado por la cantidad de pequeños cauces que en su desarrollo zigzagueante va formando pequeñas islas sumergibles formado principalmente por la cantidad y características de los sedimentos que transporta el Río y las altas pendientes que incrementan la velocidad y erosionando o socavando hasta formar los pequeños cauces. Estos ríos se presentan generalmente en los ríos Aluviales.

- **Ríos Sinuosos:** estos ríos tienen la característica de ser una sucesión de curvas dinámicas pronunciadas, típicas de los cauces con pendientes bajas.
- **Ríos Rectos:** Aunque la existencia de un Río Recto por definición es improbable naturalmente, en la clasificación de un Río recto podría darse a aquellos que con intervención humana adoptaron esta forma recta.

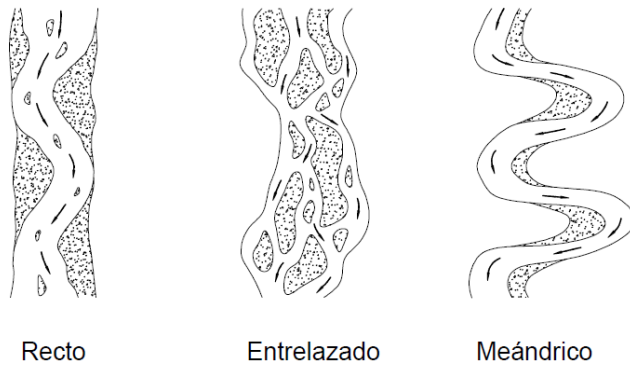


Figura 32. Clasificación Morfológica de los Ríos
Fuente: Rocha, 1998

Según LANE para que un Río sea clasificado como Meándrico tiene que cumplirse:

$$SQ^{1/4} \leq 0.0017 \quad (14)$$

Y para que un Río sea Entrelazado.

$$SQ^{1/4} \geq 0.010 \quad (15)$$

Donde:

S = pendiente del Río en ft/ft

Q = Caudal en ft³/s

2.2.3.4. *Estabilización de Cauce*

Bajo este concepto se busca las dimensiones físicas que debe adoptar un río para que este alcance un estado de equilibrio donde no se generen ni sedimentación y erosión.

El tipo de estabilización de un cauce varía de acuerdo a las solicitaciones, pudiendo ser estable estáticamente, donde no existe transporte de sedimentos o erosión alguna; Estabilidad Dinámica, que es un río que puede tener modificación en su sección transversal pero el cauce es capaz de contener los cambios de caudal y la Estabilidad Morfológica es la combinación de la Estabilidad Estática y la Estabilidad Dinámica y que sólo puede alterarse por la participación de un Sismo o el corte de un meandro.

Para poder hallar la estabilidad del cauce de un río, existen distintas metodologías, como son:

- **Fórmulas de LACEY**

Esta metodología se aplica mediante el uso del “factor Lodo”, y radio Hidráulico, cuyas ecuaciones son:

$$p = 4.838Q^{1/2} \quad (16)$$

$$r = 0.4725 \left(\frac{Q}{f}\right)^{1/3} \quad (17)$$

$$S = 0.000302 \frac{f^{5/3}}{Q^{1/6}} \quad (18)$$

Donde, “p” es el Perímetro Mojado, “Q” es el caudal de Diseño, “r” radio Hidráulico.

El factor de Lodos está definido por:

$$f = 55.66d_m^{1/2} \quad (19)$$

Donde d_m está definido por:

$$d_m = \sum p_i d_i \quad (20)$$

Así mismo, Lacey plantea para determinar el coeficiente de Manning con la ecuación:

$$n = 0.0225f^{0.25} = \frac{d_m^{1/8}}{16.27} \quad (21)$$

Reemplazando en la ecuación Manning:

$$V = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{0.0225f^{0.25}} \left[0.4725 \left(\frac{Q}{f} \right)^{1/3} \right]^{2/3} \left[0.000302 \frac{f^{5/3}}{Q^{1/6}} \right]^{1/2} \quad (22)$$

$$V = 0.4685Q^{5/36} f^{13/36} = 2Q^{5/36} d_m^{13/72} \quad (23)$$

- **Método de Blench**

La metodología de Blench toma en consideración las condiciones de transporte de materiales diferenciando el material propio del cauce y el material de las laderas.

El factor de fondo que considera las condiciones de resistencia que ofrece el cauce a la erosión.

$$F_f = F_{f_0} (1 + 0.012C) \quad (24)$$

Donde C es la concentración de los sedimentos en suspensión expresada en partes por millón, en peso

$$F_{f_0} = 60.1d_m^{0.5} \quad (25)$$

Con fines prácticos, para determinar el factor de fondo, puede aplicarse los valores de la tabla 6.

Tabla 6
Coeficiente de *Factor de Fondo – Método de Blench*

Tipo de Material en el Fondo	Factor de Fondo
Mat. Finos (Dm<0.50m)	0.8
Mat. gruesos (Dm>0.50m)	1.2

El factor lateral es la consideración de la resistencia que ofrece los bancos laterales a la erosión, representado por la siguiente ecuación:

$$F_L = \frac{F_n}{8} \quad (26)$$

O en su defecto puede aplicarse los valores prácticos que se detallan en la tabla 7.

Tabla 7
Coeficiente de *Factor Lateral – Método de Blench*

Tipo de Material en los bancos Laterales	Factor Lateral
Materiales Suelos	0.1
Materiales Moderadamente cohesivos	0.2
Materiales Arcillosos o muy cohesivos	0.3

Para determinar las características físicas se emplean las siguientes ecuaciones:

$$T = 1.81 \sqrt{\frac{F_f Q}{F_L}} \quad (27)$$

$$y_n = 1.02 \left(\frac{F_L Q}{F_f^2} \right) \quad (28)$$

$$S = \frac{0.56 F_f^{5/6} F_L^{1/12}}{K Q^{1/6}} f'(C) \quad (29)$$

Donde

$$K = \frac{6.6g}{v^{1/4}} \quad (30)$$

$$f'(C) = \frac{1}{1 + \frac{C}{2330}} \quad (31)$$

- **Método de Simons y Albertson**

La metodología de Simons y Albertson determina a las dimensiones de cauce con régimen estable con las siguientes fórmulas:

$$T = 1.63K_1Q^{0.5} \quad (32)$$

$$y_n \cong \frac{A}{T} = 1.331K_2Q^{0.36} \text{ para } r \leq 2.13\text{m}$$

$$y_n = 0.61 + 1.023K_2Q^{0.36} \text{ para } r > 2.13\text{m}$$

$$\frac{v^2}{gy_n S} = K_4 \left(\frac{VT}{v} \right)^{0.37} \quad (33)$$

Para los Valores de K_1 , K_2 y K_4 se emplea la tabla 8.

Tabla 8
Coficiente de Simons y Albertson

Materiales	K₁	K₂	K₄
Fondo y laterales de arena	3.5	0.52	0.33
Laderas de material cohesivo y fondo arenoso	2.6	0.44	0.54
Fondo y laterales de material cohesivo	2.2	0.37	0.87
Fondo y laterales de material rugoso	1.75	0.23	
Laderas de material cohesivo y fondo arenoso.	1.70	0.34	
Con mucho transporte de Material Sólido			

- **Método de Maza y Cruikshank**

Esta metodología aplica dos métodos para la determinación de un cauce en condiciones de régimen estable, la primera ecuación es:

$$Q = \alpha T y_n^{1.634} S^{0.456} \quad (34)$$

En donde:

$$\alpha = \frac{7.58W_{50}}{d_{84}^{0.634}\Delta^{0.456}} \quad (35)$$

La segunda alternativa es aplicando la ecuación de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} T y_n^{5/3} S^{1/2} \quad (36)$$

- **Método de Altunin**

El uso de este método es de recomendación en cauces con materiales gruesos o cantos rodados, pero también puede ser aplicado en cauces con arenas.

Este método trabaja considerando la velocidad máxima admisible no erosionable según el tirante calculado y el diámetro del material de fondo, aplicando la siguiente ecuación:

$$V = a V_\phi y_n^\alpha \quad (37)$$

Donde:

a: coeficiente de tipo de cauce (ver tabla 9)

V_ϕ : velocidad media Máxima del cauce sin erosión (ver tabla 10)

α : variable que depende del tirante, según las siguientes condiciones

$$\begin{aligned} \alpha &= \frac{1}{3} && \text{si } y_n \leq 1.50m \\ \alpha &= \frac{1}{4} && \text{si } 1.50m < y_n < 2.50m \\ \alpha &= \frac{1}{5} && \text{si } y_n \geq 2.50m \end{aligned}$$

Tabla 9

Coficiente de Tipo de Cauce – Método de Altunin

Tipo de Río	a
Río de Montaña y de Pie de Monte	1.00
Río de Planicie	1.15

Tabla 10
Velocidades Máximas no Erosionables – Método de Altunin

d₅₀ (mm)	V_φ (m/seg)	d₅₀ (mm)	V_φ (m/seg)	d₅₀ (mm)	V_φ (m/seg)
1.0	0.60	38	1.29	60	1.65
2.5	0.75	40	1.35	65	1.69
5.0	0.80	42	1.38	70	1.73
10	0.83	44	1.41	75	1.76
15	0.86	46	1.44	80	1.80
20	0.90	48	1.47	85	1.84
25	0.98	50	1.50	90	1.88
30	1.04	52	1.54	95	1.91
32	1.11	54	1.56	100	1.95
34	1.17	56	1.59	150	2.40
36	1.24	58	1.62	200	2.60

2.2.3.5. Erosión de Cuencas

Los sedimentos fluviales se originan en la erosión de la cuenca. La erosión es un proceso natural que se desarrolla continuamente desde los tiempos geológicos y que determina y modela la forma de la corteza terrestre. (Rocha, 1998, p.24)

Como consecuencia de la erosión hay un cambio de la pendiente original del terreno (pendiente endogenética). En algunos lugares hay remoción de materiales y en otros hay sedimentación. Como consecuencia aparece una nueva pendiente a la que se denomina pendiente exogenética. (Rocha, 1998, p.24) como se muestra en la figura 33.

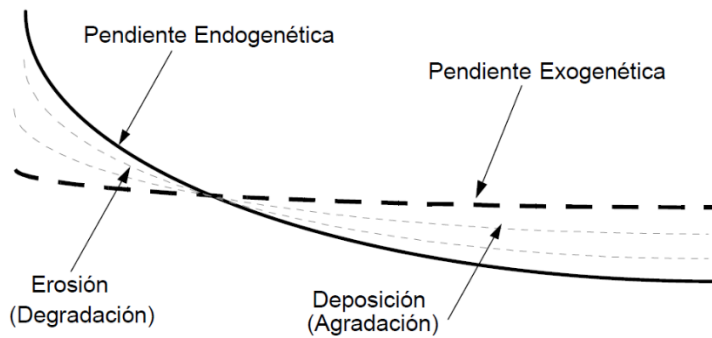


Figura 33. Variación de Pendientes durante la erosión
Fuente: Rocha, 1998

Parte de la investigación o estudio de un río, es la conceptualización adecuada y precisa de la cuenca o cuencas de aporte, ya que todos los procesos que se desarrollen en esta, afectan directamente el comportamiento hidráulico en el cauce del Río.

Dentro de los distintos procesos que puedan desarrollarse en una cuenca, específicamente en los procesos físicos, existen dos de gran importancia en el estudio Hidráulico de un Río: **La Agradación y la Degradación**

La *Agradación* definida por el incremento o depósito de material, o también denominada como sedimentación, este proceso se genera a consecuencia de la erosión del cauce aguas arriba, el mismo que es transportado hasta ser depositado en zonas de menor velocidad, producido por menor pendiente o anchos de cauce mayores.

La *Degradación* es la pérdida de suelo o erosión que se producen en zonas de alta pendiente, generados principalmente en temporadas de ingresos o incrementos repentinos de la precipitación, dentro de este proceso está incluidos los huaycos, los deslizamientos, avalanchas, etc.

En la Hidráulica de Río, el proceso de degradación o erosión presenta mayor importancia, ya que su correcta evaluación determina las acciones que se tomarán ante el transporte de sedimentos en el río.

2.2.3.6. *Movilidad Fluvial*

Entendiéndose que un río se constituye a partir de la precipitación concentrada que se da dentro de una cuenca de aporte, el cual es transportado por medio de cursos naturales hasta un punto de desembocadura, se puede determinar que el fluido de un río, en su trayecto atraviesa distintas condiciones de suelo, el cual según sea su composición hará que este se erosione, conceptualizando el proceso de la movilidad Fluvial o Lecho móvil.

Un lecho móvil implica que su lecho está compuesto por material granular no cohesivo en movimiento. Así mismo se afirma que las condiciones de movilidad de las partículas o sedimentos depende directamente de la amplitud del caudal de momento.

A través de un río no solo transita agua, sino también sedimentos, convirtiendo así el análisis o estudio de río en un proceso más tedioso ya que este debe efectuarse considerando estas dos fases del flujo, que, aunque tengas un comportamiento diferente, la evolución de uno depende directamente del otro.

- **Flujo a dos fases:** es el movimiento simultáneo del agua (fase líquida) y de los sólidos constituyentes del lecho (fase sólida). Son dos movimientos interdependientes que no deben ser tratados separadamente. Siempre que la fuerza de la corriente sea suficiente para poner en movimiento las partículas

(sedimentos) constituyentes del lecho, habrá movimiento de fondo. (Rocha, 1998, p.45)

En resumen, se puede indicar que el lecho móvil, es el cambio de dimensiones transversales y/o longitudinales a consecuencia del transporte de sedimentos, generando cambios muchas veces considerables en la forma del Río, teniendo como principales variables:

- La variabilidad Temporal de las descargas, que constituyen la cantidad de agua que producirá la cuenca, y es este quien genera los más grandes cambios de morfología fluvial.
- Las características del Transporte de Sedimentos están relacionadas directamente al caudal circulante ya que, a mayor caudal, mayor transporte de sedimentos tanto en volumen como en las dimensiones de las partículas.
- La presencia de la vegetación influye en la resistencia que presente el río a la movilidad fluvial.

Hasta este punto se entiende la movilidad fluvial en un estado natural, pero también existe movilidad fluvial o lecho móvil gracias a la intervención humana, y es este el cual genera mayores cambios, ya que la inclusión de algún tipo de estructura en el lecho del río, cambia el comportamiento natural de este no solo en el punto de intervención, sino también aguas arriba y aguas abajo.

- **Depósitos Aluviales**

Los depósitos de suelos aluviales se derivan de la acción de los arroyos y ríos, y se pueden dividir en dos categorías principales: (1) *depósitos en secuencias trenzadas* y (2) depósitos causados por el cinturón de meandros de los ríos (Das, 2015, p.23)

2.2.3.7. *Hidráulica de Conductos abiertos*

- **Definición de un Canal**

Los canales son conductos en los que el agua circula debido a la acción de gravedad y sin ninguna presión, pues la superficie libre del líquido está en contacto con la atmósfera. (Villon, 2007, p.15)

Los canales pueden ser naturales (ríos o arroyos) o artificiales (construidos por el hombre). Dentro de estos últimos, pueden incluirse aquellos cerrados que trabajan parcialmente llenos (alcantarillas, tubería). (Villon, 2007, p.15)

Un canal artificial es generalmente prismático ya que este presenta sección y pendiente constante, atributos teóricamente imposibles de encontrar en cauces o naturales.

La ecuación del caudal en cualquier sección de canal se expresa en:

$$Q = VA \quad (38)$$

- **Geometría de una Canal**

Siendo un canal un conducto por el cual transita un fluido en lámina libre, es necesario conocer los principales elementos hidráulicos geométricos de un Canal, los que pueden apreciarse en la figura 34 y figura 35 son:

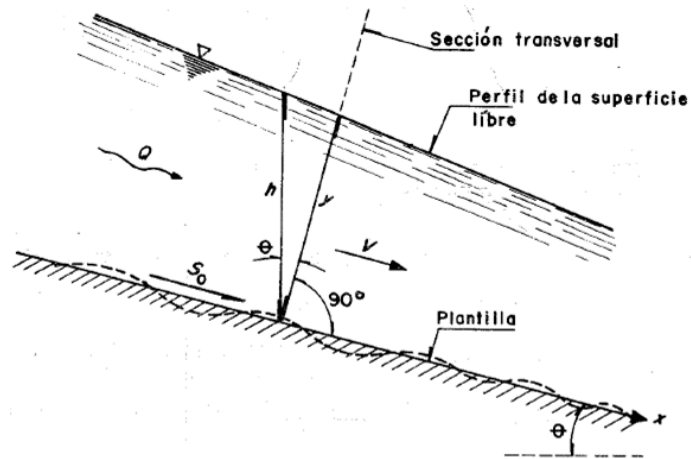
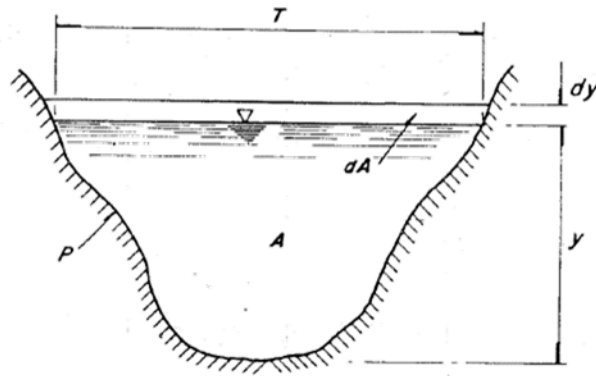


Figura 34. Corte Longitudinal de un canal
Fuente: Sotelo, 2002



b) Sección transversal

Figura 35. Corte Transversal de un canal
Fuente: Sotelo, 2002

Tirante (y): Es la distancia perpendicular que existe desde el fondo del canal o cauce hasta la lámina de agua.

Área Hidráulica (A): Es el Área que ocupa el flujo de agua dentro de la sección.

Ancho de Superficie Libre (T): es la distancia horizontal de la lámina libre medido en la sección.

Perímetro Mojado (P): es la longitud medida de la superficie en contacto de agua con el canal.

Radio Hidráulico (Rh): es una relación del Área Mojada y el Perímetro Mojado.

$$R = \frac{A}{P} \quad (39)$$

Por su comportamiento en el tiempo, se pueden identificar flujos permanentes o no permanentes; los flujos permanentes no presentan variación en tirante y velocidad con respecto al tiempo, y los flujos no permanentes presentan notoria variación de sus características hidráulicas en el tiempo.

Chow (2004), resumen la clasificación de flujo en canales abiertos en:

A. Flujo Permanente

1. Flujo Uniforme
2. Flujo Variado
 - a. Flujo Gradualmente Variado
 - b. Flujo Rápidamente Variado

B. Flujo no Permanente

1. Flujo uniforme no permanente (raro)
2. Flujo no permanente (es decir, Flujo variado no permanente)
 - a. Flujo gradualmente variado no permanente
 - b. Flujo rápidamente variado no permanente

2.2.3.8. *Coefficiente de Rugosidad de cauces naturales*

El coeficiente de rugosidad es el parámetro que determina el grado de resistencia que ofrece la superficie que entra en contacto con el fluido.

Calcular o determinar el Coeficiente de Rugosidad en conductos hidráulicos es de vital importancia ya que este influye directamente en el tirante hidráulico del fluido que transporta el conducto, lo que está relacionado con las dimensiones de las estructuras de contención tanto en el borde libre como en la profundidad del desplante o cimentación.

Una metodología para determina el coeficiente de Rugosidad es mediante la metodología de Cowan, aplicando la fórmula:

$$n = m_5(n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) \quad (40)$$

El manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones presenta los valores prácticos de la tabla 11:

Tabla 11

Tabla de Cowan para determinar la influencia de diversos factores sobre el coeficiente n

Condiciones del Canal		Valores
	Tierra	0.020
Material Involucrado	Corte en Roca	0.025
	Grava Fina	n ₀ 0.024
	Grava Gruesa	0.028
	Suave	0.000
Grado de Irregularidad	Menor	n ₁ 0.005
	Moderado	0.010
	Severo	0.020
Variaciones de la Sección Transversal	Gradual	0.000
	Ocasionalmente Alternante	n ₂ 0.050
	Frecuentemente Alternante	0.010-0.015
	Insignificante	n ₃ 0.000

Condiciones del Canal		Valores
Efecto Relativo de las Obstrucciones	Menor	0.010-0.015
	Apreciable	0.020-0.030
	Severo	0.040-0.060
Vegetación	Baja	0.005-0.010
	Media	0.010-0.025
	Alta	n_4 0.025-0.050
	Muy Alta	0.050-0.100
Grado de los Efectos por Meandro	Menor	1.000
	Apreciable	m_5 1.150
	Severo	1.300

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2011

2.2.3.9. *Sedimentos*

Como se vio en el capítulo de Movilidad Fluvial, se definió al sedimento a todo el material sólido que es transportado a consecuencia del ingreso de avenidas.

En hidráulica de canales, las ecuaciones de Manning o Chezy determinan el gasto que se produce en el conducto teniendo como variables a la pendiente, caudal, rugosidad y geometría de la sección transversal, pero en un lecho móvil, determinar estos parámetros se complica debido a la forma misma que presenta, y su constante cambio, experimentando procesos de transporte de sólidos.

El análisis o estudio de transporte de sólidos evalúa el comportamiento de la partícula movilizadas, tanto en cantidad como en forma, existiendo 03 Modos de transporte (ver figura 36)

- Arrastre

Constituido por las partículas movilizadas más grandes, donde la partícula es arrastrada o rodada por la fuerza del movimiento del Fluido.

- Saltación

Son las partículas de mediano tamaño, donde la fuerza tractiva genera saltos relativamente pequeños y que la partícula no llega al estado de suspensión el peso del mismo y la gravedad.

- Suspensión

Los sólidos que son trasladados en suspensión está compuesto por las partículas de menor tamaño, donde la velocidad del caudal circulante no permite que estas tengan contacto directo con el fondo del río hasta que encuentren condiciones hidráulicas de menor fuerza tractiva.

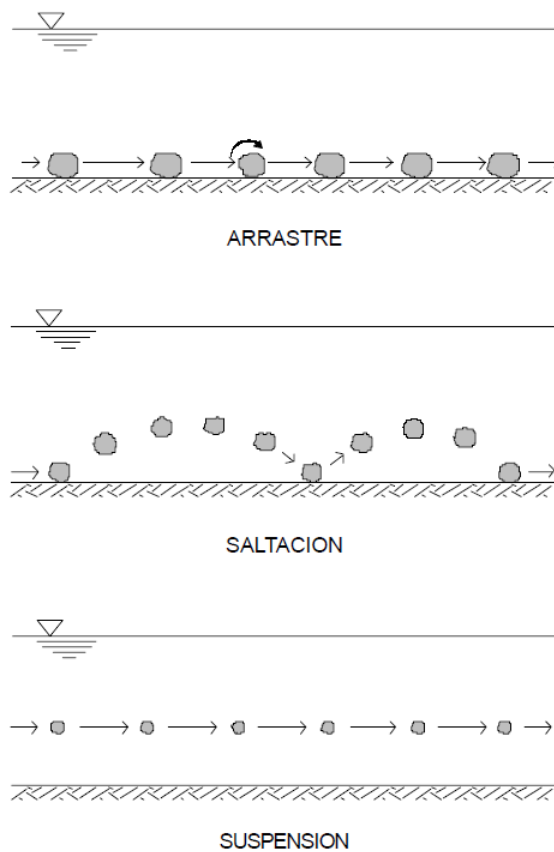


Figura 36. Modos de Transporte
Fuente: Rocha, 1998

Clasificación de los Sedimentos

Una de los principales parámetros necesarios para determinar y/o evaluar el caudal sólido, es determinar la clasificación granulométrica de este material, lo que implica clasificar el material según su diámetro, según Rocha (1998) se clasifica de acuerdo a lo presentado en la tabla 12

Tabla 12
Clasificación de Sedimentos

Clasificación	Denominación	Rango de Tamaños
Cantos rodados (250-4 000 mm)	Muy Grandes	4 000 – 2 000 mm
	Grandes	2 000 – 1 000 mm
	Medianos	1 000 – 500 mm
	Pequeños	500 – 250 mm
Guijarros (64-250 mm)	Grandes	250 – 125 mm
	Pequeños	125 – 164 mm
Gravas (2-64 mm)	Muy gruesa	64 – 32 mm
	Gruesa	32 – 16 mm
	Media	16 – 8 mm
	Fina	8 – 4 mm
	Muy Fina	4 – 2 mm
	Arenas (0.062-2 mm)	Muy Gruesa
	Gruesa	1 – 0.5 mm
	Media	0.5 – 0.25 mm
	Fina	0.25 – 0.125 mm
	Muy Fina	0.125 – 0.062 mm
Limos (4 a 62 μ) = (0.004 a 0.062mm)		
Arcillas (0.24 a 4 μ) = (0.00024 a 0.004 mm)		

Fuente: Rocha, 1998

Fuerza tractiva Crítica

Se denomina fuerza tractiva crítica a la fuerza mínima necesaria para poner en movimiento las partículas constituyentes del lecho (Rocha, 1998, p.85), por tal, para que exista movimiento de partículas la fuerza tractiva tiene que ser mayor a la fuerza tractiva crítica, expresada en:

$$\tau_0 > (\tau_0)_c \quad (41)$$

2.2.3.10. Erosión de Cauces Fluviales

En la Hidráulica fluvial, la erosión del cauce representa el mayor riesgo de falla en las estructuras construidas en las laderas del cauce, como es el caso de estribos de puentes, defensas ribereñas, bocatomas, etc. por tal su importancia en determinar el efecto de esta eventualidad.

La socavación generalmente se da en temporada de avenidas, donde el mayor caudal genera mayores fuerzas de arrastre.

En el estudio de Socavación de cauces, se identifican dos procesos bien definidos: Socavación General y Socavación Local.

La socavación General implica pérdida de suelo proporcional en todo el ancho del cauce, específicamente en todo el Perímetro Mojado, donde la mayor profundidad de socavación se genera en los puntos con mayor tirante y/o zonas con material granular de menor diámetro o menor peso específico.

La Socavación Local, está ligado a cualquier elemento macizo con un mayor tamaño diferenciado al material granular que presenta el cauce del Río, generalmente aplicado a Estructuras construidas por el hombre.

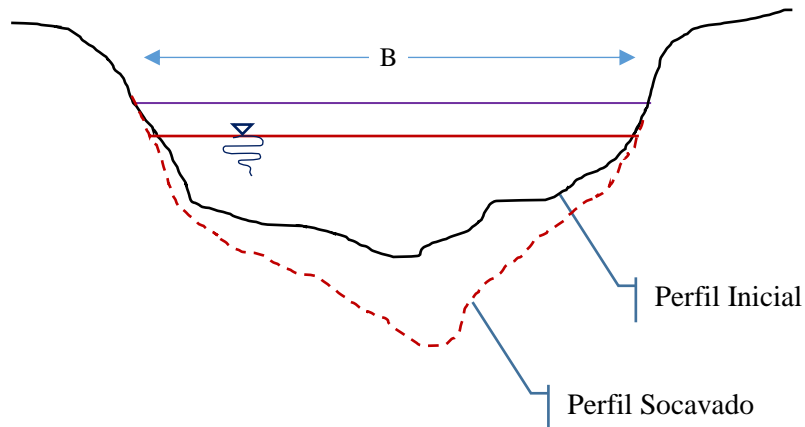


Figura 37. Idealización del Proceso de Socavación

- **Cálculo de Socavación General con el Método de Lischtván – Levediev**

Este método es el recomendado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones a través de su Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje.

Este método considera en su cálculo el equilibrio entre la velocidad del flujo y la velocidad erosiva suponiendo un caudal unitario dentro de una franja de cauce natural, variando el cálculo según la composición del material de fondo que compone el cauce, idealizando gráficamente como se presenta en la figura 38.

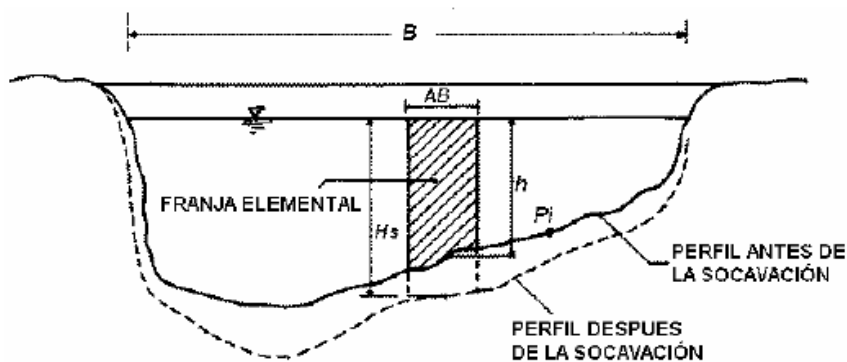


Figura 38. Socavación por el método de Lischtván - Levediev
Fuente: Manual de Hidráulica, Hidrología y Drenaje, 2011

Para Suelos Granulares

Se calcula con la siguiente ecuación:

$$H_S = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0.68 \beta D_m^{0.28}} \right]^{1+z} \quad (42)$$

Esta ecuación no considera efectos de contracción de lecho o peso específico del agua circulante.

Para considerar el efecto de Contracción (μ) se recomienda tomar los valores de la tabla 13

Tabla 13
Factor de Corrección por Contracción de Cauce

V (m/s)	Luz Libre (m)												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
< 1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.0	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.5	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.0	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.5	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.0	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.5	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
> 4.0	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Fuente: Manual de Hidráulica, Hidrología y Drenaje, 2011

Para considerar el efecto de peso específico en la socavación inicia considerando que el peso específico del agua clara es de 1 T/m³, cuyo factor de corrección por pesos específico (φ) sería 1, y a incrementos de este peso específico (con incremento de sedimentos) se aplica la siguiente ecuación:

$$\varphi = -0.54 + 1.5143\gamma_m \quad (43)$$

Obteniendo como ecuación resultante para el cálculo de socavación en cauces naturales de suelos granulares:

$$H_S = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0.68 \beta \mu \varphi D_m^{0.28}} \right]^{1+z} \quad (44)$$

Donde:

$H_s - h$: Profundidad de Socavación (m)

h : Tirante de Agua (m)

D_m : Diámetro Característico del lecho (mm)

β : Coeficiente de Frecuencia

μ : Factor de Corrección por Contracción del cauce

ϕ : Factor de Corrección por forma de transporte de sedimentos

- **Cálculo de Socavación Local con el Método de Artamonov**

Este método permite determinar no solamente la profundidad de socavación que se produce al pie de estribos sino también al pie de espolones o espigones (MTC, 2011, p.145)

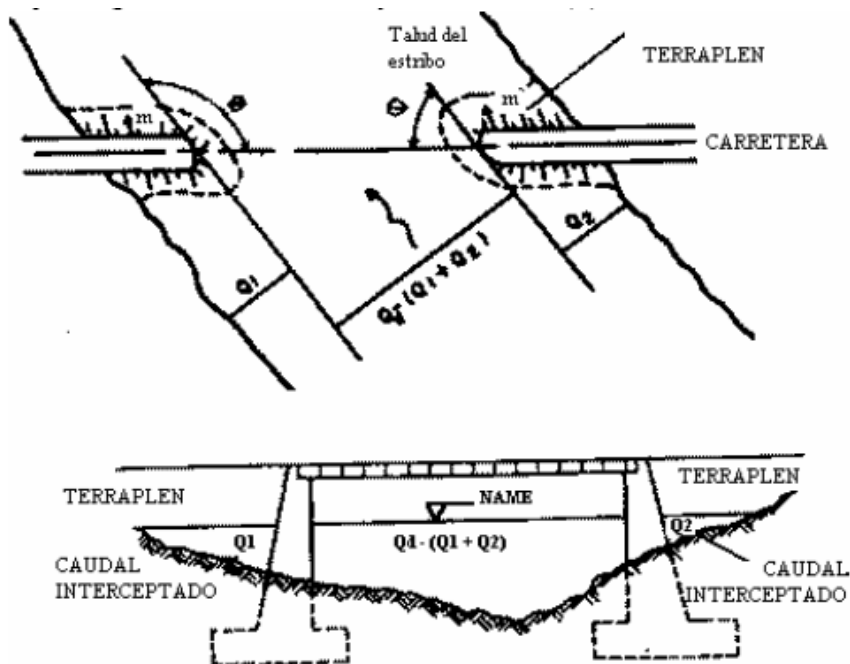


Figura 39. Socavación Local por el método de Artamonov
Fuente: MTC – Manual de Hidráulica, Hidrología y Drenaje, 2011.

Aplicando la Ecuación:

$$H_T = K_\theta K_Q K_m h \quad (45)$$

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 14)

K_Q : Coeficiente que depende de la relación entre el gasto teórico interceptado por el estribo Q_1 o Q_2 y el caudal Q_d que escurre por la sección transversal. (ver tabla 15)

K_m : Coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo. (ver tabla 16)

h : Tirante de agua en la zona cercana al estribo o al espigón antes de la socavación

Tabla 14

Coeficiente de corrección K_θ

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

Fuente: MTC – Manual de Hidráulica, Hidrología y Drenaje, 2011

Tabla 15

Coeficiente de corrección K_Q

Q_1/Q_d	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
K_Q	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

Fuente: MTC – Manual de Hidráulica, Hidrología y Drenaje, 2011

Tabla 16

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: MTC – Manual de Hidráulica, Hidrología y Drenaje, 2011

- **Método de Froehlich**

La ecuación de Froehlich que a continuación se expone es muy utilizada en los Estados Unidos de América (MTC, 2011, p.148)

$$\frac{y_s}{h_e} = 2.27K_f K_\theta \left(\frac{L}{h_e}\right)^{0.43} Fr_e^{0.61} + 1 \quad (46)$$

Donde:

y_s : Profundidad de Socavación (m)

h_e : Profundidad media del flujo (profundidad hidráulica) en la zona de inundación obstruida por el estribo aguas arriba del puente. (m)

K_f : Coeficiente que depende de la forma del estribo. Tabla 17.

K_θ : Coeficiente que depende del ángulo de ataque del flujo. Figura 40

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

Fr_e : Número de Froude en la sección de aproximación obstruida por el estribo.

Tabla 17

Coeficiente de forma del Estribo.

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

$$K_\theta = \left(\frac{\theta}{90}\right)^{0.13} \quad (47)$$

Donde:

θ : Ángulo de inclinación del estribo.

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

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

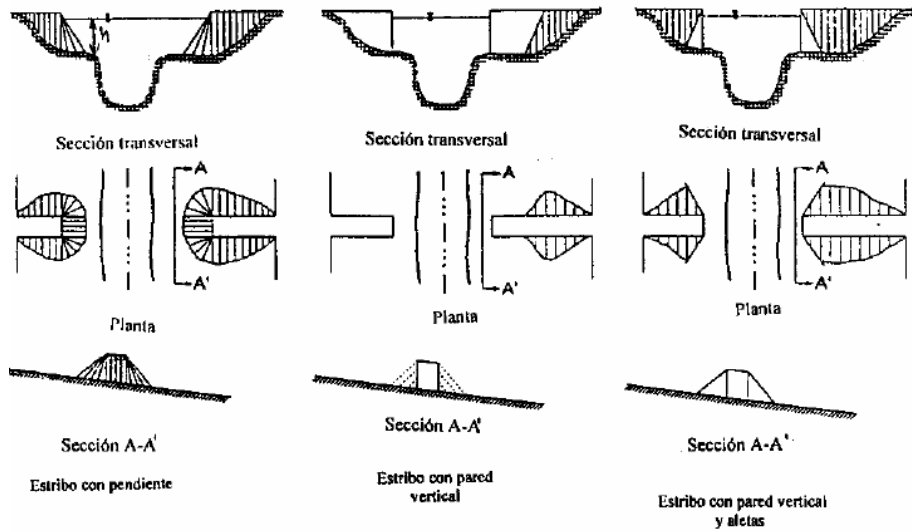


Figura 40. Formas Comunes de Estribos - Método de Froehlich
 Fuente: MTC – Manual de Hidráulica, Hidrología y Drenaje, 2011

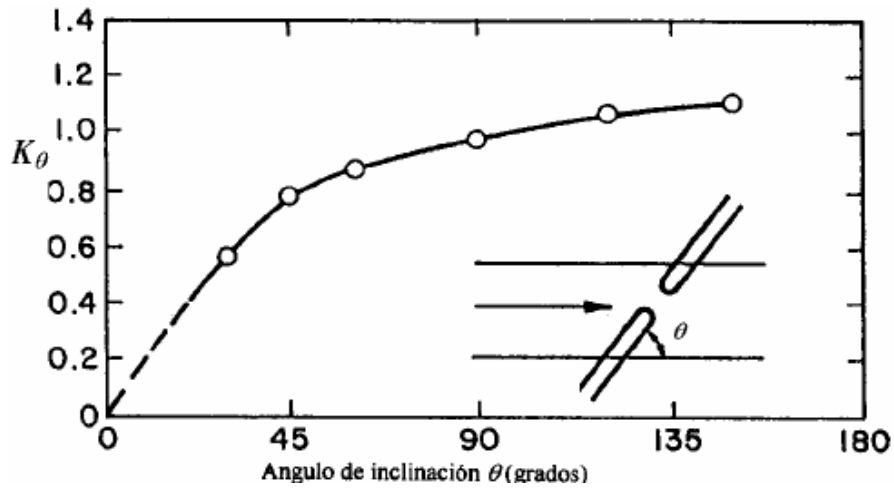


Figura 41. Factor de Corrección K_θ – Método de Froehlich
 Fuente: MTC – Manual de Hidráulica, Hidrología y Drenaje, 2011

$$h_e = A_e / L \quad (48)$$

$$Fr_e = \frac{V_e}{\sqrt{gh_e}} \quad (49)$$

$$V_e = \frac{Q_e}{A_e} \quad (50)$$

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)

2.2.3.11. Modelamiento Hidráulico con HEC RAS

El modelamiento hidráulico computacional es una forma de poder simular los distintos procesos que puedan ocurrir en el transitar o ingreso de una avenida.

Actualmente en el mercado existen diversidad de programas que ayuda enormemente el proceso de simulación de un río y específicamente en Análisis de Inundación se emplean procesos unidimensionales y bidimensionales.

Para el estudio del comportamiento hidráulico y sedimentológico en un río se debe tener una buena data, es decir, curvas cota-caudal en información de la geomorfología del río, principalmente evolución espacial y registro de la concentración de sedimentos. Esta información permite la calibración de cualquier modelo físico y/o numérico. Sin embargo, esta información en la mayoría de casos no es buena en cantidad ni en calidad. La recolección de datos es muy limitada, por muchos factores: el costo de una estación meteorológica, los equipos de medición, el personal no es calificado, etc. Adicionalmente se tienen casos donde los ríos son efímeros, es decir, se encuentran secos la mayor parte del año. Bajo estas condiciones de datos se vienen realizando los proyectos, complicando el diseño de las estructuras hidráulicas. (Guerrero, 2015, p.8)

Los Modelos Unidimensionales aplican fórmulas básicas de hidráulica, conjuntamente con los principios de Conservación de Masa y Momento, calculando

prácticamente de manera individual la lámina de agua para cada progresiva o sección de análisis.

Los Modelos Bidimensionales, como en lo modelo unidimensional, que aplica las leyes de conservación de masa y Momento, estos los aplica dentro de una malla o celda, calculando la lámina de agua para cada punto de esta celda, además de aplicar conceptos de ondas de propagación, muy útil para determinar las zonas de inundación en un río.

2.2.4. Estructuras de Protección

Un encauzamiento, en sentido, es cualquier arreglo o intervención que toma un tramo de río (tramo de cauce) como su objeto de actuación primordial, excluyendo toda obras que tengan la finalidad del aprovechamiento del río.

En tiempos de Avenidas, se presentan grandes caudales que pueden generar daños a todas las áreas que se hayan desarrollado lateralmente al cauce del Río, y más se agrava cuando estas se han desarrollado sobre las llanuras de inundación del Río, por lo cual es de necesidad contar con medida de protección o control de estas inundaciones con encauzamientos que garanticen su estabilidad ante las características propias del Río. Martin (2003) afirma:

- **Obras Estructurales para evitar o reducir inundaciones**

Entre las obras más conocidos y estudiados con el fin de evitar o reducir los daños por inundaciones son:

- Bordes Perimetrales
- Bordes Longitudinales
- Muros Longitudinales

- Desvíos permanentes
- Desvíos temporales
- Corte de Meandros o rectificaciones
- Presas de Almacenamiento
- Presas rompe picos
- Dragado de cauce
- Demolición de Obstáculos
- Reforestaciones
- Canalización o Entubamiento de cauce
- Entre otros.

2.2.4.1. Diseño de Enrocados

En diseño de enrocados de protección, el principal elemento a tomar en consideración es la dimensión de la Piedra que entrara en contacto directo con el flujo, por tal se considera:

Método de Maynard

Para determinar el diámetro medio de la Piedra se considera las siguientes ecuaciones

$$d_{50} = C_1(yF^3) \quad (51)$$

$$F = C_2 \left(\frac{V}{\sqrt{gy}} \right) \quad (52)$$

Donde

d50 : Diámetro medio de Rocas

y : Profundidad de Flujo

V : Velocidad Media del Flujo

F : Número de Froude

2.2.4.2. *Diseño de Muros de Contención*

Los muros de contención proporcionan apoyo lateral permanente a taludes verticales o casi verticales del suelo. (Das, 2015, p.418).

Los muros de contención pueden clasificarse en:

- **Muros de gravedad:** muros robustos que tienen como principal material a emplear a la Piedra o canto rodado, donde su aglomeración genera un peso en conjunto capaz de soportar las distintas solicitaciones.
- **Muros de Semigravedad:** Muros no muy empleados en nuestro entorno, su construcción es manera similar a los muros de gravedad con la variante que se le reduce su robustez con el empleo mínimo de acero de refuerzo, tal como se muestra en la figura 45
- **Muros Reforzados:** muros diseñados en concreto reforzado de forma voladizo, recomendable en muros de mediana altura, recomendable su ejecución hasta 8m.
- **Muros con contrafuerte:** la construcción de estos muros es similar a los muros Reforzados en los cuales se añade elementos de tensión o compresión (contrafuertes) generando un apoyo adicional ante las distintas solicitaciones que soportará el muro.

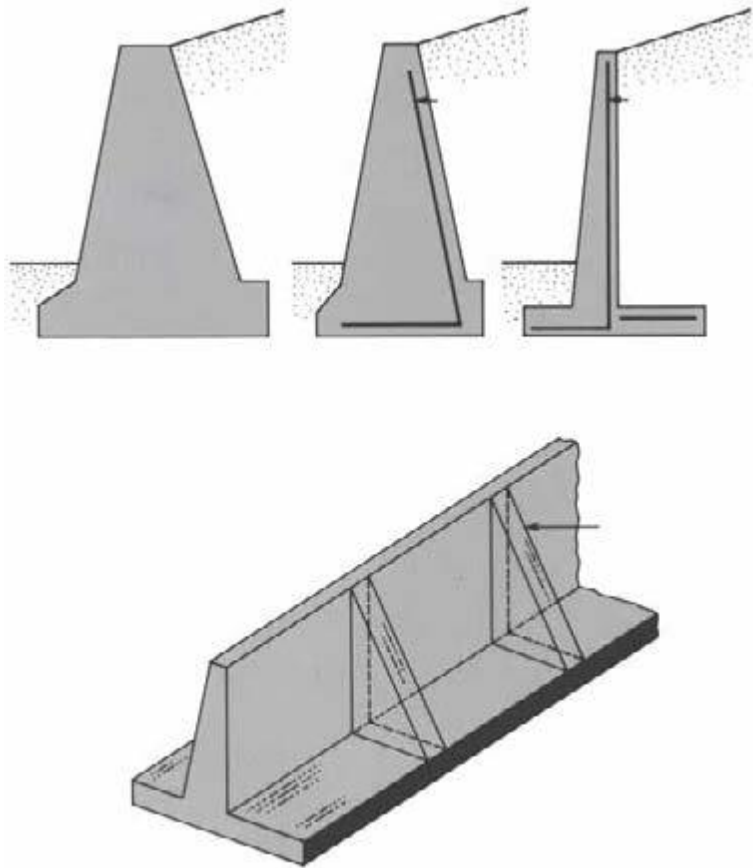


Figura 42. Tipos de Muros de Contención
Fuente: Das, 2015

Dimensionamiento de Muros de Contención

En nuestro entorno, en su mayoría se diseñan y construyen muros de gravedad y muros reforzados, cuyas consideraciones de dimensionamiento se pueden apreciar en la figura 43

Dimensiones aproximadas de diversos componentes de muros de contención.

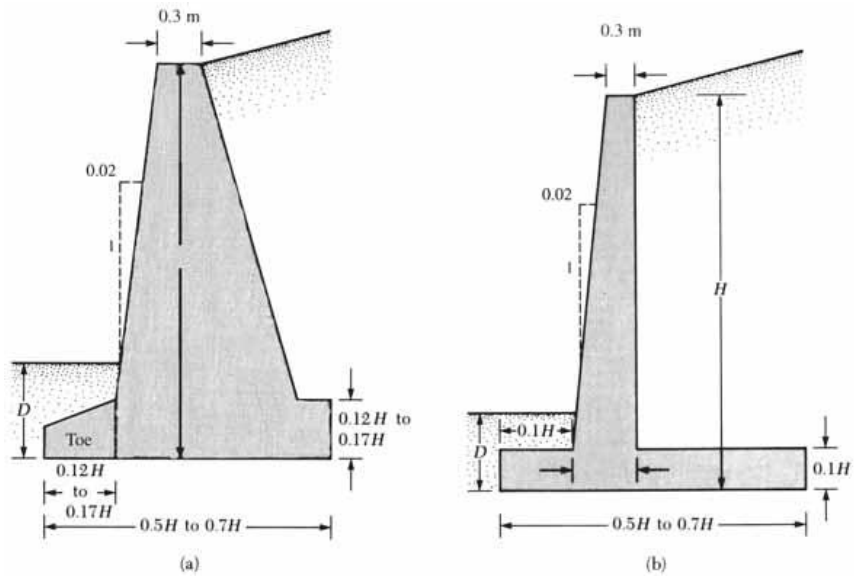


Figura 43. Dimensiones Aproximadas de diversos componentes de muros de contención.
Fuente: Das, 2015

2.2.4.3. Diseño de Gaviones

El diseño de Gaviones es similar al diseño de muros de Gravedad, donde su principal resistencia está dado por el peso propio de la estructura, y en particular en los gaviones “Las Piedras”

Para dimensionamiento básico de estas estructuras se considera la siguiente ecuación:

$$B = \frac{1+H}{2} \quad (53)$$

Donde:

- B : base de la Estructura
- H : Altura total del Muro

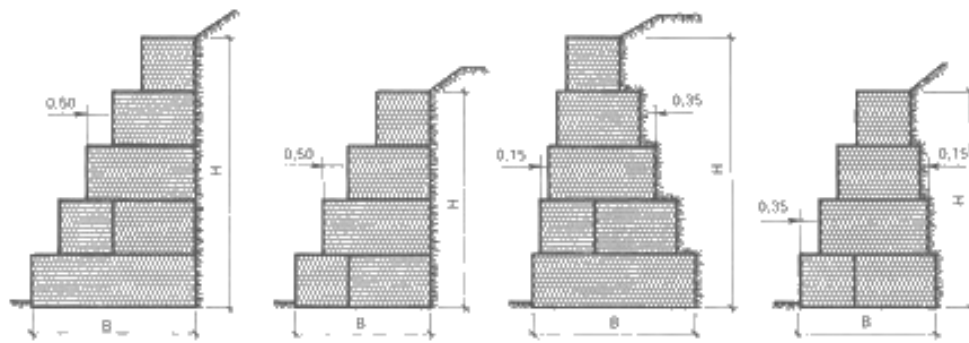


Figura 44. Armado de Gaviones Típicos
 Fuente: <https://www.abianchini.es/es/gaviones/gavion>

2.2.4.4. Consideraciones Generales en Elementos de Contención / Sostenimiento

Para revisar la estabilidad de un muro de retención, se toman los siguientes pasos:

- Revisión por volteo respecto a la punta del muro
- Revisión de la falla por deslizamiento al largo de la base
- Revisión de la falla por capacidad de carga de la base
- Revisión por Asentamiento

En consideraciones prácticas de diseño, la fuerza activa sobre un muro de retención se calcula usando el método de Rankine o el de Coulomb. El procedimiento de cálculo para un muro de retención de gravedad con relleno granular se muestra a continuación:

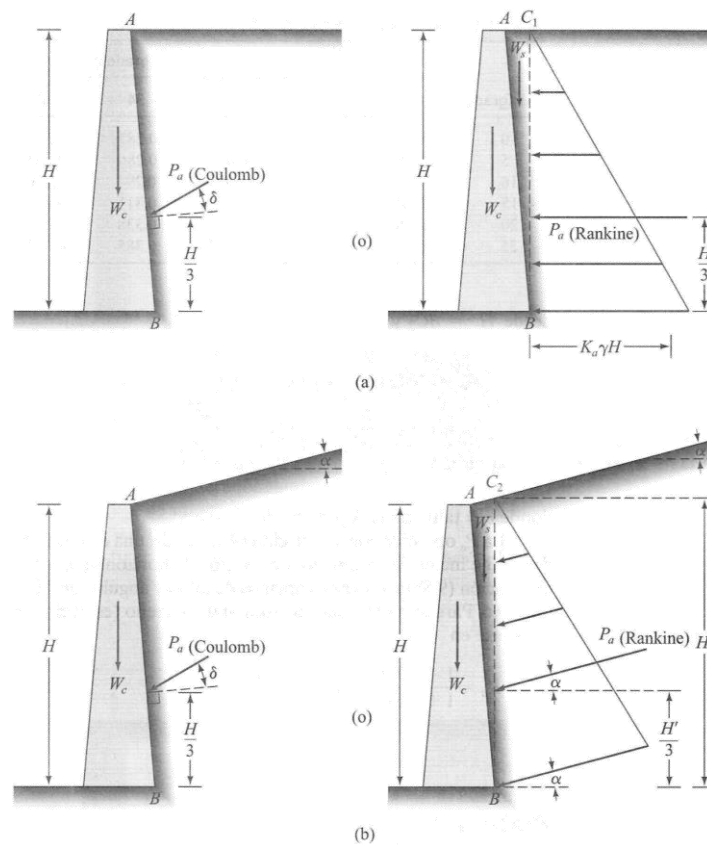


Figura 45. Cálculo de Coeficiente de Empuje.
Fuente: Das, 2015

Para un Relleno de con una superficie horizontal, el empuje activo por longitud unitaria de muro, según el método de Coulomb sería:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (54)$$

Donde

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta * \cos(\delta + \theta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) * \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\delta + \theta) * \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2} \quad (55)$$

Para el caso de un relleno con superficie Inclinada del terreno, la solución de Rankine es:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H'^2 \quad (56)$$

Donde:

$$K_a = \cos i \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} \quad (57)$$

Donde i = talud de la superficie del terreno

La P_a obtenida está a una distancia $H/3$ medida verticalmente desde B e inclinada en ángulo i respecto a la horizontal.

Empuje Activo

Se toma en consideración el Empuje Activo del terreno, así mismo el empuje equivalente por sobrecarga

Es empuje Activo del Terreno es quien provoca los esfuerzos en la unión de la pantalla del muro con la zapata

$$E_a = \frac{K_a \times \gamma_r \times h_p^2}{2} \quad (58)$$

$$E_{s/c} = K_a \times \frac{s}{c} \times h_p \quad (59)$$

Empuje Activo Dinámico (Análisis de Mononobe y Okabe)

Se incluirá el empuje dinámico durante un sismo, por el método de desplazamientos restringidos, según la Formulación de Mononobe y Okabe

El Empuje Activo Dinámico se Determina:

$$E_{ad} = \frac{\gamma_r \times h_p^2 \times (1 - K_v) K_{ad}}{2} \quad (60)$$

Del cual el Incremento Dinámico es:

$$\Delta E_{ad} = E_{ad} - E_a \quad (61)$$

Por consiguiente, el Momento Volcante por consideración Sísmica sería:

$$M_s = \Delta E_{ad} \cdot (0.6H) \quad (62)$$

Falla por Deslizamiento

Esta falla se presenta cuando la fuerza actuante horizontal resulta mayor a la fuerza resistente horizontal.

La fuerza actuante está constituida por el empuje activo de relleno y de la sobrecarga, mientras que las fuerzas resistentes están constituidas por el empuje pasivo y a la fuerza de rozamiento

$$F_A = E_a + E_{S/c} \quad (63)$$

$$F_R = E_p + f_{rz} = E_p + \mu \cdot N \quad (64)$$

SI $F_A > F_R$, se presenta la falla por deslizamiento

Falla por Volteo

Esta falla se presenta cuando el Momento Actuante resulta mayor al momento resistente.

El momento actuante está constituido por el momento de volteo generado por el empuje activo, de relleno y sobrecarga

El Momento resistente está constituido por el momento generado por las cargas de gravedad, más el momento generado por empuje pasivo.

El centro de momentos corresponde al punto "0"

$$M_A = E_a * \frac{H}{3} + E_{\frac{s}{c}} * \frac{H}{2} \quad (65)$$

$$M_R = M_{RCG} + M_{REiP} = \sum P_i * x_i + E_p * \frac{1}{3} * D \quad (66)$$

Falla por Presiones

No se permite esfuerzos de tracción en la superficie de contacto

La presión máxima no puede exceder el valor admisible determinado mediante un estudio de suelos

Para evitar la inclinación del muro por asentamientos diferenciales de la cimentación, es deseable que la resultante de las presiones en el suelo actúe en el núcleo central de la superficie resistente. Si se cimienta en suelo muy duro o roca se puede permitir salir del núcleo central, aunque se considera prudente que la excentricidad no exceda 0.25 veces la dimensión paralela de la zapata.

$$q_1 = \frac{w+P_v}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad (67)$$

$$q_2 = \frac{w+P_v}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \quad (68)$$

$$q_1, q_2 \leq q_a = \frac{q_u}{F_s} \quad (69)$$

CAPÍTULO III.

MÉTODO

3.1. Tipo de la Investigación

El presente trabajo de Investigación es de tipo Descriptiva, ya que en las conclusiones no solo describirá la condición hidráulica del cauce del Río, más sino se analiza la variación de estas condiciones ante una situación específica.

3.2. Diseño de la Investigación

El diseño a utilizar es de Diagnóstico, ya que se evaluará la problemática actual del cauce del Río Tumilaca, planteando soluciones que resuelvan esta problemática, partiendo principalmente de la evaluación ante diferentes Periodos de Retorno adoptados y más convenientes a emplear: 50 años, 100 años, 200 años, 500 años y 1000 años

3.3. Población y Muestra

3.3.1. Población

La población en el presente trabajo de Investigación es el caudal de Diseño en sus Diferentes Periodos de Retorno, 50 años, 100 años, 200 años, 500 años y 1000 años (Q1, Q2, Q3, Q4 y Q5)

3.3.2. Muestra

La muestra en el presente trabajo de Investigación son los Distintos Modelos

Hidráulicos empleados, condicionados a distintas condiciones de protección:

Condición de Río:

- C1: Sin Protección
- C2: Con Protección solo en Margen Izquierdo
- C3: Con protección solo en Margen Derecho
- C4: Con protección en ambos lados.

Tabla 18

Distribución de Tratamientos de Estudio

Caudales	Condiciones	Repeticiones	Tratamientos
Q1	C1	1	T1
	C2	1	T2
	C3	1	T3
	C4	1	T4
Q2	C1	1	T5
	C2	1	T6
	C3	1	T7
	C4	1	T8
Q3	C1	1	T9
	C2	1	T10
	C3	1	T11
	C4	1	T12
Q4	C1	1	T13
	C2	1	T14
	C3	1	T15
	C4	1	T16
Q5	C1	1	T17
	C2	1	T18
	C3	1	T19

Caudales	Condiciones	Repeticiones	Tratamientos
	C4	1	T20

3.4. Descripción del Instrumentos para Recolección de Datos

Para el presente trabajo de Investigación se emplean: Cartas Geográficas, Los Manuales del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Internet, libros referidos a la Hidráulica Fluvial o Ingeniería de Ríos.

3.4.1. Técnicas de procesamiento y Análisis de Datos

Para el procesamiento análisis de Datos en el presente trabajo de Investigación se emplearon los siguientes programas de Computación:

Civil 3D 2019: empleado para el procesamiento de la topografía y exportación del Modelo Superficial.

AutoCAD 2019: Empleado en la elaboración de planos de detalle

ArcMap 10.6: empleado para la elaboración de mapas Hidrológicos, Hidráulicos, y de Riesgo.

HEC HMS 4.3: se utilizó para el análisis y cálculo de caudales máximos en sus diferentes periodos de retorno.

HEC RAS 5.0.5: herramienta que da la facilidad de efectuar los cálculos hidráulicos en forma unidimensional y bidimensional, obteniendo como resultado las características hidráulicas ante distintas eventualidades.

Hydrognomon: empleado para el análisis de confiabilidad de datos pluviométricos.

Google Earth Pro: Empleado en la Obtención de imágenes Satelitales de gran importancia en la evaluación de riesgo.

S10 Costos y Presupuesto: empleado para el cálculo de presupuestos para las distintas condiciones de encauzamiento.

Microsoft Excel 2019: empleado para el almacenamiento y presentación de datos.

CAPÍTULO IV.

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1. Presentación de Resultados

4.1.1. Estudio Topográficos

4.1.1.1. De las cuencas de Aporte:

A. Recopilación de Información Existente

Con el apoyo del Proyecto Especial Regional Pasto Grande, se obtuvo de manera digital (en archivo *.dwg) el detalle de la participación de las cuencas Moquegua y Tambo dentro del Departamento de Moquegua, además de los Ríos Generados por estos.

Siendo la Información Cartográfica básica para desarrollar los estudios Hidrológicos y la obtención de Mapas Temáticos de las cuencas en Estudio, se obtuvo las Cartas Geográficas 35u y 35v (ver tabla 19)

Tabla 19
Cartas Geográficas Empleadas

Código de Carta	Nombre de Carta	Zona UTM y Cuadrícula	Escala
35u	Moquegua	19 K	1 / 100 000
35v	Tarata	19 K	1 / 100 000

B. Trabajo de Gabinete

Tomando en consideración el tramo en Investigación se ha empleado software como Google Earth y ArcMap, donde se visualiza los Ríos que presentan aporte sobre este tramo de río, del cual se determinó que tiene la participación de una subcuenca, la misma que está dentro de la cuenca Moquegua-Ilo, como se muestra en la figura 46.

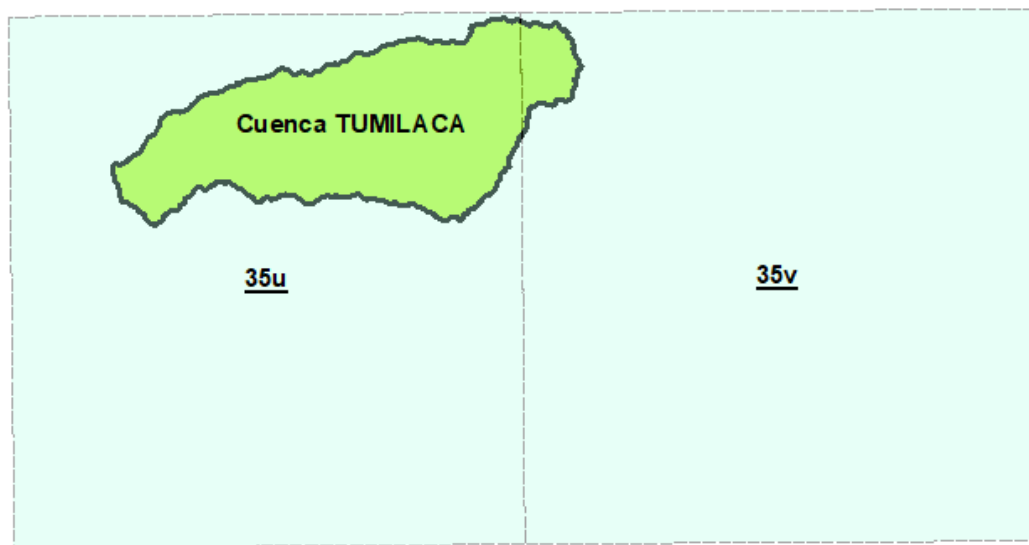


Figura 46. Cartas de Geográficas Empleadas para la Obtención de Parámetros de Sub Cuencas de Aporte
Fuente: Elaboración Propia / ArcMap

Para el análisis geográfico de las subcuencas de aporte se emplearon archivos DEM's con curvas de nivel a cada 50 metros, debidamente diferenciando la cuenca Tumilaca (ver figura 47).

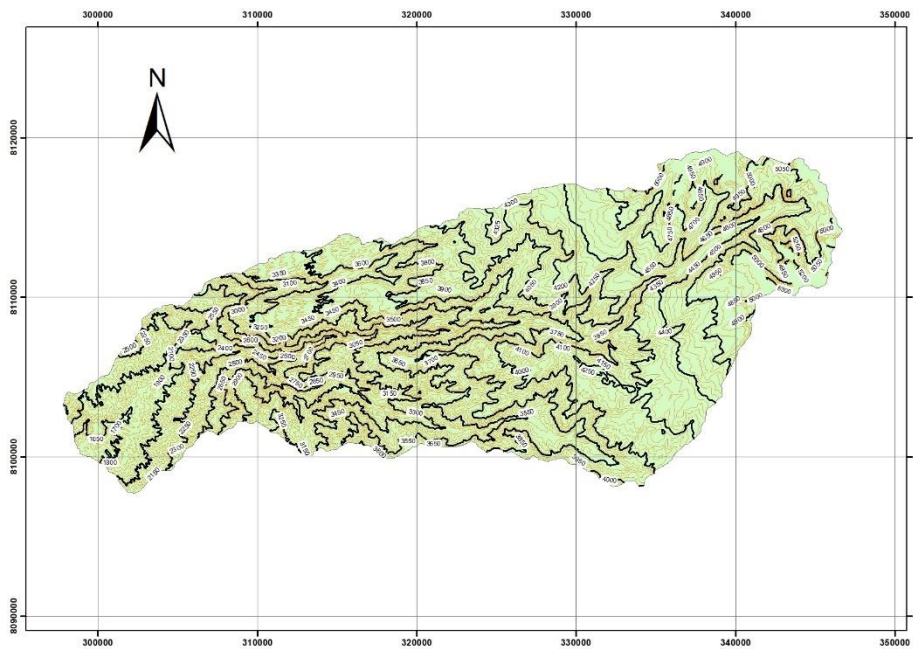


Figura 47. Topografía de Cuenca de Aporte del Río Tumulaca con curvas de nivel a cada 50 metros – Ver lámina H-03
Fuente: Elaboración Propia / ArcMap

4.1.1.2. *Del Cauce de Río:*

A. Recolección de Información Existente

Para efectuar mejor análisis de zonas inundables y el posterior planteamiento de Elementos de Protección, se recopiló los planos Urbanos de la Ciudad de Moquegua, tanto terrenos urbanos como terrenos rurales.

B. Trabajos de Campo

Para el correcto análisis y posterior interpretación de resultados del tramo de estudio del río, se efectuó el levantamiento topográfico mediante vuelos de dron, obteniendo no solo curvas de nivel a precisión, sino también imagen aérea de la zona de estudio, mejorando las condiciones de interpretación.



Figura 48. Preparación e Inicio de Levantamiento Topográfico con Dron en el Puente Montalvo

C. Trabajos de Gabinete

Con la Información obtenida de campo, se procesó el levantamiento topográfico; para luego procesar la superficie apoyados del Software Civil 3D 2018 y poder exportar la superficie en formatos DEM (Modelo Digital de Elevación), modelo necesario para poder efectuar el análisis bidimensional del flujo.

4.1.2. Estudio de Suelos

Como Componente Importante para el desarrollo de distintos cálculos Hidráulicos y Estructurales, se contrató los servicios especializados de un Laboratorio en geotecnia de la Localidad de Moquegua, con el fin de determinar las propiedades físico-mecánicas del Suelo que se halla en el cauce del Río Tumulaca, tomando muestras aproximadamente a una distancia de un kilómetro cada una.

En total se desarrollaron 08 calicatas, con ubicaciones detalladas en la tabla 20:

Tabla 20
Ubicación de Calicatas

Calicata	Coordenadas		Prog.	Margen
	Este	Norte		
C-01	298355	8100268	0+130	Izquierdo
C-02	297421	8099983	1+115	Derecha
C-03	296437	8099567	2+180	Izquierda
C-04	295550	8099284	2+125	Derecha
C-05	294541	8098939	4+200	Izquierda
C-06	293583	8098788	5+170	Derecha
C-07	292557	8098723	6+205	Izquierda
C-08	291602	8098314	7+300	Derecha

Con fines de dimensionar y diseñar los elementos estructurales de sostenimiento y considerando el asentamiento, se halló la capacidad admisible en cada punto de exploración, los que se presentan en la tabla 21.

Tabla 21
Capacidad Admisible

Calicata	qa (kg/cm²)
C-01	2.91
C-02	3.04
C-03	2.73
C-04	3.21
C-05	3.15
C-06	3.09
C-07	3.23
C-08	2.99

Con fines de efectuar cálculos Hidráulicos, como caudal sólido, Socavación, ancho estable, etc. Es necesario determinar los diámetros característicos a diferentes porcentajes, como se detalla en la tabla 22.

Tabla 22*Diámetros característicos de las Calicatas.*

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8
d₁₀	0.290	0.299	0.258	0.141	0.156	0.102	0.737	0.179
d₃₀	2.868	4.680	1.362	0.298	0.364	0.287	16.956	0.644
d₅₀	16.026	22.813	10.930	9.191	19.494	4.480	39.089	29.955
d₇₀	55.537	50.682	38.100	60.476	69.687	57.501	63.529	77.417
d₈₄	72.874	69.137	71.217	95.997	99.831	93.839	75.981	102.762
d₉₀	85.056	89.191	79.752	108.265	110.582	106.961	95.726	112.353

4.1.3. Estudio Hidrológico

4.1.3.1. Descripción General de las Cuencas

4.1.3.1.1. Ubicación

La Cuenca Ilo Moquegua, se ubica en el Sur-Este del territorio Nacional, orientada de Noreste a Suroeste, con la siguiente ubicación Geográfica y Política.

A. Ubicación Geográfica

Latitud Sur : 16° 52' – 17° 41'

Longitud Oeste : 70° 26' – 71° 21'

Coordenadas UTM (WGS84)

Norte : 8'042,650 m – 8'134,425 m

Este : 251,396 m – 346,813 m

Variación Altitudinal : 0.00 - 4

Límites Hidrográficos

Norte : Cuenca Tambo

Sur : Intercuenca 13171

Este : Cuenca Locumba

Oeste : Intercuenca 13173, Intercuenca 13174,
Intercuenca 13170, Cuenca Honda



Figura 49. Ubicación Nacional de Cuenca Ilo-Moquegua
Fuente: Elaboración propia - ArcMap

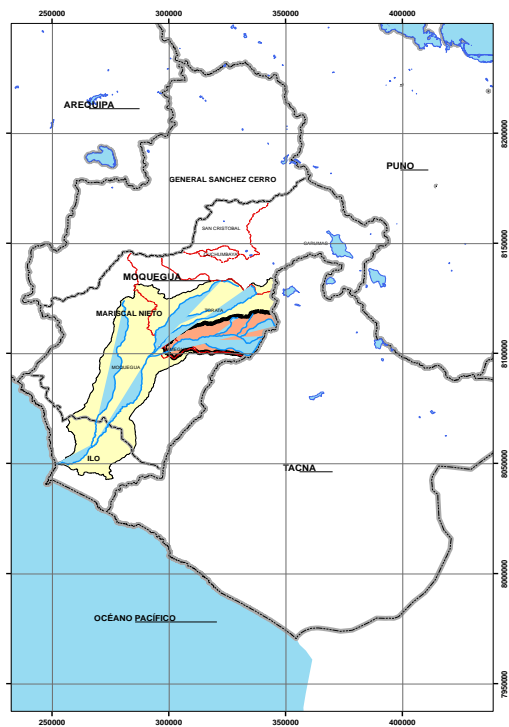


Figura 50. Ubicación Regional de cuencas de Aporte a la zona de Estudio
Fuente: Elaboración propia - ArcMap

B. Ubicación Política

La cuenca Ilo-Moquegua, está ubicada completamente dentro del departamento de Moquegua, tal como se aprecia en la Lámina H-01 y la tabla 23.

El 84.5% se encuentra dentro de la provincia de Mariscal Nieto y el 15.5% dentro de la Provincia de Ilo.

Tabla 23

Demarcación Política – Departamental, Provincial y Distrital Cuenca Ilo-Moquegua

Departamento	Provincia	Distrito	Superficie	Porcentaje	
Moquegua	Mariscal Nieto	Carumas	41.06	1.2%	
		Torata	1 437.33	42.2%	
		Samegua	64.61	1.9%	
		Moquegua	1 336.07	39.2%	
	Sub Total		2 879.07	84.5%	
	Ilo	El Algarrobal		522.59	15.3%
		Ilo	Ilo	1.76	0.1%
			Pacocha	1.82	0.1%
		Sub Total		526.17	15.5%
	Total			3 405.24	100.0%

Fuente: Elaboración propia

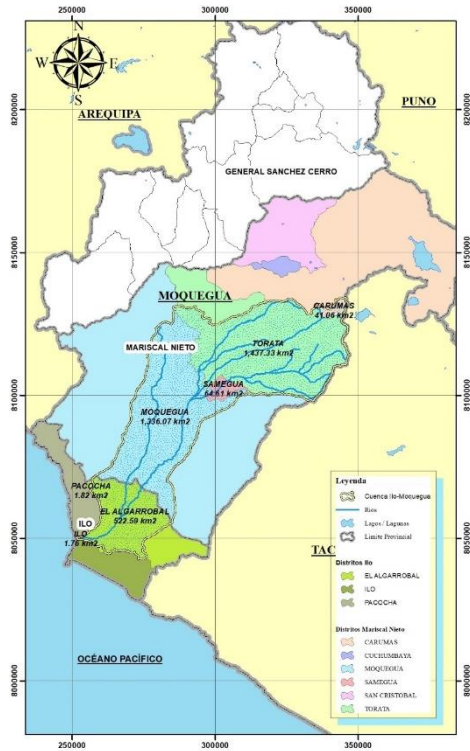


Figura 51. Ubicación Regional de cuencas de Aporte a la zona de Estudio
Fuente: Elaboración propia – ArcMap.

De similar manera se procedió de delimitar la participación política de cada Subcuenca de estudio, como se muestra en la tabla 24 y figura 52, la Sub cuenca Tumilaca se encuentra totalmente dentro de la provincia de Mariscal Nieto, con participación en los Moquegua, Samegua y Torata.

Tabla 24
Demarcación Política – Departamental, Provincial y Distrital Sub Cuenca Tumilaca

Departamento	Provincia	Distrito	Superficie	Porcentaje
Moquegua	Mariscal Nieto	Moquegua	76.73	8.22%
		Samegua	0.76	0.08%
		Torata	817.52	87.60%
		Carumas	38.22	4.10%
Sub Total			933.23	100.00%
Total			933.23	100.00%

Fuente: Elaboración propia

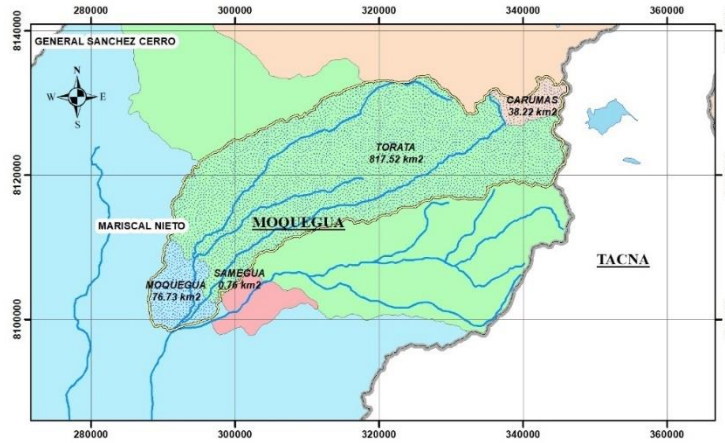


Figura 52. Ubicación Regional de cuencas de Aporte a la zona de Estudio
Fuente: Elaboración propia – ArcMap

4.1.3.2. Parámetros Geomorfológicos de las Cuencas

Empleando la Topografía de Cuencas de las cartas nacionales (figura 46), se efectuó la delimitación de la cuenca de participación, de los cuales se obtuvo sus parámetros geomorfológicos, apoyados en herramientas de Sistema de Información Geográfica (SIG), así como la Red Hidrográfica mostrado en la figura 53

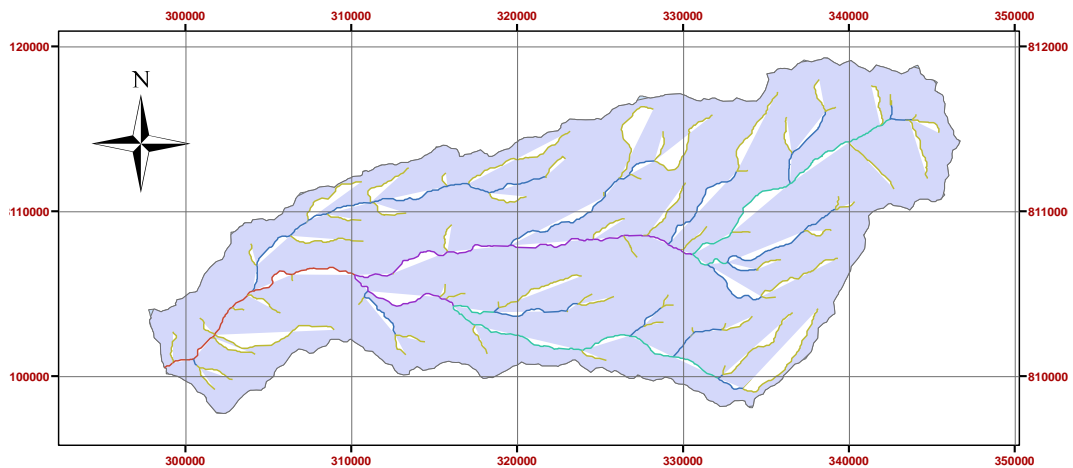


Figura 53. Delimitación de Cuenca Tumilaca y Red Hidrográfica de la Cuenca Tumilaca
Fuente: Elaboración propia – ArcMap

Con la Delimitación de la Cuenca Tumilaca, se obtienen los siguientes datos generales:

- Área de la Cuenca (A) : 607.56 km²
- Perímetro de la Cuenca (P) : 133.41 km
- Longitud de la Cuenca (L) : 49.40 km
- Longitud del Cauce Principal (L_p) : 15 km
- Cota Inicial del Cauce Principal (CI_{CP}) : 2,400.00 msnm
- Cota Final del Cauce Principal (CF_{CP}) : 1,600.00 msnm
- Longitud Total de Cauces (L_t) : 330.54 km
- Ancho de Cuenca (B_m=A/L) : 12.3 km

4.1.3.2.1. Determinación de Parámetros de Forma

Índice de Compacidad o Índice de gravelious (I_c)

$$I_c = 0.282 \frac{P}{\sqrt{A}} = 0.282 \frac{133.41}{\sqrt{607.56}} = 1.526$$

Factor de forma (F_f)

$$F_f = \frac{A}{L^2} = \frac{607.56}{49.40^2} = 0.249$$

Coefficiente de Forma (K_f)

$$K_f = \frac{B_m}{L} = \frac{12.30}{49.40} = 0.249$$

Relación de Elongación (R_e)

$$R_e = 1.1284 \frac{\sqrt{A}}{L_c} = 1.1284 \frac{\sqrt{607.56}}{49.40} = 0.563$$

Relación de Circularidad (R_c)

$$Rc = \frac{4A\pi}{p^2} = \frac{4(607.56)\pi}{133.41^2} = 0.429$$

Rectángulo Equivalente

$$L = \frac{Ic\sqrt{A}}{1.128} \left[1 + \sqrt{1 - 1.128/Ic^2} \right] = \frac{1.526\sqrt{607.56}}{1.128} \left[1 + \sqrt{1 - 1.128/1.526^2} \right]$$

$$= 55.823$$

$$l = \frac{Ic\sqrt{A}}{1.128} \left[1 - \sqrt{1 - 1.128/Ic^2} \right] = \frac{1.526\sqrt{607.56}}{1.128} \left[1 - \sqrt{1 - 1.128/1.526^2} \right]$$

$$= 10.884$$

4.1.3.2.2. Determinación de Parámetros de Relieve

Con apoyo del programa computacional ArcMap en su módulo Hydrology se calcula las pendientes de terreno de la cuenca Tumilaca, tal como se muestra en la Figura 54.

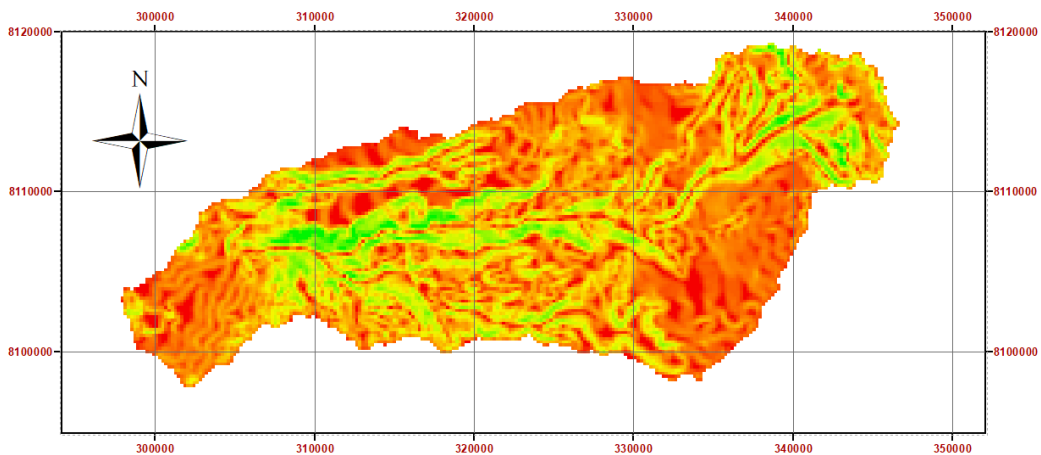


Figura 54. Diagrama de Pendientes en la Cuenca Tumilaca
Fuente: Elaboración propia – ArcMap

Con el cálculo de Pendientes de la Cuenca, se clasifica estas mismas dentro de rangos, formando siete clases, tal como se presenta en la tabla 25.

Tabla 25
Cálculo de Pendiente Media de la Cuenca Tumilaca

Nº	RANGO PENDIENTE		PROMEDI O	NÚMERO DE OCURRENCI A	PROMEDIO x OCURRENCI A
	INFERIO R	SUPERIO R			
1	0	5	2.5	1238	3095
2	5	12	8.5	2689	22856.5
3	12	18	15.0	3284	49260
4	18	24	21.0	2687	56427
5	24	32	28.0	2465	69020
6	32	44	38.0	2158	82004
7	44	100	72.0	1286	92592
Total				15807	375254.5

Fuente: Elaboración propia

Cálculo de Pendiente Media de la Cuenca

$$S_C = \frac{375,254.5}{15,807} = 23.74\%$$

Cálculo de Pendiente Media del Cauce Principal

$$S_{CP} = \frac{2,400 - 1,600}{330.54} = 5.33\%$$

El cálculo de la Curva Hipsométrica de la Cuenca Tumilaca se efectúa con el área entre curvas de nivel, tal como se muestra en la Figura 55 y con datos presentados en la tabla 26.

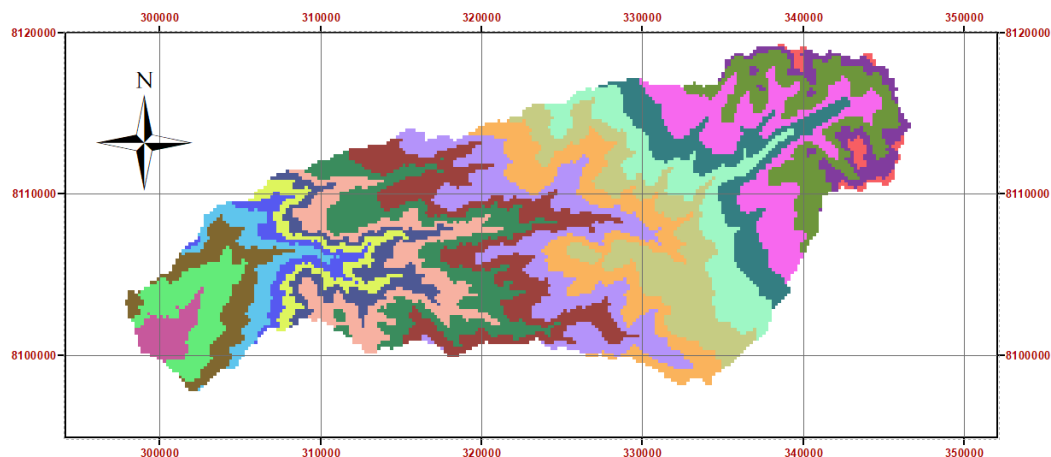


Figura 55. Cálculo de Áreas entre curvas de Nivel de la Cuenca Tumulaca.
Fuente: Elaboración propia – ArcMap

Tabla 26

Cuadro de Áreas entre Curvas de Nivel de la Cuenca Tumulaca

Nº ORDEN	COTA MIN	COTA MAX	Área Parcial (km ²)	Área Acumulada (km ²)	Área que queda sobre la superficie (km ²)	Porcentaje de área entre C.N.	Porcentaje de área sobre C.N.
1	1600	1800	9.35	9.35	607.75	1.54%	100.00%
2	1800	2000	22.50	31.85	598.40	3.70%	98.46%
3	2000	2200	21.12	52.97	575.90	3.48%	94.76%
4	2200	2400	16.39	69.36	554.78	2.70%	91.28%
5	2400	2600	12.12	81.48	538.39	1.99%	88.59%
6	2600	2800	14.96	96.44	526.27	2.46%	86.59%
7	2800	3000	21.16	117.60	511.31	3.48%	84.13%
8	3000	3200	36.24	153.84	490.15	5.96%	80.65%
9	3200	3400	46.97	200.81	453.91	7.73%	74.69%
10	3400	3600	55.05	255.86	406.94	9.06%	66.96%
11	3600	3800	56.78	312.65	351.89	9.34%	57.90%
12	3800	4000	52.01	364.66	295.10	8.56%	48.56%
13	4000	4200	55.40	420.05	243.09	9.12%	40.00%
14	4200	4400	41.36	461.41	187.70	6.80%	30.88%
15	4400	4600	36.74	498.15	146.34	6.05%	24.08%
16	4600	4800	46.93	545.08	109.60	7.72%	18.03%
17	4800	5000	41.59	586.67	62.67	6.84%	10.31%
18	5000	5200	16.66	603.33	21.08	2.74%	3.47%
19	5200	5400	4.42	607.75	4.42	0.73%	0.73%

Fuente: Elaboración propia

Con la distribución de áreas entre curvas de Nivel, se elabora la Curva Hipsométrica respectiva (figura 56) y el Diagrama de Frecuencias Altimétricas (figura 57)

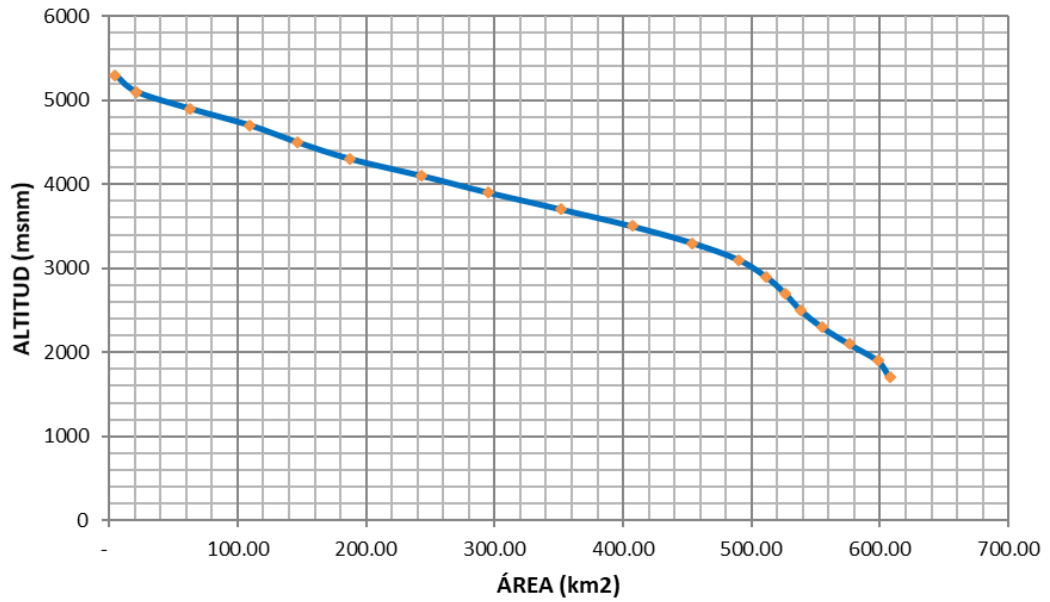


Figura 56. Curva Hipsométrica de la Cuenca Tumilaca.
Fuente: Elaboración propia

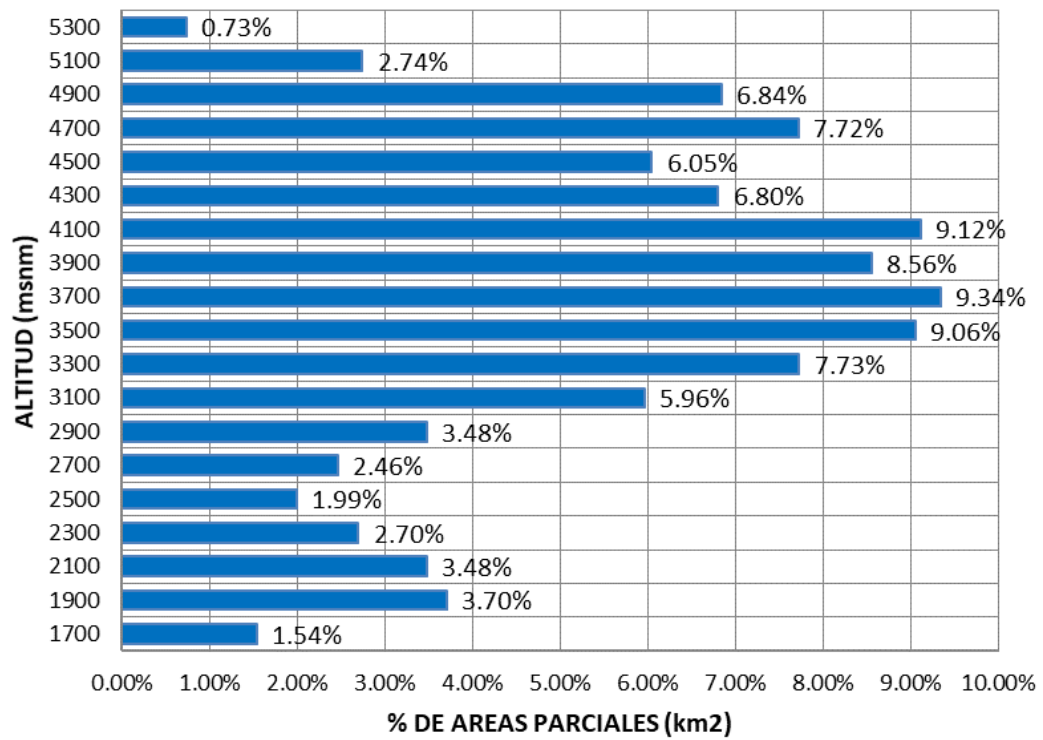


Figura 57. Diagrama de Frecuencias Altimétricas.
Fuente: Elaboración propia

Por razones de cálculo hidrológico, se discretiza la cuenca Tumilaca, dividiéndolo en cuatro (04) sub cuencas, a los mismos que se obtuvo sus parámetros hidrológicos. Como se muestra en la tabla 27, la cuenca Tumilaca se discretizan en las Subcuencas Tumilaca, Coscori, Asana y Huancanane.

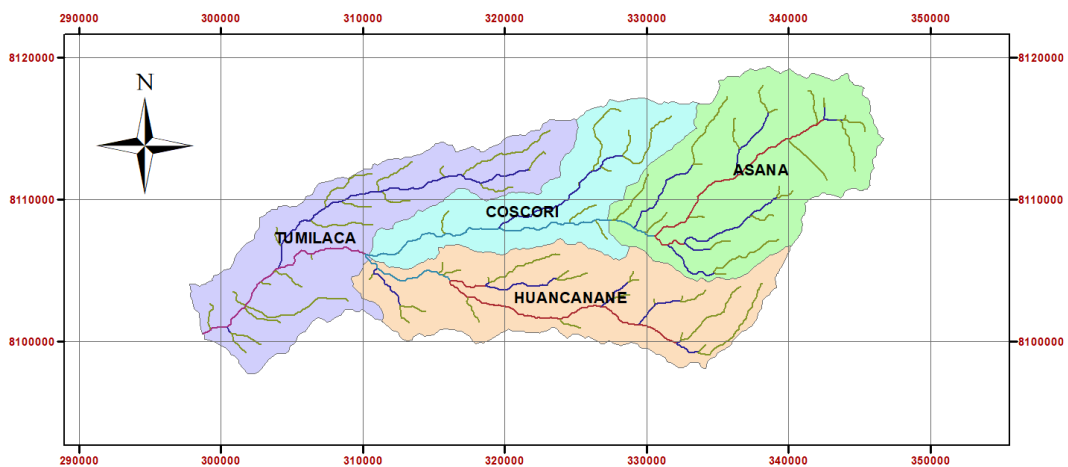


Figura 58. Discretización de Cuenca Tumilaca.

Fuente: Elaboración propia - ArcMap

Aplicando la misma metodología de cálculo desarrollado para la cuenca Tumilaca, se efectuó el cálculo de parámetros Geomorfológicos de las cuatro subcuencas discretizadas.

Tabla 27
Parámetros geomorfológicos de Sub-Cuencas discretizadas de cuenca Tumilaca

PARÁMETROS	UND	SUBCUENCA							
		TUMILA CA	COSCO RI	ASANA	HUANCA NANAE				
Superficie Total de la Cuenca	Km ²	159.508	107.441	177.923	162.688				
Perímetro	Km	83.713	67.680	59.310	78.817				
Coeficiente de Compacidad	1	1.869	1.841	1.254	1.743				
RELACIONES DE FORMA	Factor de Forma	Longitud (// al curso más largo)	Km	16.989	19.966	25.442			
				13.034					
		Ancho Medio	Km	12.238	6.324	8.911	6.394		
		Factor de Forma	1	0.939	0.372	0.446	0.251		
		Radio de Elongación	1	0.470	0.455	0.754	0.566		
		Relación de Circularidad	1	0.286	0.295	0.636	0.329		
		RECTÁNGULO EQUIVALENTE	Lado Mayor	Km	37.62	30.29	21.30	34.72	
			Lado Menor	Km	4.24	3.55	8.35	4.69	
		SISTEMA DE DRENAJE	Grado de ramificación	de Orden 1	Km	55.380	21.309	47.450	41.169
						22.448	11.246	28.945	18.096
Longitud Total	Orden 2			Km			18.330	21.086	
	Orden 3			Km		18.033	4.589	7.454	
	Orden 4			Km	15.002				
Número de Ríos para diferentes grados de Ramificación	Orden 1			1	20.00	7.00	22.00	22.00	
	Orden 2			1	2.00	1.00	7.00	7.00	
	Orden 3			1			2.00	2.00	
	Orden 4			1		1.00	1.00	1.00	
	Orden 5			1	1.00				
Longitud Total de los Ríos de diferentes grados	Km	92.830	50.588	99.314	87.805				
Número de ríos según grados	1	23.00	9.00	32.00	32.00				
Longitud de ríos principales	Km	14.819	17.942	24.959	35.075				
Densidad de drenaje	Km/Km ²	0.582	0.471	0.558	0.540				

Fuente: Elaboración propia

4.1.3.3. Cálculo de Tiempo de Concentración

Con fines del cálculo de la esorrentía de cada Sub cuenca de análisis, se halla el Tiempo de Concentración por el Método de Kirpich, Temez, Giandotti, Ven Te Chow y Hathway.

Tabla 28
Cálculo de Tiempo de Concentración

Datos	UND	TUMILACA	COSCORI	ASANA	HUANCANANE
Longitud de Afluyente	m	32919	29565	26289	29085
Cota Máxima	m.s.n.m.	4308	4858	5343	4024
Cota Mínima	m.s.n.m.	1576	2340	3485	2340
Desnivel	m	2732	2518	1858	1684
Pendiente	m/m	0.0830	0.0852	0.0707	0.0579
Coefficiente de Rugosidad		0.2000	0.2000	0.2000	0.2000
Área	km ²	159.51	107.44	177.92	162.69
Tiempo de Concentración					
Kirpich	horas	2.55	2.32	2.28	2.66
Temez	horas	6.85	6.28	5.95	6.68
Giandotti	horas	2.39	2.14	2.69	2.88
Ven Te Chow	horas	5.67	5.25	5.16	5.87
Hathaway	horas	2.62	2.47	2.45	2.69
Promedio	horas	4.01	3.69	3.71	4.16
	min	240.82	221.52	222.40	249.34

Fuente: Elaboración propia

4.1.3.4. Análisis y tratamiento de Pluviometría

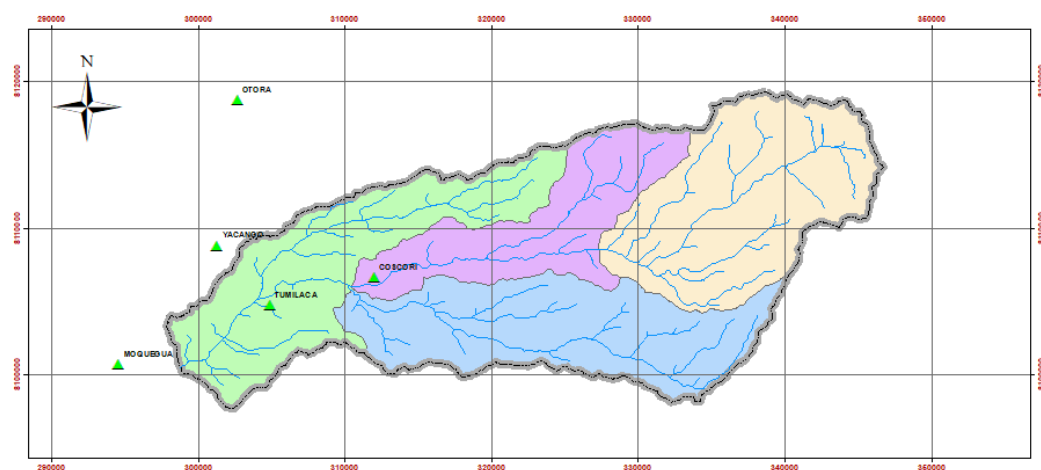
De acuerdo a la ubicación del proyecto y las cuencas de aporte, se ha ubicado un total de 05 estaciones pluviométricas cercanas ver figura 59, las mismas que no todas estas cuentan con información completa o de varios años como se detalla en el cuadro 29.

Tabla 29*Estaciones cercanas a la zona de estudio.*

Nº	ESTACIÓN	LATITUD	LONGITUD	ALTITUD	TIPO	PERIODO REGISTRADO
1	Yacango	17°5'47.8"	70°52'3.1"	2091	Convencional meteorológica	1964 - 2018
2	Moquegua	17°10'9"	70°55'54"	1450	Convencional Meteorológica	1931 – 1956 / 1965 – 2018
3	Umalso	16°52'30"	70°25'25"	4609	Convencional meteorológica	1965 - 2018
4	Tumilaca	17°8'1"	70°50'1"	2057	Convencional meteorológica	1965 / 1969 – 1973 / 2004 - 2018
5	Coscori	17°7'1"	70°46'1"	2755	Convencional-meteorológica	1964 – 1984

Fuente: SENAMHI

Estas estaciones son administradas en su totalidad por SENAMHI, siendo que la mayoría de estas estaciones se encuentran dentro de la Cuenca Ilo-Moquegua a excepción de la estación Carumas que se encuentra dentro de la cuenca Tambo y la Estación Umalso está en la cuenca Locumba (ver figura 59)

**Figura 59.** Ubicación de Estaciones Meteorológicas cercanas a la zona de Estudio

Fuente: Elaboración propia - ArcMap

En la Tabla 30, se presentan las Precipitaciones Máximas en 24 horas en función al tratamiento de datos obtenidos del SENAMHI.

Tabla 30

Precipitación máxima en 24 horas de las Estaciones Meteorológicas cercanas a la zona de estudio.

AÑO	Moquegua	Coscori	Tumilaca	Yacango	Umalso
1964	13.20	5.63	1.74	3.60	25.17
1965	4.30	0.50	18.20	16.20	10.00
1966	0.80	0.60	4.94	2.90	15.20
1967	6.30	9.00	1.58	17.50	48.72
1968	2.50	4.10	2.77	9.50	19.00
1969	0.20	8.80	0.08	0.00	28.10
1970	0.40	5.00	0.00	0.00	22.60
1971	3.80	21.00	0.04	14.00	45.87
1972	6.40	9.00	11.00	13.50	20.00
1973	4.70	66.00	0.00	27.70	18.00
1974	15.80	35.00	0.54	30.00	24.10
1975	19.40	45.00	0.25	22.00	19.70
1976	14.00	14.00	2.05	13.30	17.00
1977	2.40	17.00	7.41	8.80	20.10
1978	1.40	3.50	2.48	3.50	12.90
1979	0.40	8.00	0.04	1.00	13.00
1980	20.60	16.00	0.42	0.00	9.70
1981	0.90	15.00	1.53	16.24	10.20
1982	9.20	0.00	0.34	1.20	14.10
1983	2.90	2.50	3.44	0.00	7.40
1984	21.20	2.40	1.56	2.80	26.10
1985	2.90	1.82	7.41	3.10	3.70
1986	24.00	7.24	6.01	19.30	10.20
1987	0.90	32.27	2.16	0.26	11.10
1988	1.00	24.14	6.34	0.55	13.10
1989	2.38	6.77	2.98	24.00	26.80
1990	0.00	14.36	0.69	7.10	12.22
1991	1.63	5.20	0.65	0.00	13.20
1992	0.00	21.27	0.95	0.00	13.85

AÑO	Moquegua	Coscori	Tumilaca	Yacango	Umalso
1993	0.00	25.60	0.23	0.00	14.40
1994	0.00	6.97	1.02	0.00	17.00
1995	21.10	17.69	0.25	10.00	6.00
1996	0.00	0.45	2.86	4.20	12.10
1997	9.40	13.61	2.77	15.60	31.50
1998	2.90	42.90	0.22	4.20	26.30
1999	4.40	1.04	0.35	12.10	27.70
2000	6.00	15.25	3.45	20.60	15.00
2001	9.30	5.74	7.41	14.50	26.90
2002	7.80	1.77	0.28	11.70	23.40
2003	0.30	2.03	0.39	3.80	16.10
2004	4.60	6.26	0.10	10.70	25.10
2005	1.20	15.50	4.50	6.20	23.00
2006	2.40	9.06	0.00	6.20	21.00
2007	5.70	2.72	10.00	24.80	32.70
2008	5.00	7.70	4.00	7.00	12.80
2009	1.20	6.89	0.00	2.50	16.60
2010	4.30	6.99	3.00	1.50	12.80
2011	5.40	8.36	16.00	17.60	26.40
2012	11.30	6.74	12.00	28.00	15.40
2013	4.30	14.24	4.00	11.00	14.50
2014	1.50	7.75	2.00	6.40	13.30
2015	16.10	23.08	13.00	30.10	25.00
2016	3.30	7.69	0.50	4.80	19.80
2017	8.00	13.00	12.00	18.60	20.00
2018	2.20	3.25	1.80	4.20	16.10

Fuente: Elaboración propia

4.1.3.5. Distribuciones de Probabilidad

Con el fin de determinar la altura de precipitación Máxima y apoyado en el Software Hydrognomon 4 se buscó que la distribución de probabilidad se ajustara mejor a los datos presentados, como se presenta en la tabla 31 hasta la tabla 35.

Tabla 31*Distribución de probabilidad de la Estación Meteorológica Moquegua*

Distribución/ Periodo de Retorno	50	100	200	500	1000
Normal	19.78	21.59	23.25	25.26	26.67
Normal (L-Moments)	18.71	20.38	21.91	23.76	25.06
LogNormal	25.41	32.33	40.30	52.64	63.49
Galton	23.71	27.60	31.56	36.92	41.09
Exponential	25.49	30.10	34.71	40.81	45.42
Exponential (L-Moments)	26.26	31.06	35.85	42.19	46.98
Gamma	25.83	30.68	35.56	42.03	46.93
Pearson III	23.96	27.64	31.26	35.96	39.46
Log Pearson III	59.10	91.75	139.11	234.46	342.08
EV1-Max (Gumbel)	23.37	26.99	30.60	35.36	38.96
EV2-Max	19.88	26.40	35.04	50.89	67.48
EV1-Min (Gumbel)	16.19	17.04	17.76	18.59	19.14
EV3-Min (Weibull)	25.90	30.93	36.02	42.84	48.05

Fuente: Elaboración propia – Hydrognomon 4

Tabla 32*Distribución de probabilidad de la Estación Meteorológica Tumulaca*

Distribución / Periodo de Retorno	50	100	200	500	1000
Normal	14.77	16.22	17.55	19.15	20.28
Normal (L-Moments)	12.96	14.17	15.28	16.62	17.56
LogNormal	18.85	24.97	32.29	44.09	54.86
Galton	18.89	22.98	27.35	33.60	38.71
Exponential	19.33	23.01	26.70	31.56	35.25
Exponential (L-Moments)	18.42	21.89	25.36	29.94	33.40
Gamma	20.35	24.86	29.45	35.59	40.29
Pearson III	19.70	23.65	27.62	32.90	36.90
Log Pearson III	65.70	119.20	209.56	425.45	710.55
EV1-Max (Gumbel)	17.64	20.53	23.41	27.22	30.09
EV2-Max	13.36	18.10	24.49	36.48	49.31
EV1-Min (Gumbel)	11.91	12.58	13.16	13.82	14.26
EV3-Min (Weibull)	20.30	25.31	30.60	37.98	43.82

Fuente: Elaboración propia – Hydrognomon 4

Tabla 33*Distribución de probabilidad de la Estación Meteorológica Yacango*

Distribución / Periodo de Retorno	50	100	200	500	1000
Normal	28.02	30.45	32.68	35.37	37.26
Normal (L-Moments)	27.89	30.30	32.51	35.18	37.06
LogNormal	35.64	44.10	53.59	67.88	80.11
Galton	31.42	35.41	39.30	44.35	48.12
Exponential	35.67	41.85	48.03	56.20	62.38
Exponential (L-Moments)	38.79	45.71	52.64	61.78	68.71
Gamma	35.21	41.08	46.92	54.62	60.43
Pearson III	31.45	35.29	38.98	43.69	47.13
Log Pearson III	121.29	206.52	346.41	674.31	1 104.19
EV1-Max (Gumbel)	32.83	37.69	42.52	48.91	53.73
EV2-Max	29.81	38.94	50.82	72.20	94.15
EV1-Min (Gumbel)	23.21	24.35	25.32	26.43	27.17
EV3-Min (Weibull)	35.08	40.74	46.33	53.63	59.10

Fuente: Elaboración propia – Hydrognomon 4

Tabla 34*Distribución de probabilidad de la Estación Meteorológica Coscori*

Distribución / Periodo de Retorno	50	100	200	500	1000
Normal	38.12	41.55	44.70	48.51	51.18
Normal (L-Moments)	34.57	37.54	40.25	43.54	45.84
LogNormal	48.87	61.61	76.17	98.48	117.93
Galton	47.80	57.36	67.57	82.11	93.96
Exponential	48.93	57.67	66.40	77.94	86.68
Exponential (L-Moments)	47.97	56.47	64.97	76.22	84.72
Gamma	49.15	58.04	66.94	78.72	87.64
Pearson III	49.61	58.83	68.08	80.37	89.69
Log Pearson III	106.28	166.50	255.71	440.29	654.69
EV1-Max (Gumbel)	44.92	51.78	58.62	67.64	74.45
EV2-Max	39.09	51.65	68.19	98.38	129.77
EV1-Min (Gumbel)	31.32	32.92	34.30	35.87	36.91
EV3-Min (Weibull)	49.24	58.24	67.29	79.30	88.42

Fuente: Elaboración propia – Hydrognomon 4

Tabla 35*Distribución de probabilidad de la Estación Meteorológica Umalso*

Distribución / Periodo de Retorno	50	100	200	500	1000
Normal	36.50	38.83	40.97	43.55	45.36
Normal (L-Moments)	35.61	37.82	39.84	42.29	44.01
LogNormal	41.80	47.01	52.33	59.60	65.30
Galton	41.34	46.18	51.08	57.68	62.78
Exponential	43.84	49.76	55.69	63.52	69.44
Exponential (L-Moments)	45.60	51.94	58.28	66.67	73.01
Gamma	40.31	44.24	48.03	52.90	56.48
Pearson III	41.61	46.19	50.68	56.50	60.83
Log Pearson III	50.45	60.25	71.32	88.20	102.92
EV1-Max (Gumbel)	41.12	45.77	50.41	56.53	61.15
EV2-Max	42.25	50.68	60.75	77.15	92.43
EV1-Min (Gumbel)	31.89	32.98	33.92	34.98	35.68
EV3-Min (Weibull)	38.19	40.93	43.44	46.49	48.63

Fuente: Elaboración propia – Hydrognomon 4

En resumen, en la tabla 36 se presenta la probabilidad mejor ajustada para cada estación Meteorológica, en distintos periodos de Retorno.

Tabla 36*Precipitación máxima en 24 horas en Estaciones según Periodo de Retorno*

Estación	Probabilidad Adoptada	50	100	200	500	1000
		Moquegua	Weibull	29.27	34.95	40.70
Tumilaca	Gamma	21.17	25.86	30.62	37.01	41.90
Yacango	Pearson III	36.48	42.37	48.19	55.78	61.46
Coscori	Gamma	51.12	60.36	69.62	81.87	91.15
Umalso	LogNormal	43.48	48.89	54.43	61.99	67.91

Fuente: Elaboración propia

4.1.3.6. Polígonos de Thiessen

El cálculo de Polígonos de Thiessen distribuye el cálculo de precipitaciones de cada estación a cada subcuena discretizada. Como se muestra en la Figura 60 se calculó los polígonos de Thiessen.

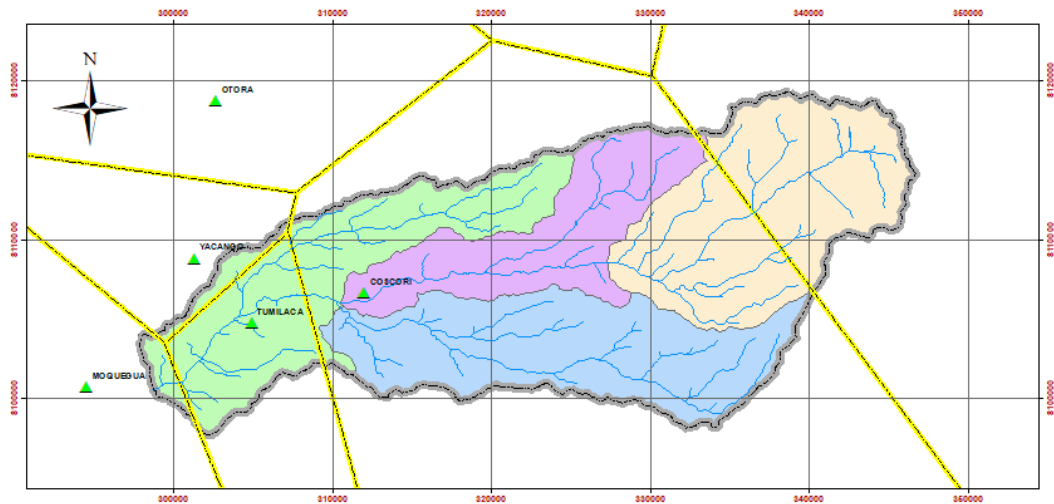


Figura 60. Elaboración de Polígonos de Thiessen
Fuente: Elaboración propia – ArcMap

Como primer paso para el cálculo de precipitaciones máximas en cada subcuena, se calcula las áreas de participación que tiene cada estación pluviométrica sobre cada subcuena analizada, como se muestra en la tabla 37.

Tabla 37
Área de Participación según Estación Pluviométrica

ESTACIÓN	Áreas (km ²)			
	TUMILACA	HUANCANANE	COSCORI	ASANA
Moquegua	7.452			
Tumilaca	65.337			
Yacango	9.501			
Coscori	77.218	162.688	106.997	80.855
Umalzo			0.444	97.068
Total	159.508	162.688	107.441	177.923

Fuente: Elaboración propia

Con los datos de la tabla 36 y tabla 37, se obtienen las precipitaciones para cada subcuena discretizada, presentado en la tabla 38.

Tabla 38

Precipitación máxima en 24 horas en Cuenca Tumulaca

Tr	Tumulaca	Huancanane	Coscori	Asana
50	36.96	51.12	51.09	46.95
100	43.97	60.36	60.31	54.10
200	51.02	69.62	69.56	61.33
500	60.38	81.87	81.79	71.02
1000	67.49	91.15	91.05	78.47

Fuente: Elaboración propia

4.1.3.7. Cálculo de Intensidades

El cálculo de Intensidades se desarrolló con el Método SCS, obteniendo los resultados que se presentan en la tabla 39, 40, 41 y 42:

Tabla 39

Intensidad Máxima en Subcuena Tumulaca para varios periodos de Retorno

Duración (min)	Duración (hr)	Periodo de Retorno				
		50	100	200	500	1000
30	0.50	28.09	33.42	38.78	45.89	51.29
60	1.00	16.71	19.87	23.06	27.29	30.51
90	1.50	12.32	14.66	17.01	20.13	22.50
120	2.00	9.92	11.81	13.70	16.21	18.12
150	2.50	8.40	9.99	11.59	13.72	15.33
180	3.00	7.33	8.72	10.12	11.98	13.39
210	3.50	6.53	7.76	9.01	10.66	11.92
240	4.00	5.90	7.02	8.15	9.65	10.78
270	4.50	5.40	6.42	7.45	8.82	9.85
300	5.00	4.99	5.93	6.88	8.15	9.11
330	5.50	4.64	5.52	6.41	7.58	8.47
360	6.00	4.35	5.18	6.01	7.11	7.95
390	6.50	4.10	4.88	5.66	6.70	7.49
420	7.00	3.88	4.62	5.36	6.34	7.09

Duración (min)	Duración (hr)	Periodo de Retorno				
		50	100	200	500	1000
450	7.50	3.69	4.38	5.09	6.02	6.73
480	8.00	3.51	4.18	4.85	5.74	6.41
510	8.50	3.35	3.99	4.63	5.48	6.12
540	9.00	3.21	3.82	4.43	5.25	5.86
570	9.50	3.08	3.67	4.26	5.04	5.63
600	10.00	2.97	3.53	4.10	4.85	5.42

Fuente: Elaboración propia

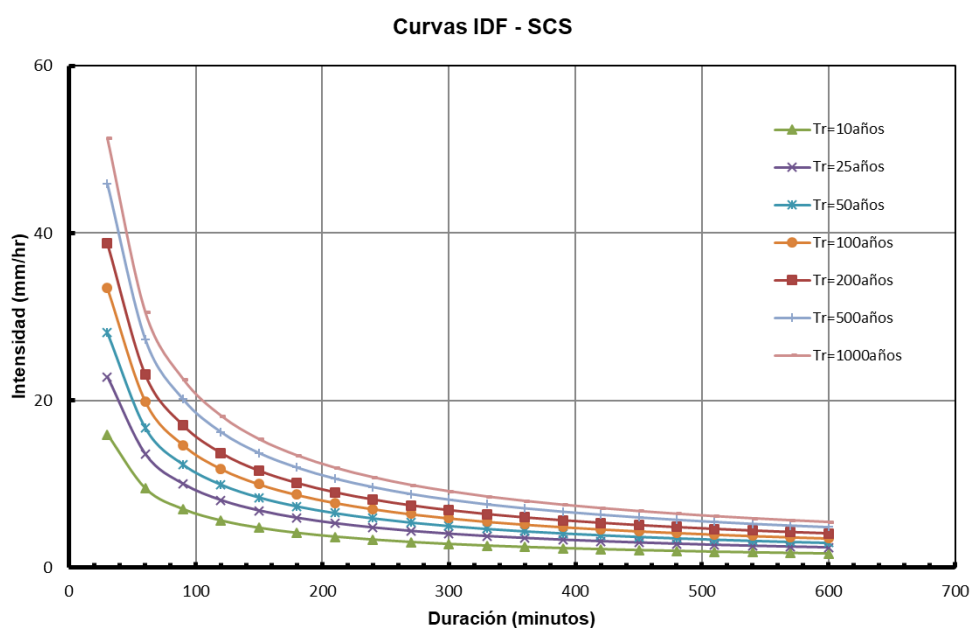


Figura 61. Curvas IDF Subcuenca Tumilaca

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 40

Intensidad Máxima en Subcuenca Huancanane

Duración (min)	Duración (hr)	Periodo de Retorno				
		50	100	200	500	1000
30	0.50	38.85	45.87	52.91	62.22	69.27
60	1.00	23.11	27.28	31.47	37.01	41.20
90	1.50	17.04	20.12	23.21	27.29	30.38
120	2.00	13.73	16.21	18.69	21.98	24.47
150	2.50	11.61	13.71	15.82	18.60	20.71
180	3.00	10.14	11.97	13.81	16.24	18.08
210	3.50	9.03	10.66	12.29	14.46	16.09

Duración (min)	Duración (hr)	Periodo de Retorno				
		50	100	200	500	1000
240	4.00	8.17	9.64	11.12	13.08	14.56
270	4.50	7.46	8.81	10.16	11.95	13.31
300	5.00	6.90	8.14	9.39	11.05	12.30
330	5.50	6.42	7.58	8.74	10.28	11.45
360	6.00	6.02	7.11	8.20	9.64	10.73
390	6.50	5.67	6.70	7.73	9.09	10.11
420	7.00	5.37	6.34	7.31	8.60	9.58
450	7.50	5.10	6.02	6.94	8.16	9.09
480	8.00	4.86	5.73	6.61	7.78	8.66
510	8.50	4.64	5.48	6.32	7.43	8.27
540	9.00	4.44	5.24	6.05	7.11	7.92
570	9.50	4.26	5.04	5.81	6.83	7.60
600	10.00	4.10	4.85	5.59	6.57	7.32

Fuente: Elaboración propia

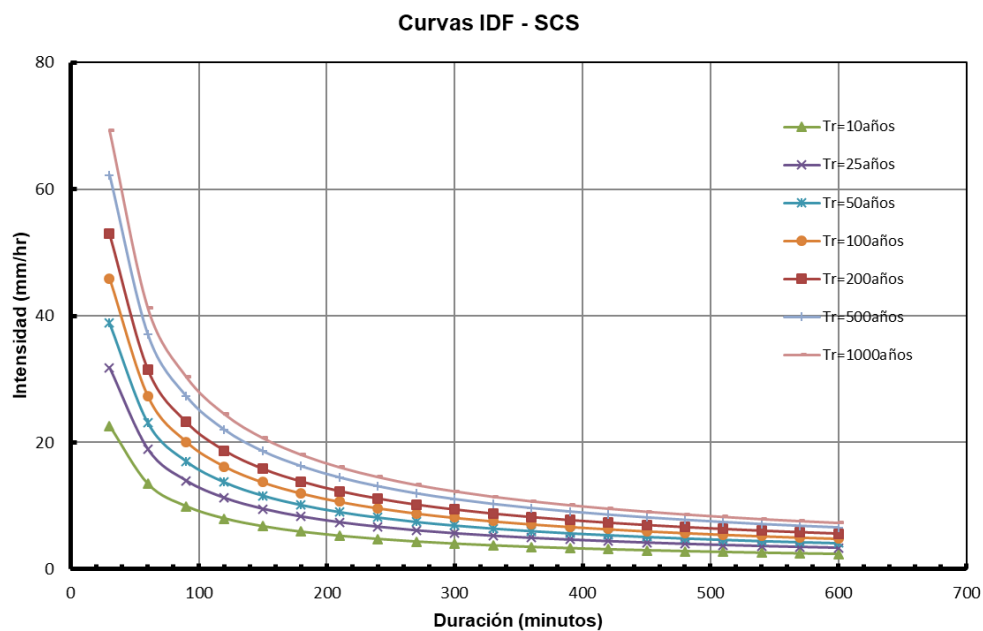


Figura 62. Curvas IDF Subcuenca Huancanane

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 41

Intensidad Máxima en Subcuenca Coscori

Duración (min)	Duración (hr)	Periodo de Retorno				
		50	100	200	500	1000
30	0.50	38.83	45.84	52.87	62.16	69.20
60	1.00	23.09	27.26	31.44	36.97	41.15
90	1.50	17.03	20.10	23.19	27.26	30.35
120	2.00	13.72	16.19	18.68	21.96	24.45
150	2.50	11.61	13.70	15.80	18.58	20.69
180	3.00	10.13	11.96	13.80	16.22	18.06
210	3.50	9.02	10.65	12.28	14.44	16.08
240	4.00	8.16	9.63	11.11	13.07	14.55
270	4.50	7.46	8.81	10.16	11.94	13.29
300	5.00	6.89	8.14	9.39	11.04	12.28
330	5.50	6.42	7.57	8.73	10.27	11.43
360	6.00	6.02	7.10	8.19	9.63	10.72
390	6.50	5.67	6.69	7.72	9.08	10.10
420	7.00	5.37	6.34	7.31	8.59	9.57
450	7.50	5.09	6.01	6.94	8.16	9.08
480	8.00	4.85	5.73	6.61	7.77	8.65
510	8.50	4.64	5.47	6.31	7.42	8.26
540	9.00	4.44	5.24	6.04	7.11	7.91
570	9.50	4.26	5.03	5.80	6.82	7.60
600	10.00	4.10	4.84	5.58	6.57	7.31

Fuente: Elaboración propia

Curvas IDF - SCS

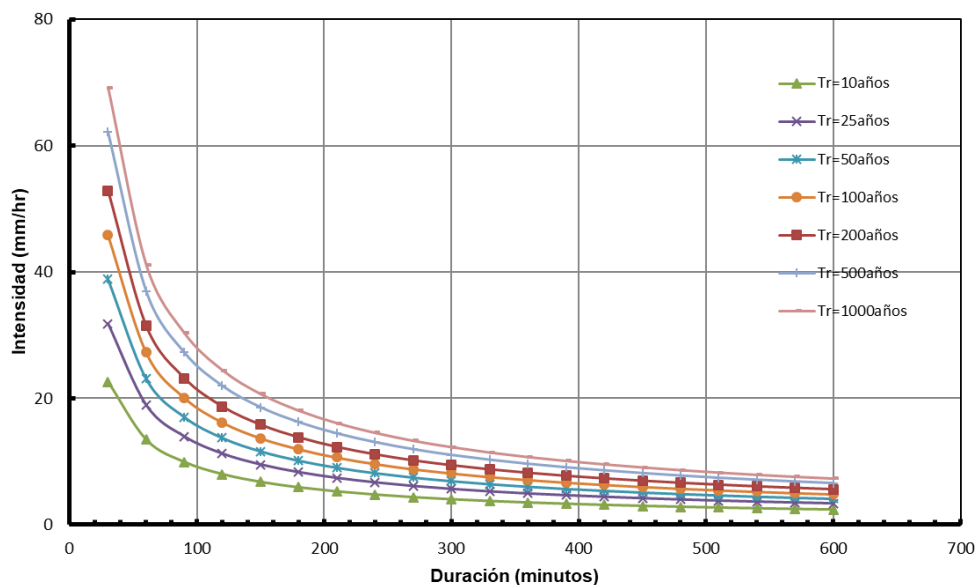


Figura 63. Curvas IDF Subcuenca Coscori
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 42
Intensidad Máxima en Subcuenca Asana

Duración (min)	Duración (hr)	Periodo de Retorno				
		50	100	200	500	1000
30	0.50	35.68	41.12	46.61	53.98	59.64
60	1.00	21.22	24.45	27.72	32.10	35.47
90	1.50	15.65	18.03	20.44	23.67	26.16
120	2.00	12.61	14.53	16.47	19.07	21.07
150	2.50	10.67	12.29	13.93	16.14	17.83
180	3.00	9.31	10.73	12.16	14.09	15.56
210	3.50	8.29	9.55	10.83	12.54	13.86
240	4.00	7.50	8.64	9.80	11.35	12.54
270	4.50	6.85	7.90	8.95	10.37	11.46
300	5.00	6.33	7.30	8.27	9.58	10.59
330	5.50	5.90	6.79	7.70	8.92	9.85
360	6.00	5.53	6.37	7.22	8.36	9.24
390	6.50	5.21	6.00	6.81	7.88	8.71
420	7.00	4.93	5.68	6.44	7.46	8.24
450	7.50	4.68	5.39	6.12	7.08	7.82
480	8.00	4.46	5.14	5.83	6.75	7.45

Duración (min)	Duración (hr)	Periodo de Retorno				
		50	100	200	500	1000
510	8.50	4.26	4.91	5.56	6.44	7.12
540	9.00	4.08	4.70	5.33	6.17	6.82
570	9.50	3.92	4.51	5.12	5.92	6.55
600	10.00	3.77	4.34	4.92	5.70	6.30

Fuente: Elaboración propia

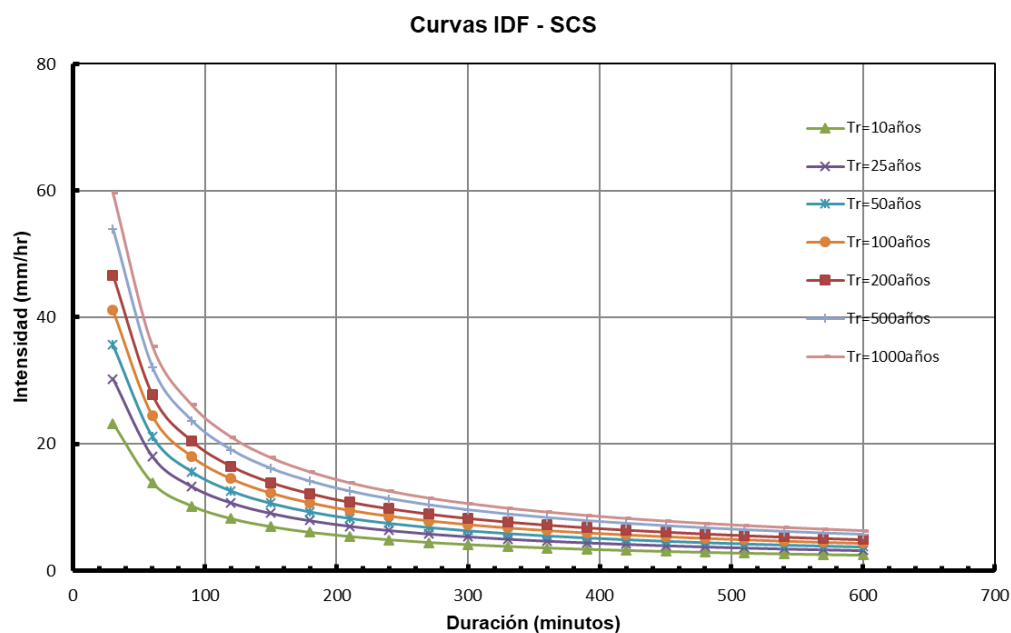


Figura 64. Curvas IDF Subcuenca Asana

Fuente: Elaboración propia.

4.1.3.8. Cálculo de Numero de Curva

El número de Curva, está determinado, en función a la cobertura vegetal existente en la cuenca de estudio, como se muestra en la figura 65, la Subcuenca Tumilaca, presenta diferentes tipos de cobertura, por tal es necesario calcular el aporte tributario sobre cada subcuenca de estudio, tal como se muestra en la tabla 43.

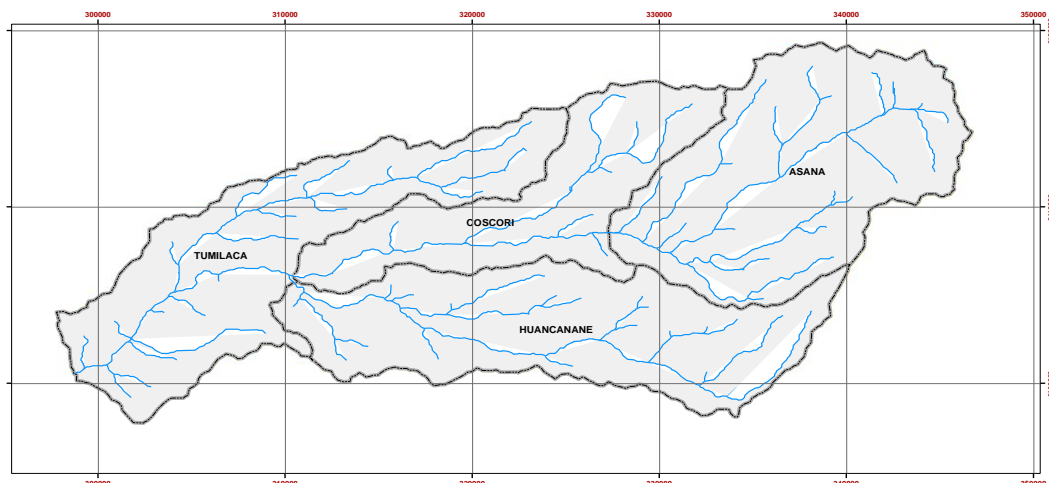


Figura 65. Cobertura Vegetal en Cuenca Tumulaca
Fuente: Elaboración propia – ArcMap.

Tabla 43
Cálculo de Número de Curva en Cuenca Tumulaca

Cobertura Vegetal	CN	Área (km ²)			
		Tumulaca	Huancanane	Coscori	Asana
• Agricultura costera y andina	78	6.169	0.452	1.335	
• Área altoandina con escasa y sin vegetación	80		5.112	16.560	131.636
• Bofedal	96				2.219
• Bosque relicto altoandino	77	0.073	0.421		3.031
• Cardonal	74	71.897	9.375	7.260	
• Centro minero	85	6.915			
• Desierto costero	68	14.422			
• Glaciar	100				1.545
• Lagunas, lagos y Cochas	100	0.018		0.056	0.102
• Matorral arbustivo	73	49.969	102.457	53.707	5.918
• Pajonal andino	76	9.207	44.872	28.523	33.472
• Plantación Forestal	70	0.839			
Área Total		159.509	162.689	107.441	177.923
Número de Curva		73.87	74.13	75.02	79.35

Fuente: Elaboración propia.

4.1.3.9. *Cálculo de Caudales Máximos*

Dato necesario para desarrollar el Análisis de Inundación, es el Caudal de Diseño. Para la Presente tesis, se tomó en consideración periodos de Retorno con el fin de evaluar las probabilidades de ocurrencia y su afectación.

Apoyado del Software HEC HMS se desarrolló el análisis Hidrológico Computacional, obteniendo los datos que se detallan en la tabla 44.

Tabla 44
Caudal Máximo según Periodo de Retorno.

Tr (años)	Caudal (m³/s)
50	73.6
100	111.7
200	156.9
500	226.1
1000	285.6

Fuente: Elaboración propia.

4.1.4. **Cálculos Hidráulicos**

4.1.4.1. *Coefficiente de Rugosidad*

Determinar el correcto Coeficiente de Rugosidad es de gran importancia para el proceso de cálculo y/o modelamiento Hidráulico, ya que su valor influye directamente en el Tirante de Agua (ver tabla 45).

Tabla 45
Coefficiente de Rugosidad

Tramo	Coefficiente de Rugosidad
Río Tumilaca	0.034

Fuente: Elaboración propia.

4.1.4.2. *Pendiente del cauce*

Con el Levantamiento topográfico desarrollado, se tramifica las pendientes obtenidas en el eje de cauce del Río Tumilaca, presentados en la tabla 46.

Tabla 46
Tramificación de Pendientes Longitudinales del Eje de Cauce

No.	PVI Station	Longitud Parcial (a)	PVI Elevation	Pendiente (b)	Factor Participación C=(a*b)
1	0+000		1,544.50		
2	0+289	289.21	1,533.04	-3.96%	11.453
3	0+450	160.49	1,528.65	-2.73%	4.381
4	1+079	628.9	1,502.68	-4.13%	25.974
5	1+630	551.8	1,482.15	-3.72%	20.527
6	1+806	175.14	1,475.04	-4.06%	7.111
7	2+221	415.26	1,460.19	-3.57%	14.825
8	2+242	21.32	1,457.43	-12.97%	2.765
9	2+416	173.76	1,453.38	-2.33%	4.049
10	2+852	435.67	1,437.24	-3.71%	16.163
11	3+578	726.48	1,410.85	-3.63%	26.371
12	3+679	101.05	1,408.35	-2.48%	2.506
13	3+901	221.76	1,399.45	-4.01%	8.893
14	4+400	498.81	1,384.00	-3.10%	15.463
15	4+766	366.78	1,373.62	-2.83%	10.380
16	4+989	222.81	1,365.44	-3.67%	8.177
17	5+069	79.44	1,363.88	-1.96%	1.557
18	5+218	149.08	1,358.36	-3.71%	5.531
19	5+523	305.06	1,347.98	-3.40%	10.372
20	5+832	308.92	1,338.39	-3.11%	9.607
21	6+202	370.42	1,327.37	-2.98%	11.039
22	6+604	402.01	1,314.44	-3.22%	12.945
23	6+866	261.77	1,307.08	-2.81%	7.356
24	7+395	528.62	1,292.84	-2.69%	14.220

Fuente: Elaboración propia.

Para determinar la pendiente media, se aplica el promedio aritmético de las pendientes por tramos.

$$S = \frac{\sum_i^n L_i x S_i}{\sum_i^n L_i} = \frac{251.663}{7,395} = 3.40\%$$

4.1.4.3. Caudal Sólido

Una variable de gran importancia al momento de efectuar cálculos hidráulicos en ríos, es el transporte de sedimentos, los cuales influyen directamente en las características hidráulicas de este.

También Conocido como caudal sólido, el volumen bajo este concepto puede en ciertos casos incrementar considerablemente el caudal total que transita por la zona de estudio.

En cauces Montañosos como es la zona de estudio, con una pendiente promedio de 3.40%, pendiente alta en ríos, es de gran importancia la consideración de este incremento de caudal, ya que en estos cauces el caudal sólido que transporta puede superar fácilmente el 10% del caudal líquido.

Para determinar caudal sólido o el Transporte de Sedimentos, en el presente trabajo de Investigación, se calculó aplicando dos métodos:

- El método de Bathurst que considera el transporte de sedimentos, tomando en principio la indicación de movimiento y exceso de caudal con respecto al caudal crítico
- El método de Aguirre considera que el caudal sólido es el resultado de todo el caudal que se produce después que el caudal total supera las condiciones

críticas de iniciación de movimiento, tomando en consideración el efecto de pendiente, profundidad y velocidad media.

En resumen, aplicando ambos métodos, se obtienen los datos de la tabla 47.

Tabla 47
Caudal Sólido en Río Tumulaca

Tr	Caudal Líquido (m ³ /s)	Caudal Sólido (m ³ /s)	
		Bathurst	Aguirre
50	73.6	0.46	5.80
100	111.7	0.69	13.35
200	156.9	0.98	26.34
500	226.1	1.41	54.69
1000	285.6	1.78	87.26

Fuente: Elaboración propia.

Tal como se presenta en la tabla 43, el método de Aguirre, es el que presenta resultados más confiables, de acuerdo al análisis desarrollado en campo ante las distintas eventualidades, donde el caudal sólido tuvo gran influencia en el comportamiento del Río y sus desbordes.

4.1.4.4. Caudal de Diseño

Para el presente trabajo de investigación no solo se propone el análisis con un caudal dominante o caudal crítico, más bien se plantea el análisis hidráulico antes diferentes solicitaciones y/o caudales en función al periodo de retorno.

Empleado los resultados de Método de Aguirre para el cálculo de Caudal Sólido, se adicionan estos al caudal líquido, obteniendo como los caudales presentados en la tabla 48.

Tabla 48
Calculo de Caudal de Diseño

Tr	Caudal Líquido (m3/s)	Caudal Sólido (m3/s)	Caudal Total (m3/s)	Porcentaje de Incremento
50	73.6	5.80	79.40	7.88%
100	111.7	13.35	125.05	11.95%
200	156.9	26.34	183.24	16.78%
500	226.1	54.69	280.79	24.19%
1000	285.6	87.26	372.86	30.55%

Fuente: Elaboración propia.

En función a la tabla 45, se puede apreciar que, a mayor caudal líquido, también se presenta un incremento exponencial en el caudal sólido, tal como se aprecia en la figura 66.

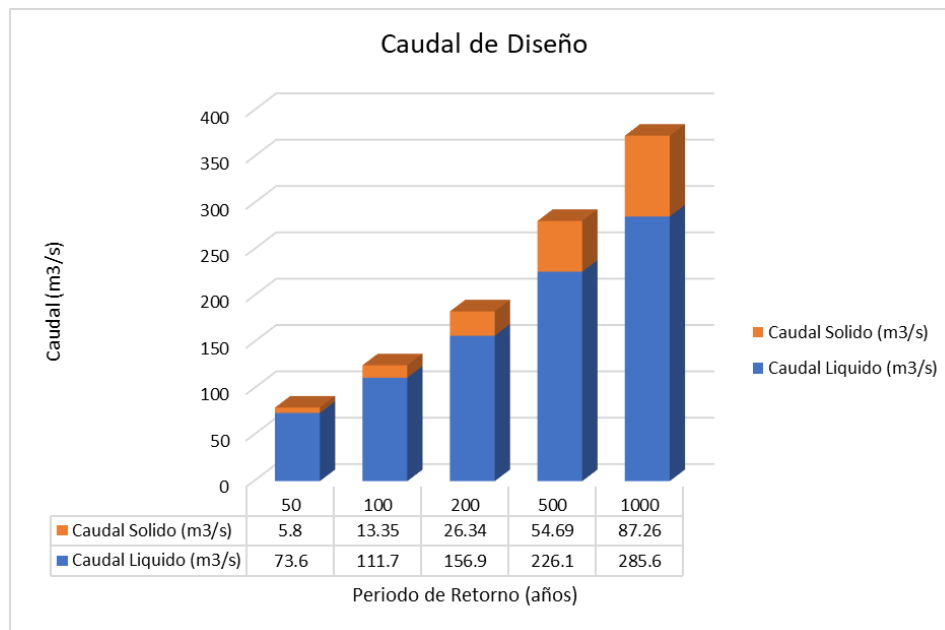


Figura 66. Incremento de caudal Sólido según Caudal Líquido
Fuente: Elaboración propia

4.1.4.5. *Determinación del Ancho Estable*

Un procedimiento que puede mitigar el impacto negativo que conlleva el ingreso de avenidas, es el calcular un ancho estable que sea capaz de soportar determinado caudal sin ocasionar erosiones o sedimentaciones en su cauce, por ello se aplica distintos métodos de cálculo, presentados en la tabla 49.

Tabla 49

Ancho Estable del tramo Río Tumilaca

Tr	Recomendación Práctica	Lacey	Blench	Simons y Albertson	Promedio
50	21.76	39.65	39.00	20.98	33.21
100	28.72	50.09	43.54	26.67	40.10
200	36.28	60.94	45.94	32.62	46.50
500	47.09	75.84	45.40	40.81	54.02
1000	55.99	87.68	41.84	48.05	59.19

Fuente: Elaboración propia.

Basados en el cálculo de ancho estable y considerando el periodo de Retorno de 200 años, se analiza las zonas críticas o zonas de estrangulación del cauce:

Sector Puente “Tucumán”: tal como se aprecia en la figura 67, el ancho de cauce en esta zona se encuentra en condiciones límite de estabilidad, donde se produce ligero estrangulamiento del cauce, que podría poner en riesgo las condiciones de estabilidad de la estructura misma, pero que, gracias a la altura de la superestructura, esta, hasta la fecha no ha sufrido grandes daños.

Desde el Km. 3+550 (puente el Rosal) hasta aproximadamente el km. 5+300 (Puente el rayo), se desarrolla principalmente en la margen Izquierda la zona urbana de la ciudad de Moquegua, el cual, debido al crecimiento y desarrollo urbano, genera una estrangulación artificial y que es la zona donde se genera los mayores tirantes hidráulicos.

En la figura 69, se aprecia que el ancho de cauce se encuentra a menos del 50 % del cauce recomendado para un caudal de 200 años de periodo de Retorno.



Figura 69. Zona de Estrangulamiento en Zona urbana
Fuente: Elaboración propia

Saliendo de la zona urbana de la ciudad de Moquegua, se encuentran terrenos agrícolas, educativos, recreacionales, entre otros, los mismos que son los más susceptibles a sufrir el desbordamiento del río Tumulaca, ya que tal como se aprecia en la imagen 70, el ancho de cauce recomendado, es superior al cauce actual, pero como factor crítico para esta zona, se tiene la altura o profundidad de cauce, el cual se encuentra muy cercano al nivel de los predios laterales.



Figura 70. Ancho Estable en Sector “Parque Ecológico”
Fuente: Elaboración propia

4.1.4.6. Tirantes Máximos

Las dimensiones y Costo de las Estructuras de Encauzamiento están definidas principalmente por el tirante hidráulico que se espera en el Río, por tal, aplicando el Software HEC RAS, bajo un modelo computacional se obtienen los tirantes máximos, mínimos y medios detallados en las tablas 50, 51, 52, 53 y 54.

Tomando en consideración que no es recomendable el encauzamiento en una sola margen, ya que esto afectaría considerablemente los predios de la margen no encauzada, se efectúa el modelamiento hidráulico considerando en encauce en ambas márgenes, obteniendo los siguientes datos:

Tabla 50
Tirantes TR=50 años

Tramo	Tirante (m)		
	Máximo	Mínimo	Promedio
0+000 - 0+200	1.09	0.69	0.91
0+200 - 0+400	0.80	0.70	0.76
0+400 - 0+600	0.81	0.77	0.79
0+600 - 0+800	0.77	0.68	0.73

Tramo	Tirante (m)		
	Máximo	Mínimo	Promedio
0+800 - 1+000	0.91	0.77	0.85
1+000 - 1+200	0.95	0.82	0.89
1+200 - 1+400	0.92	0.83	0.86
1+400 - 1+600	0.98	0.79	0.90
1+600 - 1+800	0.87	0.73	0.77
1+800 - 2+000	1.00	0.87	0.93
2+000 - 2+200	1.20	0.89	1.06
2+200 - 2+400	1.44	1.18	1.31
2+400 - 2+600	1.16	0.77	0.92
2+600 - 2+800	0.75	0.70	0.72
2+800 - 3+000	0.80	0.73	0.77
3+000 - 3+200	0.98	0.81	0.86
3+200 - 3+400	1.04	0.93	0.97
3+400 - 3+600	1.13	0.97	1.03
3+600 - 3+800	1.14	1.05	1.07
3+800 - 4+000	1.18	1.00	1.09
4+000 - 4+200	1.04	1.01	1.02
4+200 - 4+400	1.35	1.03	1.23
4+400 - 4+600	1.47	1.27	1.38
4+600 - 4+800	1.34	1.08	1.21
4+800 - 5+000	1.22	1.04	1.14
5+000 - 5+200	1.22	1.07	1.13
5+200 - 5+400	1.09	0.81	0.96
5+400 - 5+600	1.15	0.86	1.01
5+600 - 5+800	1.32	1.10	1.19
5+800 - 6+000	1.37	1.11	1.28
6+000 - 6+200	1.30	1.11	1.19
6+200 - 6+400	1.36	1.14	1.26
6+400 - 6+600	1.12	0.94	1.03
6+600 - 6+800	1.30	1.02	1.19

Tramo	Tirante (m)		
	Máximo	Mínimo	Promedio
6+800 - 7+000	1.08	1.00	1.04
7+000 - 7+200	1.14	1.06	1.10
7+200 - 7+390	1.08	1.01	1.05

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 51
Tirantes TR=100 años

Tramo	Tirante (m)		
	Máximo	Mínimo	Promedio
0+000 - 0+200	1.45	0.93	1.21
0+200 - 0+400	1.08	0.94	1.02
0+400 - 0+600	1.09	1.04	1.06
0+600 - 0+800	1.03	0.92	0.98
0+800 - 1+000	1.22	1.04	1.14
1+000 - 1+200	1.27	1.10	1.19
1+200 - 1+400	1.24	1.12	1.15
1+400 - 1+600	1.32	1.05	1.21
1+600 - 1+800	1.17	0.96	1.03
1+800 - 2+000	1.34	1.16	1.25
2+000 - 2+200	1.60	1.18	1.42
2+200 - 2+400	1.93	1.59	1.74
2+400 - 2+600	1.55	1.03	1.23
2+600 - 2+800	1.01	0.94	0.97
2+800 - 3+000	1.08	0.98	1.03
3+000 - 3+200	1.32	1.08	1.16
3+200 - 3+400	1.40	1.24	1.30
3+400 - 3+600	1.51	1.30	1.38
3+600 - 3+800	1.52	1.40	1.43
3+800 - 4+000	1.58	1.33	1.46
4+000 - 4+200	1.39	1.36	1.37
4+200 - 4+400	1.80	1.39	1.65
4+400 - 4+600	1.97	1.71	1.84

Tramo	Tirante (m)		
	Máximo	Mínimo	Promedio
4+600 - 4+800	1.80	1.44	1.62
4+800 - 5+000	1.64	1.43	1.53
5+000 - 5+200	1.64	1.46	1.52
5+200 - 5+400	1.46	1.08	1.29
5+400 - 5+600	1.55	1.14	1.35
5+600 - 5+800	1.77	1.47	1.60
5+800 - 6+000	1.84	1.49	1.72
6+000 - 6+200	1.74	1.49	1.60
6+200 - 6+400	1.82	1.52	1.68
6+400 - 6+600	1.48	1.26	1.38
6+600 - 6+800	1.73	1.37	1.59
6+800 - 7+000	1.45	1.34	1.39
7+000 - 7+200	1.53	1.41	1.47
7+200 - 7+390	1.44	1.36	1.40

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 52
Tirantes TR=200 años

Tramo	Tirante (m)		
	Máximo	Mínimo	Promedio
0+000 - 0+200	1.86	1.19	1.55
0+200 - 0+400	1.38	1.20	1.32
0+400 - 0+600	1.40	1.32	1.36
0+600 - 0+800	1.32	1.18	1.25
0+800 - 1+000	1.56	1.32	1.46
1+000 - 1+200	1.63	1.42	1.52
1+200 - 1+400	1.59	1.43	1.48
1+400 - 1+600	1.69	1.35	1.55
1+600 - 1+800	1.49	1.25	1.32
1+800 - 2+000	1.72	1.49	1.60
2+000 - 2+200	2.04	1.52	1.82
2+200 - 2+400	2.46	2.02	2.23

Tramo	Tirante (m)		
	Máximo	Mínimo	Promedio
2+400 - 2+600	1.99	1.32	1.58
2+600 - 2+800	1.30	1.21	1.24
2+800 - 3+000	1.39	1.26	1.32
3+000 - 3+200	1.68	1.39	1.49
3+200 - 3+400	1.79	1.59	1.67
3+400 - 3+600	1.93	1.66	1.77
3+600 - 3+800	1.94	1.79	1.84
3+800 - 4+000	2.03	1.71	1.87
4+000 - 4+200	1.79	1.74	1.76
4+200 - 4+400	2.30	1.78	2.11
4+400 - 4+600	2.50	2.15	2.35
4+600 - 4+800	2.29	1.85	2.07
4+800 - 5+000	2.10	1.83	1.96
5+000 - 5+200	2.09	1.86	1.94
5+200 - 5+400	1.87	1.39	1.65
5+400 - 5+600	1.97	1.46	1.73
5+600 - 5+800	2.27	1.89	2.05
5+800 - 6+000	2.35	1.91	2.20
6+000 - 6+200	2.22	1.91	2.05
6+200 - 6+400	2.33	1.93	2.15
6+400 - 6+600	1.92	1.62	1.77
6+600 - 6+800	2.21	1.76	2.04
6+800 - 7+000	1.85	1.71	1.78
7+000 - 7+200	1.95	1.82	1.88
7+200 - 7+390	1.85	1.75	1.79

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 53
Tirantes TR=500 años

Tramo	Tirante (m)		
	Máximo	Mínimo	Promedio
0+000 - 0+200	2.46	1.58	2.05

Tramo	Tirante (m)		
	Máximo	Mínimo	Promedio
0+200 - 0+400	1.82	1.59	1.74
0+400 - 0+600	1.85	1.75	1.80
0+600 - 0+800	1.74	1.56	1.66
0+800 - 1+000	2.05	1.75	1.93
1+000 - 1+200	2.15	1.88	2.01
1+200 - 1+400	2.09	1.89	1.95
1+400 - 1+600	2.23	1.78	2.05
1+600 - 1+800	1.95	1.67	1.74
1+800 - 2+000	2.26	1.96	2.11
2+000 - 2+200	2.68	2.00	2.40
2+200 - 2+400	3.23	2.66	2.93
2+400 - 2+600	2.60	1.74	2.08
2+600 - 2+800	1.71	1.60	1.65
2+800 - 3+000	1.83	1.67	1.75
3+000 - 3+200	2.22	1.84	1.97
3+200 - 3+400	2.36	2.10	2.20
3+400 - 3+600	2.53	2.19	2.34
3+600 - 3+800	2.56	2.36	2.42
3+800 - 4+000	2.67	2.26	2.46
4+000 - 4+200	2.36	2.30	2.32
4+200 - 4+400	3.03	2.35	2.78
4+400 - 4+600	3.30	2.87	3.09
4+600 - 4+800	3.02	2.43	2.72
4+800 - 5+000	2.77	2.40	2.58
5+000 - 5+200	2.75	2.45	2.56
5+200 - 5+400	2.47	1.84	2.18
5+400 - 5+600	2.60	1.95	2.28
5+600 - 5+800	2.99	2.49	2.70
5+800 - 6+000	3.09	2.52	2.89
6+000 - 6+200	2.93	2.51	2.70

Tramo	Tirante (m)		
	Máximo	Mínimo	Promedio
6+200 - 6+400	3.06	2.55	2.82
6+400 - 6+600	2.54	2.14	2.33
6+600 - 6+800	2.91	2.32	2.68
6+800 - 7+000	2.44	2.26	2.35
7+000 - 7+200	2.58	2.39	2.48
7+200 - 7+390	2.43	2.30	2.36

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 54
Tirantes TR=1,000 años

Tramo	Tirante (m)		
	Máximo	Mínimo	Promedio
0+000 - 0+200	2.95	1.90	2.46
0+200 - 0+400	2.19	1.92	2.09
0+400 - 0+600	2.23	2.05	2.16
0+600 - 0+800	2.09	1.88	2.00
0+800 - 1+000	2.47	2.11	2.32
1+000 - 1+200	2.59	2.26	2.42
1+200 - 1+400	2.52	2.28	2.35
1+400 - 1+600	2.68	2.14	2.46
1+600 - 1+800	2.36	2.01	2.10
1+800 - 2+000	2.73	2.35	2.54
2+000 - 2+200	3.22	2.41	2.88
2+200 - 2+400	3.87	3.20	3.52
2+400 - 2+600	3.14	2.10	2.51
2+600 - 2+800	2.06	1.93	1.98
2+800 - 3+000	2.21	2.01	2.10
3+000 - 3+200	2.67	2.21	2.37
3+200 - 3+400	2.83	2.53	2.65
3+400 - 3+600	3.05	2.62	2.81
3+600 - 3+800	3.08	2.84	2.91
3+800 - 4+000	3.20	2.71	2.96

Tramo	Tirante (m)		
	Máximo	Mínimo	Promedio
4+000 - 4+200	2.84	2.77	2.79
4+200 - 4+400	3.63	2.83	3.34
4+400 - 4+600	3.95	3.44	3.71
4+600 - 4+800	3.63	2.92	3.27
4+800 - 5+000	3.32	2.88	3.10
5+000 - 5+200	3.30	2.97	3.07
5+200 - 5+400	2.97	2.21	2.62
5+400 - 5+600	3.12	2.33	2.74
5+600 - 5+800	3.58	2.99	3.24
5+800 - 6+000	3.70	3.03	3.47
6+000 - 6+200	3.51	3.02	3.24
6+200 - 6+400	3.67	3.06	3.39
6+400 - 6+600	3.04	2.57	2.80
6+600 - 6+800	3.50	2.79	3.23
6+800 - 7+000	2.93	2.72	2.82
7+000 - 7+200	3.10	2.85	2.98
7+200 - 7+390	2.92	2.76	2.84

Fuente: Elaboración propia.

4.1.4.7. *Velocidad máxima*

Los grandes daños que afectan la estabilidad de un cauce están determinados principalmente por la velocidad del flujo que se presenta, ya que, a mayor velocidad del flujo, mayor será el transporte de Partículas Sólidas.

De similar forma a la evaluación de Tirantes, en las tablas 55, 53, 57, 58 y 59 se presenta las velocidades Medias del Flujo a diferentes periodos de Retorno.

Tabla 55
Velocidades TR=50 años

Tramo	Tirante (m)		
	Máximo	Mínimo	Promedio
0+000 - 0+200	3.07	2.46	2.81
0+200 - 0+400	2.67	2.52	2.61
0+400 - 0+600	2.68	2.61	2.64
0+600 - 0+800	2.61	2.48	2.55
0+800 - 1+000	2.81	2.60	2.73
1+000 - 1+200	2.90	2.69	2.78
1+200 - 1+400	2.86	2.71	2.75
1+400 - 1+600	2.99	2.61	2.81
1+600 - 1+800	2.76	2.53	2.60
1+800 - 2+000	2.96	2.74	2.85
2+000 - 2+200	3.21	2.77	3.05
2+200 - 2+400	3.57	3.20	3.36
2+400 - 2+600	3.17	2.59	2.83
2+600 - 2+800	2.61	2.51	2.56
2+800 - 3+000	2.67	2.58	2.62
3+000 - 3+200	2.96	2.67	2.76
3+200 - 3+400	3.03	2.84	2.91
3+400 - 3+600	3.12	2.88	3.00
3+600 - 3+800	3.13	3.01	3.05
3+800 - 4+000	3.24	2.97	3.10
4+000 - 4+200	3.06	3.01	3.02
4+200 - 4+400	3.41	3.05	3.29
4+400 - 4+600	3.57	3.33	3.46
4+600 - 4+800	3.42	3.05	3.24
4+800 - 5+000	3.27	3.05	3.16
5+000 - 5+200	3.26	3.08	3.15
5+200 - 5+400	3.08	2.70	2.91

Tramo	Tirante (m)		
	Máximo	Mínimo	Promedio
5+400 - 5+600	3.16	2.72	2.98
5+600 - 5+800	3.41	3.09	3.23
5+800 - 6+000	3.46	3.12	3.34
6+000 - 6+200	3.35	3.10	3.23
6+200 - 6+400	3.42	3.12	3.29
6+400 - 6+600	3.14	2.87	3.00
6+600 - 6+800	3.35	3.00	3.22
6+800 - 7+000	3.07	2.94	3.00
7+000 - 7+200	3.16	3.03	3.09
7+200 - 7+390	3.06	2.97	3.02

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 56
Velocidades TR=100 años

Tramo	Tirante (m)		
	Máximo	Mínimo	Promedio
0+000 - 0+200	3.62	2.88	3.30
0+200 - 0+400	3.16	2.95	3.06
0+400 - 0+600	3.15	3.05	3.10
0+600 - 0+800	3.05	2.91	2.99
0+800 - 1+000	3.32	3.04	3.21
1+000 - 1+200	3.40	3.14	3.27
1+200 - 1+400	3.34	3.17	3.23
1+400 - 1+600	3.49	3.08	3.30
1+600 - 1+800	3.21	2.97	3.05
1+800 - 2+000	3.51	3.25	3.36
2+000 - 2+200	3.77	3.27	3.59
2+200 - 2+400	4.16	3.76	3.96
2+400 - 2+600	3.73	3.04	3.33
2+600 - 2+800	3.06	2.95	2.99
2+800 - 3+000	3.13	3.02	3.07
3+000 - 3+200	3.44	3.13	3.23

Tramo	Tirante (m)		
	Máximo	Mínimo	Promedio
3+200 - 3+400	3.56	3.34	3.43
3+400 - 3+600	3.68	3.39	3.53
3+600 - 3+800	3.69	3.54	3.60
3+800 - 4+000	3.81	3.50	3.65
4+000 - 4+200	3.60	3.54	3.55
4+200 - 4+400	4.03	3.58	3.88
4+400 - 4+600	4.20	3.90	4.06
4+600 - 4+800	4.02	3.60	3.81
4+800 - 5+000	3.83	3.59	3.71
5+000 - 5+200	3.83	3.61	3.69
5+200 - 5+400	3.62	3.17	3.42
5+400 - 5+600	3.73	3.24	3.50
5+600 - 5+800	4.00	3.62	3.79
5+800 - 6+000	4.07	3.66	3.93
6+000 - 6+200	3.95	3.66	3.79
6+200 - 6+400	4.05	3.66	3.88
6+400 - 6+600	3.74	3.37	3.53
6+600 - 6+800	3.95	3.53	3.79
6+800 - 7+000	3.63	3.46	3.54
7+000 - 7+200	3.69	3.57	3.63
7+200 - 7+390	3.63	3.47	3.55

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 57
Velocidades TR=200 años

Tramo	Tirante (m)		
	Máximo	Mínimo	Promedio
0+000 - 0+200	4.14	3.29	3.78
0+200 - 0+400	3.56	3.37	3.49
0+400 - 0+600	3.58	3.50	3.54
0+600 - 0+800	3.50	3.33	3.41
0+800 - 1+000	3.77	3.50	3.66

Tramo	Tirante (m)		
	Máximo	Mínimo	Promedio
1+000 - 1+200	3.88	3.60	3.73
1+200 - 1+400	3.83	3.63	3.69
1+400 - 1+600	3.97	3.50	3.77
1+600 - 1+800	3.68	3.39	3.48
1+800 - 2+000	3.98	3.69	3.84
2+000 - 2+200	4.32	3.72	4.09
2+200 - 2+400	4.75	4.32	4.53
2+400 - 2+600	4.27	3.48	3.81
2+600 - 2+800	3.49	3.37	3.42
2+800 - 3+000	3.57	3.44	3.50
3+000 - 3+200	3.93	3.57	3.70
3+200 - 3+400	4.04	3.81	3.91
3+400 - 3+600	4.21	3.89	4.03
3+600 - 3+800	4.22	4.05	4.11
3+800 - 4+000	4.35	4.01	4.17
4+000 - 4+200	4.10	4.04	4.06
4+200 - 4+400	4.61	4.09	4.43
4+400 - 4+600	4.81	4.47	4.66
4+600 - 4+800	4.62	4.12	4.36
4+800 - 5+000	4.38	4.09	4.24
5+000 - 5+200	4.38	4.13	4.23
5+200 - 5+400	4.14	3.62	3.90
5+400 - 5+600	4.26	3.70	4.01
5+600 - 5+800	4.57	4.16	4.34
5+800 - 6+000	4.65	4.19	4.50
6+000 - 6+200	4.54	4.18	4.34
6+200 - 6+400	4.63	4.22	4.44
6+400 - 6+600	4.19	3.85	4.02
6+600 - 6+800	4.52	4.03	4.33
6+800 - 7+000	4.13	3.96	4.05

Tramo	Tirante (m)		
	Máximo	Mínimo	Promedio
7+000 - 7+200	4.28	4.08	4.16
7+200 - 7+390	4.13	3.98	4.06

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 58
Velocidades TR=500 años

Tramo	Tirante (m)		
	Máximo	Mínimo	Promedio
0+000 - 0+200	4.79	3.81	4.38
0+200 - 0+400	4.16	3.90	4.05
0+400 - 0+600	4.16	4.05	4.10
0+600 - 0+800	4.03	3.85	3.95
0+800 - 1+000	4.38	4.04	4.25
1+000 - 1+200	4.50	4.18	4.33
1+200 - 1+400	4.44	4.21	4.27
1+400 - 1+600	4.57	4.06	4.37
1+600 - 1+800	4.31	3.94	4.04
1+800 - 2+000	4.61	4.30	4.45
2+000 - 2+200	5.00	4.33	4.75
2+200 - 2+400	5.50	5.00	5.24
2+400 - 2+600	4.99	4.04	4.42
2+600 - 2+800	4.04	3.91	3.96
2+800 - 3+000	4.15	3.99	4.07
3+000 - 3+200	4.58	4.14	4.29
3+200 - 3+400	4.69	4.43	4.54
3+400 - 3+600	4.88	4.50	4.68
3+600 - 3+800	4.89	4.70	4.77
3+800 - 4+000	5.05	4.64	4.84
4+000 - 4+200	4.75	4.69	4.71
4+200 - 4+400	5.32	4.74	5.13
4+400 - 4+600	5.56	5.17	5.39
4+600 - 4+800	5.33	4.78	5.06

Tramo	Tirante (m)		
	Máximo	Mínimo	Promedio
4+800 - 5+000	5.08	4.76	4.92
5+000 - 5+200	5.10	4.81	4.90
5+200 - 5+400	4.81	4.19	4.53
5+400 - 5+600	4.93	4.24	4.64
5+600 - 5+800	5.31	4.82	5.03
5+800 - 6+000	5.38	4.86	5.21
6+000 - 6+200	5.23	4.85	5.03
6+200 - 6+400	5.36	4.88	5.14
6+400 - 6+600	4.86	4.47	4.67
6+600 - 6+800	5.25	4.67	5.02
6+800 - 7+000	4.78	4.60	4.68
7+000 - 7+200	4.97	4.73	4.83
7+200 - 7+390	4.77	4.63	4.71

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 59
Velocidades TR=1,000 años

Tramo	Tirante (m)		
	Máximo	Mínimo	Promedio
0+000 - 0+200	5.29	4.22	4.83
0+200 - 0+400	4.54	4.30	4.46
0+400 - 0+600	4.62	4.47	4.53
0+600 - 0+800	4.44	4.25	4.36
0+800 - 1+000	4.83	4.44	4.68
1+000 - 1+200	4.95	4.61	4.77
1+200 - 1+400	4.90	4.63	4.71
1+400 - 1+600	5.08	4.48	4.82
1+600 - 1+800	4.70	4.34	4.44
1+800 - 2+000	5.09	4.72	4.90
2+000 - 2+200	5.51	4.77	5.23
2+200 - 2+400	6.06	5.50	5.73
2+400 - 2+600	5.45	4.44	4.87

Tramo	Tirante (m)		
	Máximo	Mínimo	Promedio
2+600 - 2+800	4.46	4.31	4.36
2+800 - 3+000	4.57	4.40	4.48
3+000 - 3+200	5.02	4.57	4.73
3+200 - 3+400	5.18	4.88	5.01
3+400 - 3+600	5.37	4.98	5.16
3+600 - 3+800	5.38	5.18	5.25
3+800 - 4+000	5.55	5.12	5.33
4+000 - 4+200	5.24	5.16	5.18
4+200 - 4+400	5.86	5.21	5.65
4+400 - 4+600	6.11	5.70	5.93
4+600 - 4+800	5.85	5.26	5.56
4+800 - 5+000	5.59	5.24	5.42
5+000 - 5+200	5.61	5.28	5.39
5+200 - 5+400	5.29	4.62	4.99
5+400 - 5+600	5.45	4.70	5.12
5+600 - 5+800	5.83	5.31	5.54
5+800 - 6+000	5.92	5.34	5.73
6+000 - 6+200	5.76	5.33	5.54
6+200 - 6+400	5.90	5.38	5.66
6+400 - 6+600	5.37	4.95	5.15
6+600 - 6+800	5.75	5.14	5.52
6+800 - 7+000	5.27	5.06	5.17
7+000 - 7+200	5.41	5.22	5.31
7+200 - 7+390	5.25	5.09	5.18

Fuente: Elaboración propia.

4.1.4.8. Socavación General Máxima

En función a la composición granulométrica que se halla in situ y aplicando el método de Lischtván – Levediev, se calcula la altura de Socavación esperada a distintos periodos de Retorno.

Tabla 60
Altura de Socavación Esperada.

Tramo	Altura Máxima de Socavación (m)				
	TR=50 años	TR=100 años	TR=200 años	TR=500 años	TR=1,000 años
0+000 - 0+200	0.66	0.94	1.29	1.74	2.51
0+200 - 0+400	0.43	0.62	0.86	1.18	1.85
0+400 - 0+600	0.43	0.62	0.86	1.17	1.61
0+600 - 0+800	0.39	0.56	0.80	1.08	1.54
0+800 - 1+000	0.50	0.72	0.99	1.35	1.51
1+000 - 1+200	0.53	0.76	1.06	1.43	2.08
1+200 - 1+400	0.51	0.73	1.03	1.39	1.50
1+400 - 1+600	0.58	0.81	1.13	1.51	2.35
1+600 - 1+800	0.48	0.69	0.97	1.35	1.86
1+800 - 2+000	0.62	0.89	1.22	1.66	2.36
2+000 - 2+200	0.76	1.09	1.50	2.00	2.06
2+200 - 2+400	1.04	1.44	1.93	2.56	3.49
2+400 - 2+600	0.76	1.08	1.47	2.00	3.40
2+600 - 2+800	0.38	0.54	0.76	1.03	1.82
2+800 - 3+000	0.41	0.58	0.81	1.11	1.26
3+000 - 3+200	0.55	0.77	1.06	1.45	1.40
3+200 - 3+400	0.59	0.84	1.15	1.56	1.90
3+400 - 3+600	0.60	0.86	1.19	1.61	2.10
3+600 - 3+800	0.61	0.88	1.21	1.62	2.16
3+800 - 4+000	0.66	0.95	1.30	1.75	2.46
4+000 - 4+200	0.56	0.80	1.11	1.50	2.48
4+200 - 4+400	0.78	1.11	1.51	2.01	2.36
4+400 - 4+600	0.95	1.33	1.81	2.39	3.15
4+600 - 4+800	0.85	1.19	1.64	2.17	3.02
4+800 - 5+000	0.75	1.06	1.45	1.94	2.42
5+000 - 5+200	0.75	1.05	1.44	1.95	2.56
5+200 - 5+400	0.64	0.90	1.25	1.69	2.35
5+400 - 5+600	0.61	0.87	1.22	1.64	1.96

Tramo	Altura Máxima de Socavación (m)				
	TR=50	TR=100	TR=200	TR=500	TR=1,000
	años	años	años	años	años
5+600 - 5+800	0.76	1.08	1.48	1.98	2.11
5+800 - 6+000	0.79	1.12	1.54	2.05	2.99
6+000 - 6+200	0.72	1.03	1.44	1.91	2.62
6+200 - 6+400	0.77	1.10	1.52	2.03	2.96
6+400 - 6+600	0.59	0.87	1.17	1.59	2.29
6+600 - 6+800	0.71	1.02	1.41	1.90	2.82
6+800 - 7+000	0.56	0.80	1.11	1.51	2.81
7+000 - 7+200	0.60	0.85	1.21	1.64	2.22
7+200 - 7+390	0.53	0.80	1.10	1.49	2.04

Fuente: Elaboración propia.

4.1.4.9. *Altura Máxima de Estructuras*

Con fines prácticos en la presente investigación se presenta la altura promedio por tramo de las estructuras de protección o encauzamiento.

En la tabla 61, se presenta las alturas promedias que necesitaría los elementos estructurales de Encauzamiento para soportar las avenidas extraordinarias, según el periodo de Retorno, de los cuales se proyecta una línea de tendencia de estos datos (ver figura 71)

Tabla 61

Altura de estructura esperada en el tramo del Río Tumilaca

Tramo	Altura Calculada Mínima de Muros (m)				
	TR=50	TR=100	TR=200	TR=500	TR=1,000
	años	años	años	años	años
0+000 - 0+200	1.56	2.18	2.82	3.74	4.51
0+200 - 0+400	1.16	1.62	2.09	2.78	3.34
0+400 - 0+600	1.18	1.64	2.12	2.82	3.40
0+600 - 0+800	1.11	1.55	2.00	2.65	3.21

Altura Calculada Mínima de Muros (m)					
Tramo	TR=50	TR=100	TR=200	TR=500	TR=1,000
	años	años	años	años	años
0+800 - 1+000	1.30	1.82	2.36	3.13	3.78
1+000 - 1+200	1.38	1.92	2.47	3.29	3.96
1+200 - 1+400	1.34	1.87	2.40	3.20	3.86
1+400 - 1+600	1.42	1.98	2.56	3.39	4.10
1+600 - 1+800	1.26	1.75	2.25	2.98	3.59
1+800 - 2+000	1.45	2.02	2.60	3.46	4.17
2+000 - 2+200	1.73	2.40	3.09	4.09	4.92
2+200 - 2+400	2.08	2.89	3.72	4.93	5.93
2+400 - 2+600	1.67	2.33	3.01	4.00	4.81
2+600 - 2+800	1.10	1.53	1.98	2.64	3.19
2+800 - 3+000	1.16	1.63	2.10	2.79	3.38
3+000 - 3+200	1.42	1.97	2.56	3.39	4.09
3+200 - 3+400	1.50	2.09	2.70	3.58	4.33
3+400 - 3+600	1.63	2.27	2.92	3.88	4.68
3+600 - 3+800	1.63	2.27	2.94	3.90	4.69
3+800 - 4+000	1.72	2.39	3.08	4.09	4.93
4+000 - 4+200	1.52	2.13	2.73	3.63	4.38
4+200 - 4+400	1.93	2.70	3.48	4.60	5.55
4+400 - 4+600	2.12	2.95	3.80	5.03	6.04
4+600 - 4+800	1.94	2.70	3.48	4.61	5.55
4+800 - 5+000	1.77	2.46	3.18	4.22	5.07
5+000 - 5+200	1.76	2.46	3.18	4.21	5.07
5+200 - 5+400	1.57	2.20	2.83	3.77	4.54
5+400 - 5+600	1.66	2.32	2.99	3.96	4.78
5+600 - 5+800	1.91	2.67	3.44	4.56	5.49
5+800 - 6+000	1.98	2.76	3.55	4.70	5.65
6+000 - 6+200	1.88	2.62	3.38	4.47	5.38
6+200 - 6+400	1.97	2.74	3.52	4.67	5.62
6+400 - 6+600	1.61	2.25	2.90	3.85	4.65

Altura Calculada Mínima de Muros (m)					
Tramo	TR=50	TR=100	TR=200	TR=500	TR=1,000
	años	años	años	años	años
6+600 - 6+800	1.87	2.60	3.36	4.45	5.35
6+800 - 7+000	1.56	2.18	2.80	3.72	4.49
7+000 - 7+200	1.65	2.30	2.97	3.93	4.74
7+200 - 7+390	1.55	2.17	2.80	3.71	4.47

Fuente: Elaboración propia.

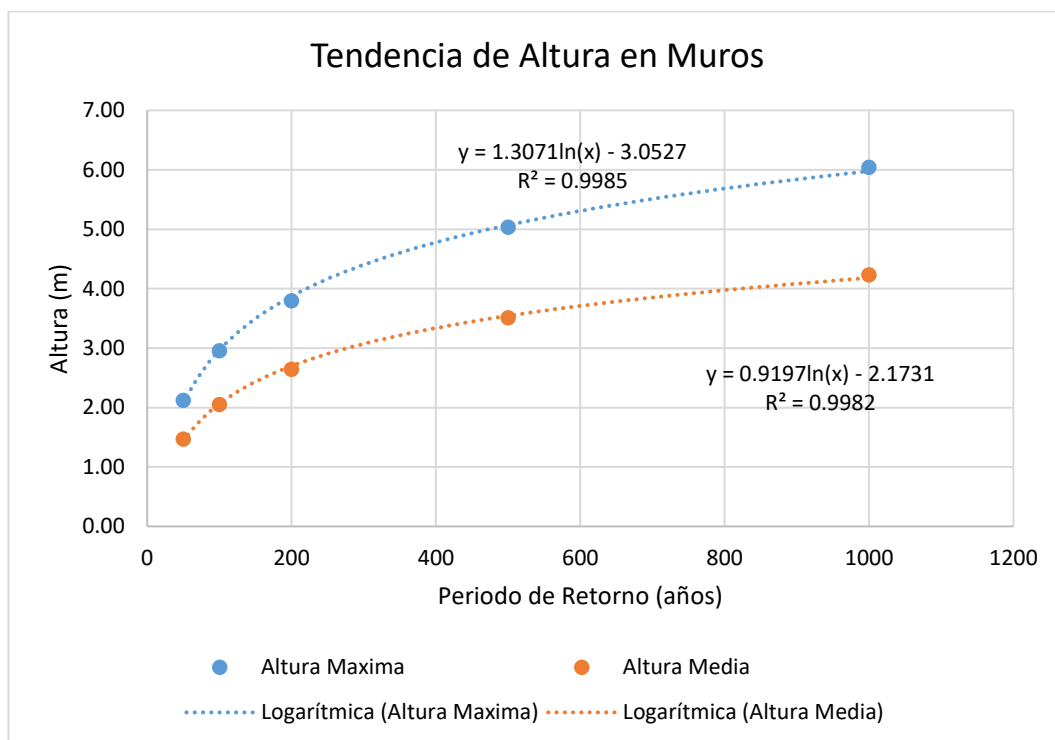


Figura 71. Línea de Tendencia del cálculo de Altura de Muros según Periodo de Retorno
Fuente: Elaboración propia.

4.1.5. Cálculo de Estructuras de Contención

4.1.5.1. Enrocados de Protección

Como principal elemento de diseño en un enrocado de protección es propiamente la roca que se emplea, ya que su dimensión está sujeta al comportamiento hidráulico que soporte el sistema estructural, por tal, sectorizando el dimensionamiento se obtienen las dimensiones presentadas en la tabla 62 y tabla 63.

Tabla 62*Diámetro de Medio de Roca por el Método de Maynard*

Tramo	Diámetro Medio de Roca (m)				
	TR=50	TR=100	TR=200	TR=500	TR=1,000
	años	años	años	años	años
0+000 - 0+200	0.84	1.18	1.56	2.15	2.62
0+200 - 0+400	0.38	0.55	0.69	0.96	1.13
0+400 - 0+600	0.38	0.54	0.69	0.94	1.19
0+600 - 0+800	0.61	0.86	1.14	1.51	1.84
0+800 - 1+000	0.42	0.60	0.77	1.04	1.28
1+000 - 1+200	0.77	1.07	1.41	1.91	2.32
1+200 - 1+400	0.43	0.60	0.80	1.08	1.32
1+400 - 1+600	0.68	0.93	1.18	1.69	1.97
1+600 - 1+800	0.69	0.94	1.26	1.80	2.08
1+800 - 2+000	0.74	1.03	1.37	1.86	2.28
2+000 - 2+200	0.93	1.33	1.74	2.34	2.87
2+200 - 2+400	1.07	1.55	2.00	2.68	3.16
2+400 - 2+600	0.91	1.28	1.70	2.37	2.81
2+600 - 2+800	0.37	0.51	0.66	0.89	1.10
2+800 - 3+000	0.38	0.53	0.70	0.95	1.16
3+000 - 3+200	0.79	1.07	1.43	1.99	2.39
3+200 - 3+400	0.84	1.19	1.53	2.07	2.58
3+400 - 3+600	0.88	1.25	1.65	2.24	2.72
3+600 - 3+800	0.89	1.26	1.66	2.25	2.73
3+800 - 4+000	0.96	1.35	1.79	2.43	2.94
4+000 - 4+200	0.84	1.18	1.55	2.12	2.59
4+200 - 4+400	1.05	1.49	1.98	2.67	3.25
4+400 - 4+600	1.08	1.52	2.01	2.72	3.33
4+600 - 4+800	1.06	1.49	2.03	2.68	3.23
4+800 - 5+000	0.56	0.78	1.03	1.40	1.71
5+000 - 5+200	0.93	1.32	1.72	2.35	2.90
5+200 - 5+400	0.79	1.07	1.41	1.93	2.33
5+400 - 5+600	0.91	1.29	1.70	2.29	2.82

Tramo	Diámetro Medio de Roca (m)				
	TR=50	TR=100	TR=200	TR=500	TR=1,000
	años	años	años	años	años
5+600 - 5+800	0.89	1.25	1.66	2.24	2.77
5+800 - 6+000	0.91	1.27	1.68	2.29	2.78
6+000 - 6+200	0.90	1.26	1.65	2.24	2.76
6+200 - 6+400	1.02	1.43	1.92	2.57	3.25
6+400 - 6+600	0.90	1.33	1.63	2.22	2.74
6+600 - 6+800	0.90	1.22	1.63	2.21	2.69
6+800 - 7+000	0.84	1.19	1.58	2.15	2.61
7+000 - 7+200	0.89	1.25	1.66	2.27	2.76
7+200 - 7+390	0.86	1.23	1.57	2.15	2.61

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 63

Diámetro de Máximo de Roca por el Método de Lopardo

Tramo	Diámetro Máximo de Roca (m)				
	TR=50	TR=100	TR=200	TR=500	TR=1,000
	años	años	años	años	años
0+000 - 0+200	0.72	1.01	1.32	1.76	2.15
0+200 - 0+400	0.55	0.77	0.97	1.33	1.58
0+400 - 0+600	0.55	0.76	0.99	1.33	1.64
0+600 - 0+800	0.52	0.72	0.94	1.25	1.52
0+800 - 1+000	0.61	0.85	1.09	1.48	1.79
1+000 - 1+200	0.65	0.89	1.16	1.56	1.88
1+200 - 1+400	0.63	0.86	1.13	1.52	1.85
1+400 - 1+600	0.69	0.94	1.21	1.61	1.98
1+600 - 1+800	0.59	0.79	1.04	1.43	1.70
1+800 - 2+000	0.67	0.95	1.22	1.63	1.99
2+000 - 2+200	0.79	1.09	1.43	1.92	2.33
2+200 - 2+400	0.98	1.33	1.73	2.33	2.82
2+400 - 2+600	0.77	1.07	1.40	1.91	2.28
2+600 - 2+800	0.52	0.72	0.94	1.25	1.53
2+800 - 3+000	0.55	0.75	0.98	1.32	1.61

Tramo	Diámetro Máximo de Roca (m)				
	TR=50	TR=100	TR=200	TR=500	TR=1,000
	años	años	años	años	años
3+000 - 3+200	0.67	0.91	1.19	1.61	1.94
3+200 - 3+400	0.71	0.97	1.25	1.69	2.06
3+400 - 3+600	0.75	1.04	1.36	1.83	2.22
3+600 - 3+800	0.75	1.05	1.37	1.84	2.23
3+800 - 4+000	0.81	1.12	1.45	1.96	2.37
4+000 - 4+200	0.72	1.00	1.29	1.73	2.11
4+200 - 4+400	0.89	1.25	1.63	2.18	2.64
4+400 - 4+600	0.98	1.36	1.78	2.38	2.87
4+600 - 4+800	0.90	1.24	1.64	2.18	2.63
4+800 - 5+000	0.82	1.13	1.48	1.98	2.40
5+000 - 5+200	0.82	1.13	1.48	2.00	2.42
5+200 - 5+400	0.73	1.01	1.32	1.78	2.15
5+400 - 5+600	0.77	1.07	1.40	1.87	2.28
5+600 - 5+800	0.89	1.23	1.61	2.17	2.61
5+800 - 6+000	0.92	1.27	1.66	2.23	2.69
6+000 - 6+200	0.86	1.20	1.58	2.10	2.55
6+200 - 6+400	0.90	1.26	1.65	2.21	2.68
6+400 - 6+600	0.76	1.08	1.35	1.82	2.22
6+600 - 6+800	0.86	1.20	1.57	2.12	2.54
6+800 - 7+000	0.72	1.01	1.31	1.76	2.14
7+000 - 7+200	0.77	1.05	1.41	1.90	2.25
7+200 - 7+390	0.72	1.01	1.31	1.75	2.12

Fuente: Elaboración propia.

Para el dimensionamiento final del Enrocado de Protección se aplicó las consideraciones de la figura 72.

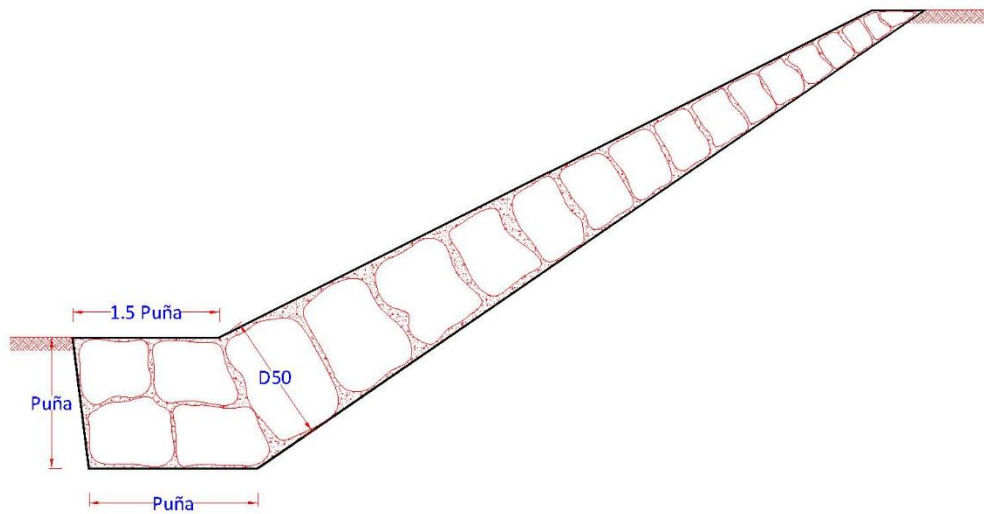


Figura 72. Dimensionamiento de Enrocado de Protección.
Fuente: Elaboración propia.

Tomando en consideración el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, para la sectorización de los Enrocados de Encauzamiento, se toma como datos calculados para el Diámetro de Roca y Altura, los hallados con el periodo de Retorno de 200 años y para el cálculo de Socavación esperada el periodo de Retorno de 500 años, resumiendo a lo presentado en la tabla 64.

Tabla 64
Sectorización de Enrocado Recomendado a Emplear para Encauzamiento del Río Tumilaca

Tramo	D50	Desplante	Altura	Tipo de Enrocado	Punto Notable
	TR=200 años	TR=500 años	de Muro TR=200 años		
0+000 - 0+200	1.50	2.50	3.00	Tipo 3	Tucumán
0+200 - 0+400	1.00	2.00	2.50	Tipo 1	
0+400 - 0+600	1.00	2.00	2.50	Tipo 1	
0+600 - 0+800	1.00	2.00	2.50	Tipo 1	
0+800 - 1+000	1.50	2.50	2.50	Tipo 2	
1+000 - 1+200	1.50	2.50	2.50	Tipo 2	

Tramo	D50	Desplante	Altura	Tipo de Enrocado	Punto Notable
	TR=200	TR=500	de Muro		
	años	años	TR=200 años		
1+200 - 1+400	1.50	2.50	2.50	Tipo 2	
1+400 - 1+600	1.50	2.50	3.00	Tipo 3	
1+600 - 1+800	1.50	2.50	2.50	Tipo 2	
1+800 - 2+000	1.50	3.00	3.00	Tipo 4	
2+000 - 2+200	1.50	3.50	3.50	Tipo 7	
2+200 - 2+400	2.00	4.00	4.00	Tipo 10	
2+400 - 2+600	1.50	2.50	3.50	Tipo 5	
2+600 - 2+800	1.00	2.00	2.50	Tipo 1	
2+800 - 3+000	1.00	2.00	2.50	Tipo 1	
3+000 - 3+200	1.50	2.50	3.00	Tipo 3	
3+200 - 3+400	1.50	2.50	3.00	Tipo 3	
3+400 - 3+600	1.50	3.00	3.00	Tipo 4	El Rosal
3+600 - 3+800	1.50	3.00	3.00	Tipo 4	
3+800 - 4+000	2.00	3.00	3.50	Tipo 6	
4+000 - 4+200	1.50	3.00	3.00	Tipo 4	
4+200 - 4+400	2.00	3.50	3.50	Tipo 8	La Villa
4+400 - 4+600	2.00	4.00	4.00	Tipo 10	
4+600 - 4+800	2.00	3.50	3.50	Tipo 8	
4+800 - 5+000	1.50	3.50	3.50	Tipo 7	
5+000 - 5+200	1.50	3.50	3.50	Tipo 7	
5+200 - 5+400	1.50	3.00	3.00	Tipo 4	El Rayo
5+400 - 5+600	1.50	3.00	3.00	Tipo 4	
5+600 - 5+800	2.00	3.50	3.50	Tipo 8	
5+800 - 6+000	2.00	3.50	4.00	Tipo 9	
6+000 - 6+200	2.00	3.50	3.50	Tipo 8	
6+200 - 6+400	2.00	3.50	4.00	Tipo 9	
6+400 - 6+600	1.50	2.50	3.00	Tipo 3	
6+600 - 6+800	2.00	3.00	3.50	Tipo 6	

Tabla 65*Dimensiones de Muros de Contención de Concreto Armado.*

Tipo	X1	X2	X3	X4	Y1	Y2	Y3
MCA_3.0	0.40	0.44	1.45	2.25	0.40	3.00	3.40
MCA_3.5	0.45	0.43	1.62	2.50	0.45	3.50	3.95
MCA_4.0	0.45	0.45	1.80	2.70	0.45	4.00	4.45
MCA_4.5	0.50	0.48	1.97	2.95	0.55	4.50	5.05

Fuente: Elaboración propia.

Basados en las Dimensiones calculadas, se sectoriza el empleo de muros de concreto armado para todo el tramo de estudio, resultados mostrados en la tabla 66.

Tabla 66*Sectorización de Muros de Concreto Armado Recomendado a Emplear*

Tramo	Desplante TR=500 años	Altura de Muro		Tipo de Muro		Punto Notable
		TR=200 años	Calculado	Empleado		
0+000 - 0+200	2.50	3.00	MCA_3.5	Tipo 3	Tucumán	
0+200 - 0+400	2.00	2.50	MCA_3.0	Tipo 1		
0+400 - 0+600	2.00	2.50	MCA_3.0	Tipo 1		
0+600 - 0+800	2.00	2.50	MCA_3.0	Tipo 1		
0+800 - 1+000	2.50	2.50	MCA_3.0	Tipo 2		
1+000 - 1+200	2.50	2.50	MCA_3.0	Tipo 2		
1+200 - 1+400	2.50	2.50	MCA_3.0	Tipo 2		
1+400 - 1+600	2.50	3.00	MCA_3.5	Tipo 3		
1+600 - 1+800	2.50	2.50	MCA_3.0	Tipo 2		
1+800 - 2+000	3.00	3.00	MCA_3.5	Tipo 4		
2+000 - 2+200	3.50	3.50	MCA_4.0	Tipo 7		
2+200 - 2+400	4.00	4.00	MCA_4.5	Tipo 9		
2+400 - 2+600	2.50	3.50	MCA_4.0	Tipo 5		
2+600 - 2+800	2.00	2.50	MCA_3.0	Tipo 1		
2+800 - 3+000	2.00	2.50	MCA_3.0	Tipo 1		

Tramo	Desplante TR=500 años	Altura de Muro		Tipo de Muro		Punto Notable
		TR=200 años	Calculado	Empleado		
3+000 - 3+200	2.50	3.00	MCA_3.5	Tipo 3		
3+200 - 3+400	2.50	3.00	MCA_3.5	Tipo 3		
3+400 - 3+600	3.00	3.00	MCA_3.5	Tipo 4	El Rosal	
3+600 - 3+800	3.00	3.00	MCA_3.5	Tipo 4		
3+800 - 4+000	3.00	3.50	MCA_4.0	Tipo 6		
4+000 - 4+200	3.00	3.00	MCA_3.5	Tipo 4		
4+200 - 4+400	3.50	3.50	MCA_4.0	Tipo 7	La Villa	
4+400 - 4+600	4.00	4.00	MCA_4.5	Tipo 9		
4+600 - 4+800	3.50	3.50	MCA_4.0	Tipo 7		
4+800 - 5+000	3.50	3.50	MCA_4.0	Tipo 7		
5+000 - 5+200	3.50	3.50	MCA_4.0	Tipo 7		
5+200 - 5+400	3.00	3.00	MCA_3.5	Tipo 4	El Rayo	
5+400 - 5+600	3.00	3.00	MCA_3.5	Tipo 4		
5+600 - 5+800	3.50	3.50	MCA_4.0	Tipo 7		
5+800 - 6+000	3.50	4.00	MCA_4.5	Tipo 8		
6+000 - 6+200	3.50	3.50	MCA_4.0	Tipo 7		
6+200 - 6+400	3.50	4.00	MCA_4.5	Tipo 8		
6+400 - 6+600	2.50	3.00	MCA_3.5	Tipo 3		
6+600 - 6+800	3.00	3.50	MCA_4.0	Tipo 6		
6+800 - 7+000	2.50	3.00	MCA_3.5	Tipo 3		
7+000 - 7+200	3.00	3.00	MCA_3.5	Tipo 4		
7+200 - 7+390	3.00	3.00	MCA_3.5	Tipo 4		

Fuente: Elaboración propia.

4.1.5.3. Muros de gaviones

El dimensionamiento y diseño de los muros de Gaviones, fue desarrollado tomando en consideración los mismos esfuerzos a los que se sometería cualquier estructura

de contención o sostenimiento, dando como resultado las dimensiones presentadas en la tabla 67:

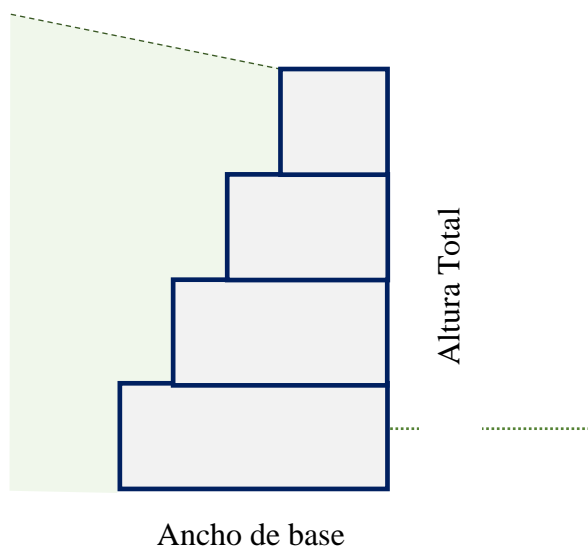


Figura 74. Forma típica de Muro de Gavión
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 67
Dimensiones de Muros de Contención de gaviones.

Tipo	H total (m)	Ancho de base (m)	Ancho de Colchón Antisocavante	Tipo de Gavión
MG_3.0	3.00	2.00	2.00	Tipo 1
	3.00	2.00	3.00	Tipo 2
MG_4.0	4.00	2.50	3.00	Tipo 3
	4.00	2.50	4.00	Tipo 4
MG_5.0	5.00	3.00	4.00	Tipo 5

Fuente: Elaboración propia

4.1.6. Zonas Vulnerables a Inundación

El análisis de zonas vulnerables a inundación, se efectúa teniendo como base, el periodo de Retorno de 150 años, este periodo es recomendado por el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de transportes y Comunicaciones.

Para efectuar el análisis de zonas vulnerables a inundación, se dividió el tramo de estudio en 3 sub tramos.

4.1.6.1. Tramo 01: 0+000 - 2+350

Este tramo inicia aproximadamente aguas arriba del puente Tucumán y termina en el sector denominado como “Las Peñas”.

En la Figura 75, se muestra el área de Inundación del tramo 01, para un periodo de retorno de 150 años.

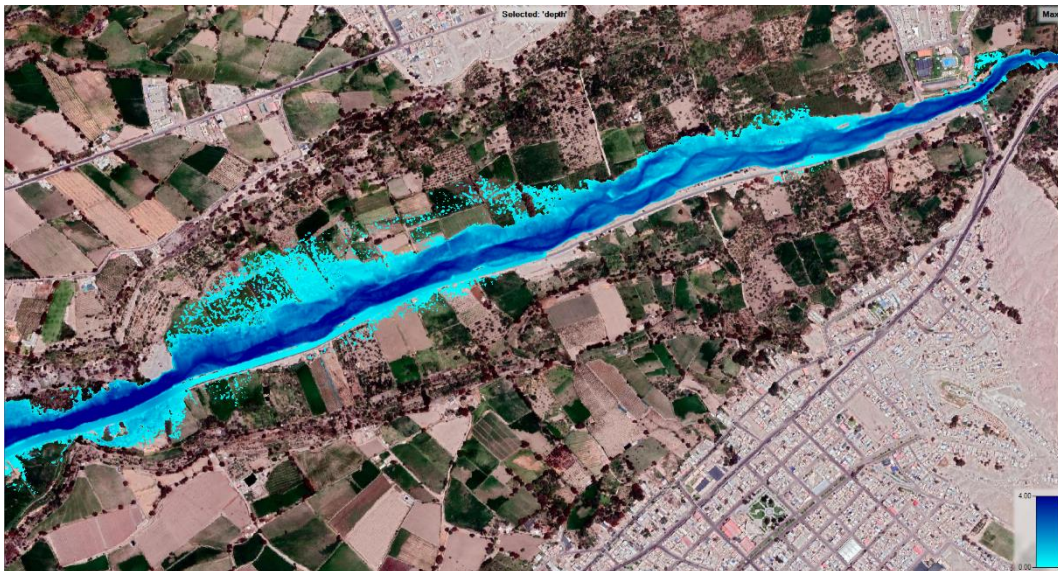


Figura 75. Inundación tramo 01 – Tr=150 años ($Q_p=144$ m³/s)
Fuente: Elaboración propia – HEC-RAS

En este tramo se puede apreciar que la mayor área de inundación se genera en la Margen Derecha del Cauce, iniciando aproximadamente desde la progresiva 0+280.

Aproximadamente desde la Prog. 2+000 Hidráulicamente se presenta un estrechamiento del cauce, generando del desbordamiento hacia ambas márgenes del Río Tumulaca.

4.1.6.2. Tramo 02: 2+350 – 4+900

En la figura 76, se muestra la Área de Inundación que presenta este tramo, resaltando el mayor impacto que causaría este sobre la margen derecha del río, afectando mayor área en este lado.

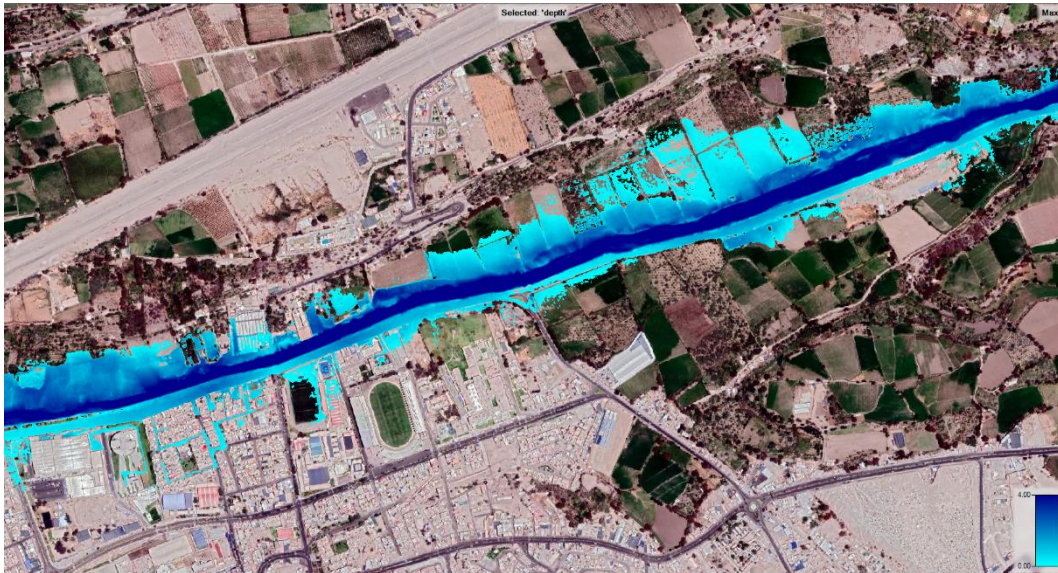


Figura 76. Inundación tramo 02 – Tr=150 años ($Q_p=144 \text{ m}^3/\text{s}$)
Fuente: Elaboración propia – HEC-RAS

En la Margen Izquierda también se puede apreciar desbordamiento, pero este no es de gran impacto, ya que los tirantes y velocidades en este sector no son de consideración.

4.1.6.3. Tramo 03: 4+900 – 7+300

En la figura 77 se muestra el área de Inundación que se generaría con un Periodo de retorno de 150 años.

Tal como se detalla en la figura 77 el desbordamiento calculado se generaría en ambas márgenes, con mayor impacto en la margen derecha.

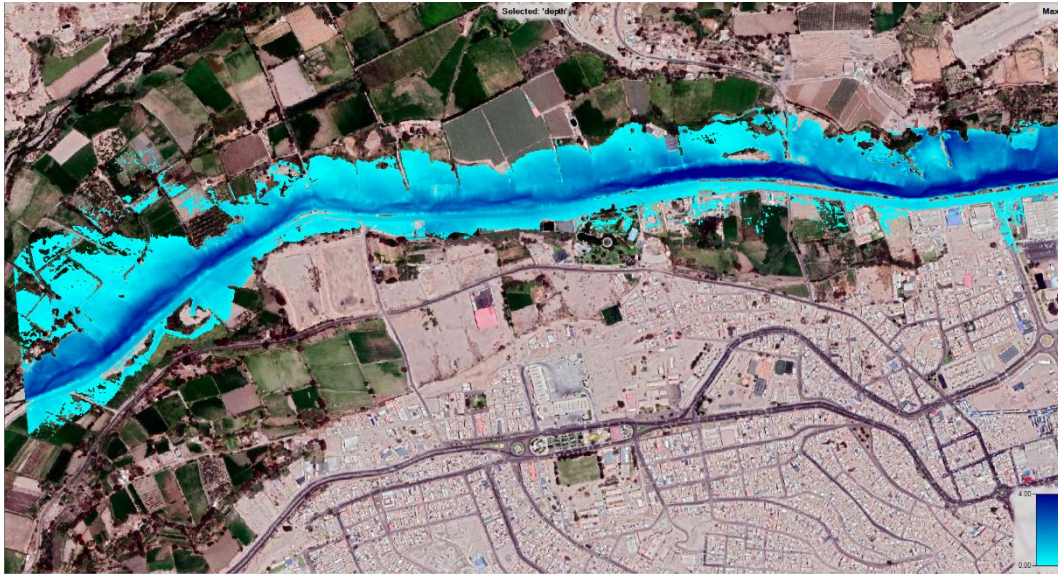


Figura 77. Inundación tramo 03 – Tr=150 años (Qp=144 m3/s)
Fuente: Elaboración propia – HEC-RAS

4.1.6.4. Área de Inundación

En función al modelamiento Hidráulico Desarrollado apoyado del programa computacional HEC RAS se determinó las Áreas de Inundación para cada Periodo de Retorno evaluado, siendo estas las presentadas en la tabla 68.

Tabla 68
Área de Inundación según Periodo de Retorno

Tiempo de Retorno	Área de Inundación (hectárea)	Incremento
Área de Cauce	25.19	100.00%
50	49.855	97.92%
100	89.401	254.91%
200	131.002	420.06%
500	178.202	607.43%
1000	207.688	724.49%

Fuente: Elaboración propia

Como se muestra en la tabla 68, existe un incremento exponencial del área de Inundación ante las distintas eventualidades.

4.1.7. Encuestas Desarrolladas en la Zona de Estudio

Durante el periodo de Elaboración del Presente Trabajo de Investigación, se vio conveniente el desarrollo de encuestas in Situ con el fin de interactuar con los vecinos directamente involucrados y/o que se han visto afectados durante las distintas eventualidades que se han ido presentando a lo largo del tiempo.

Mediante esta encuesta se puede confirmar los daños y pérdidas que han ido recibiendo los agricultores, presentando estos resultados en la tabla 69

Tabla 69
Resumen de Encuesta de Inundación en Predios en la Margen izquierda

Muestra	Afectados	No afectados	% de afectados	% no Afectados	Observaciones
6	5	1	83.33%	16.67%	Margen Izquierda
8	7	1	87.50%	12.50%	Margen derecha

Fuente: Elaboración propia

4.2. Contratación de Hipótesis

En el capítulo IV se pudo conocer el comportamiento hidráulico que presenta una avenida extraordinaria sobre el río Tumilaca y su desenvolvimiento con el entorno del cauce y zonas de inundación. A continuación, se realizada la contratación de la Hipótesis:

4.2.1. Hipótesis General

Como primera Hipótesis derivada-especifica se ha planteado:

Si existen Zonas Vulnerables a Inundación en el Río Tumilaca, tramo Malecón Ribereño del Distrito de Moquegua

Formulación de Hipótesis

Ho : No existe zonas Vulnerables a Inundación en el Río Tumilaca, tramo Malecón Ribereño del Distrito de Moquegua.

Ha : Si existen Zonas Vulnerables a Inundación en el Río Tumilaca, tramo Malecón Ribereño del Distrito de Moquegua

Estadístico de Prueba

El estadístico de Prueba es Estadística, resultados presentados en las tablas 70 y 71, datos que serán empleados para aceptar o rechazar la Hipótesis nula.

Tabla 70
Estadística Descriptiva de la Hipótesis General

Condición	Media	N	Desviación	Desv. Error promedio
Cauce	34.1265	370	7.76725	0.40380
Tr=50	35.5252	370	15.33149	0.79705
Tr=100	41.5978	370	21.58975	1.12240
Tr=200	46.1889	370	25.10584	1.30519
Tr=500	55.2772	370	31.85878	1.65626
Tr=1000	63.9604	370	37.01556	1.92435

Fuente: Elaboración propia

Tabla 71
Prueba T de las Muestras Relacionadas de la Hipótesis General

Par	Desv. Desviación	Desv. Error promedio	t	gl	Sig. (bilateral)
1: Cauce - Tr50	16.24989	0.84479	-1.656	369	0.099
2: Cauce - Tr100	22.80545	1.18560	-6.302	369	0.000
3: Cauce - Tr200	26.48015	1.37664	-8.762	369	0.000
4: Cauce - Tr500	33.57870	1.74567	-12.116	369	0.000

5: Cauce - Tr1000	39.11554	2.03352	-14.671	369	0.000
-------------------	----------	---------	---------	-----	-------

Fuente: Elaboración propia

Toma de decisión

Se observa que en la Condición 1 (Ancho de Cauce y Espejo de Agua para TR=50 años), el p-valor (Sig.) = 0.099 es mayor a 0.05 y para las demás condiciones, el valor p-valor (Sig.) = 0.000 es menor a 0.05 de significancia; rechazando la Hipótesis nula y se acepta la Hipótesis alterna, donde se concluye que si existen cambios considerables en el espejo de agua y por consiguiente si existen zonas vulnerables a Inundación en el río Tumilaca, tramo malecón Ribereño del Distrito de Moquegua.

4.2.2. Hipótesis Específicas

4.2.2.1. Hipótesis Específica 01

Existen diferencias significativas entre el nivel de agua en condiciones actuales y en condiciones con encauzamiento en ambas márgenes para un Periodo de Retorno de 200 años del Río Tumilaca, tramo Malecón Ribereño del Distrito de Moquegua.

Contrastación de Hipótesis

Ho : No existen diferencias significativas entre el nivel de agua en condiciones actuales y en condiciones con encauzamiento en ambas márgenes para un Periodo de Retorno de 200 años del Río Tumilaca, tramo Malecón Ribereño del Distrito de Moquegua.

Ha : Existen diferencias significativas entre el nivel de agua en condiciones actuales y en condiciones con encauzamiento en ambas márgenes para un

Periodo de Retorno de 200 años del Río Tumilaca, tramo Malecón Ribereño del Distrito de Moquegua.

Estadístico de Prueba

El estadístico de Prueba es Estadística, resultados presentados en las tablas 72 y 73, datos que serán empleados para aceptar o rechazar la Hipótesis nula.

Tabla 72
Estadística Descriptiva de la Hipótesis Especifica 01

Condición	Media	N	Desviación	Desv. Error promedio
Cauce Actual	1413.3289	740	73.12346	2.68807
Encauce	1413.2684	740	73.00796	2.68383

Fuente: Elaboración propia

Tabla 73
Prueba T de las Muestras Relacionadas de la Hipótesis General

Par	Desv. Desviación	Desv. Error promedio	t	gl	Sig. (bilateral)
1: Cauce Actual Tr200- Encauce Tr200	0.38544	0.01417	4.271	739	0.000

Fuente: Elaboración propia

Toma de decisión

Se observa que el p-valor (Sig.) = 0.000 es menor a 0.05 de significancia; rechazando la Hipótesis nula y se acepta la Hipótesis alterna, concluyendo que si existe diferencia significativa entre el nivel de agua del Cauce en Condiciones Actuales (sin Intervención) y el nivel de aguas ante un encauzamiento de ambas márgenes.

4.2.2.2. Hipótesis Específica 02

Existe un aumento considerable de altura de los Elementos de Encauzamiento entre el diseño para Periodo de Retorno de 100 años y 200 años, del Río Tumilaca, Tramo Malecón Ribereño del Distrito de Moquegua.

Contrastación de Hipótesis

Ho : No Existe aumento considerable de altura de los Elementos de Encauzamiento entre el diseño para Periodo de Retorno de 100 años y 200 años, del Río Tumilaca, Tramo Malecón Ribereño del Distrito de Moquegua.

Ha : Existe aumento considerable de altura de los Elementos de Encauzamiento entre el diseño para Periodo de Retorno de 100 años y 200 años, del Río Tumilaca, Tramo Malecón Ribereño del Distrito de Moquegua.

Estadístico de Prueba

El estadístico de Prueba es Estadística, resultados presentados en las tablas 74 y 75, datos que serán empleados para aceptar o rechazar la Hipótesis nula.

Tabla 74
Estadística Descriptiva de la Hipótesis Específica 01

Condición	Media	N	Desviación	Desv. Error promedio
TR=100	2.0511	740	0.36804	0.01353
TR=200	2.6453	740	0.47340	0.01740

Fuente: Elaboración propia

Tabla 75
Prueba T de las Muestras Relacionadas de la Hipótesis General

Par	Desv. Desviación	Desv. Error promedio	t	gl	Sig. (bilateral)
1: TR100 – TR200	0.10553	0.00388	-153.166	739	0.000

Fuente: Elaboración propia

Toma de decisión

Se observa que el p-valor (Sig.) = 0.000 es menor a 0.05 de significancia; rechazando la Hipótesis nula y se acepta la Hipótesis alterna, concluyendo que si existe diferencia significativa de la altura de muro necesaria entre el diseño para un Periodo de Retorno de 100 años y un periodo de Retorno de 200 años.

4.2.2.3. Hipótesis Específica 03

Existe Aumento Considerable de la Profundidad Máxima de Socavación Esperada entre el diseño para un periodo de Diseño de 200 años y un periodo de diseño de 500 años.

Contrastación de Hipótesis

Ho : No Existe Aumento Considerable de la Profundidad Máxima de Socavación Esperada entre el diseño para un periodo de Diseño de 200 años y un periodo de diseño de 500 años.

Ha : Existe Aumento Considerable de la Profundidad Máxima de Socavación Esperada entre el diseño para un periodo de Diseño de 200 años y un periodo de diseño de 500 años.

Estadístico de Prueba

El estadístico de Prueba es Estadística, resultados presentados en las tablas 76 y 77, datos que serán empleados para aceptar o rechazar la Hipótesis nula.

Tabla 76
Estadística Descriptiva de la Hipótesis Específica 01

Condición	Media	N	Desviación	Desv. Error promedio
TR=200	1.1139	740	0.25038	0.00920
TR=400	1.5073	740	0.32539	0.01196

Fuente: Elaboración propia

Tabla 77*Prueba T de las Muestras Relacionadas de la Hipótesis General*

Par	Desv. Desviación	Desv. Error promedio	t	gl	Sig. (bilateral)
1: TR200 – TR500	0.07582	0.00279	-141.132	739	0.000

Fuente: Elaboración propia

Toma de decisión

Se observa que el p-valor (Sig.) = 0.000 es menor a 0.05 de significancia; rechazando la Hipótesis nula y se acepta la Hipótesis alterna, concluyendo que si existe diferencia significativa de la altura esperada de Socavación entre el diseño para un Periodo de Retorno de 200 años y un periodo de Retorno de 500 años.

4.3. Discusión de resultados

Para el análisis de las zonas vulnerables a inundación se tuvo que desarrollar el modelamiento computacional, aplicando distintos escenarios de Diseño, verificando la capacidad morfológica de cada uno de estos, consintiéndose así la Hipótesis general, avalando el modelo con la respectiva calibración hidráulica empleando como dato de entrada el caudal presentado por SENAMHI, de fecha 08 de febrero del 2019, fecha en la que en la ciudad de Moquegua, se pudo presenciar el ingreso de una avenida extraordinaria de 80.80 m³/seg, la misma que presentó desbordamiento en zonas específicas del tramo en estudio.

En los distintos modelos hidráulicos, se verifica la urgente necesidad de desarrollar un proyecto de inversión que garantice la estabilidad del cauce, o en su defecto la delimitación de las zonas vulnerables a inundación.

Dadas las condiciones físicas del cauce, en referencia al ancho libre, se plantea que como medida de protección se emplee muros de concreto reforzado, ya que su construcción no implica mayor tecnología a la hallada en la ciudad de Moquegua.

El sistema de enrocado comparado con otros sistemas de protección es una forma de encauzamiento muy empleado en otras condiciones geométricas de Río, ya que su construcción implica la explotación de rocas de las dimensiones calculadas, además del espacio necesario; espacio que reduciría el área hidráulica.

CAPÍTULO V.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

Primera. La delimitación y posterior análisis morfológico de cuencas se desarrolló a partir de la cartografía disponible en el Instituto Geofísico del Perú, procesando estos con herramientas de Modelación de terreno como el ARC MAP. Las áreas de cuenca obtenidas gracias a estos modelos son de 607.56 km² en la Cuenca Tumulaca.

Segunda. El modelamiento Hidrológico se desarrolló aplicando el Software HEC HMS, mediante el Método SCS, obteniendo los siguientes caudales.

Tr (años)	Caudal (m³/seg) Cuenca Tumulaca
50	73.6
100	111.7
200	156.9
500	226.1
1000	285.6

Fuente: Elaboración propia

Tercera. El Modelamiento Hidráulico se desarrolló en base al levantamiento topográfico procesado en Civil 3D el cual exporta un modelo tridimensional que es reconocido por el programa HEC RAS, donde se

desarrolla el modelamiento Hidráulico Bidimensional para las distintas eventualidades. Con este modelamiento se puede verificar el aumento de Caudal en el cauce ocasiona mayores tirantes y por consiguiente mayores áreas de inundación obteniéndose áreas de inundación desde los 49 ha hasta los 207 ha.

Cuarta. Los modelos hidráulicos computacionales fueron calibrados en base al registro presentado el día 08 de febrero del 2019, donde se presentó un caudal de 80.80 m²/seg en el río Tumilaca.

5.2. Recomendaciones

Primera. Para el análisis hidrológico de cualquier cuenca, es recomendable efectuar visitas a campo, y verificar principalmente las condiciones de suelo, ya que su influencia de estos en el cálculo de caudales máximos es muy grande.

Segunda. Tomar mediciones de cada ingreso extraordinario que pueda ocurrir en el río, de forma tal que se tenga registro histórico no solo de los niveles máximos y poder calibrar los distintos modelos hidráulicos que puedan presentarse.

Tercera. Tomar mediciones antes y después de la temporada de lluvias de fondo de cauce, con el fin de tener registro histórico del cambio morfológico del cauce del Río.

Cuarta. Para la Evaluación Hidráulica de un Río es recomendable desarrollar levantamientos topográficos con Dron, ya que su empleo no solo amplía el área topográfica de evaluación, sino que también proporciona una imagen aérea de las condiciones actuales del Río.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alcantara, D. (2014). *Topografía y sus aplicaciones*. México, México: Compañía editorial Continental.
- Aparicio, F. J. (1992). *Fundamentos de la hidrología Superficial*: México, México: Grupo Noriega Editores
- BIANCHINI INGENIERO (2018). *Gavión*. Recuperado de <https://www.abianchini.es/es/gaviones/gavion>
- Campos, A., Konstantinovich, E., e Igorevich, I. (2016). *Hidráulica e Hidrología para Ingeniería*. Recuperado de: <https://es.scribd.com/document/359569377/A-Campos-Hidraulica-e-Hidrologia-Para-Ingenieria-2016>
- CCH (2015). *Limpian el Cauce del Río Moquegua para evitar nuevos Desbordes*. Perú: Radio Nacional. Recuperado de <http://www.radionacional.com.pe/informa/nacional/limpian-el-cauce-del-r-o-moquegua-para-evitar-nuevos-desbordes>
- Chow, V., Maidment, D. y Mays, L. (1994). *Hidrología Aplicada*. Santafé de Bogotá, Colombia: Copyright.

- Chow, V. (2004). *Hidráulica de Canales Abiertos*. Santafé de Bogotá, Colombia: Editorial Nomos S.A.
- Das, Braja M. (2015). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*, Distrito Federal, México: Cengage Learning Editores.
- Diario Correo (2016). *Río Moquegua estuvo a Punto de desbordar*. Moquegua, Perú: Diario Correo. Recuperado de <https://diariocorreo.pe/edicion/moquegua/río-moquegua-estuvo-a-punto-de-desbordar-656403/1/>
- Fattorelli, S. y Fernandez, P. (2011). *Diseño Hidrológico*. Recuperado de <https://marianiztli.files.wordpress.com/2016/06/disenio-hidrologico.pdf>
- INGECIV (2015). *¿Que es una Curva Hipsométrica?*. Recuperado de <https://ingeciv.com/que-es-una-curva-hipsometrica/>
- Instituto de la Construcción y Gerencia (Ed.). (2015). *Hidráulica*, Lima, Peru: Instituto de la Construcción y Gerencia.
- Organización Meteorológica Mundial (1994). *Guia de Practicas Hidrológicas* (Quinta Edición). Recuperado de https://hydrologie.org/BIB/OMM/WMOSPA_v5.pdf
- Martin, J. P. (2003). *Ingeniería de Ríos*. México: Edicions UPC, S.L.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011). *Manual de carreteras – Hidrología, Hidráulica y Drenaje*, Recuperado de https://portal.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas_carreteras/documentos/manuales/MANUALES%20DE%20CARRETERAS%202019/MC-07-

11%20Hidrolog%C3%ADa,%20Hidr%C3%A1ulica%20y%20Drenaje.pdf

Morales, R. (2000). *Diseño en Concreto Armado*. Lima, Perú: Instituto de la Construcción y Gerencia.

Linsley, K. P. (1977). *Hidrología para Ingenieros*. Cali, Colombia: Talleres Graficos de Carvajal S.A.

Redacción Correo (2016). *Río Moquegua estuvo a punto de desbordar*. Recuperado de <https://diariocorreo.pe/edicion/moquegua/río-moquegua-estuvo-a-punto-de-desbordar-656403/1>

Rojas, Pablo (2015). *¿Qué es una Curva hipsométrica?*. INGE CIV. Recuperado de <https://www.ingeciv.com/que-es-una-curva-hipsometrica/>

Rocha, A. (1998). *Introducción a la Hidráulica Fluvial*. Lima, Perú

Sotelo, G. (2002). *Hidráulica de Canales*. Mexico, Mexico: Universidad Nacional Autónoma de Mexico.

United States Department of Agriculture (1986). *Urban Hydrology for Small Watersheds*. Recuperado de: https://www.nrcs.usda.gov/Internet/FSE_DOCUMENTS/stelprdb1044171.pdf

Villon, M. (2002). *Hidrología*. Lima, Perú: Editorial Villon

Villon, M. (2007). *Hidráulica de Canales*. Lima, Perú: Editorial Villon