



FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

DISEÑO HIDRÁULICO DE BOCATOMA

CASO:

BOCATOMA EN EL RÍO CHICAMA, EN LA ZONA DE FACALÁ

PRESENTADO POR

RITA TERESA PONCE SAHUINCO

TESIS

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERA CIVIL

LIMA – PERÚ

2015



**Reconocimiento - No comercial - Compartir igual
CC BY-NC-SA**

La autora permite transformar (traducir, adaptar o compilar) a partir de esta obra con fines no comerciales, siempre y cuando se reconozca la autoría y las nuevas creaciones estén bajo una licencia con los mismos términos.

<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/>



USMP
UNIVERSIDAD DE
SAN MARTÍN DE PORRES

**FACULTAD DE
INGENIERÍA Y ARQUITECTURA**

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

DISEÑO HIDRÁULICO DE BOCATOMA.

**CASO: BOCATOMA EN EL RÍO CHICAMA, EN LA ZONA DE
FACALÁ**

TESIS

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERA CIVIL

PRESENTADO POR

PONCE SAHUINCO, RITA TERESA

LIMA – PERÚ

2015

Dedico esta tesis a mi abuela, Victoria, por haber estado en mi vida desde el inicio de la misma. A mi tía María, por cuidar de mí; a mis padres y hermanos, Diego y Jesús, quienes estuvieron a mi lado siempre.

RTPS

ÍNDICE

	Página
RESUMEN	ix
ABSTRACT	x
INTRODUCCIÓN	xi
CAPÍTULO I GENERALIDADES	1
1.1 Planteamiento del problema	1
1.2 Evaluación de infraestructura existente	2
1.3 Definición del problema	4
1.4 Objetivos	4
1.5 Justificaciones	4
1.6 Limitaciones	5
1.7 Viabilidad	6
1.8 Matriz de consistencia	8
CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO	9
2.1 Antecedentes	9
2.2 Definición de bocatoma	10
2.3 Partes (componentes)	11
2.4 Clasificación de tomas	18
2.5 Criterios para su ubicación	19
CAPÍTULO III ANÁLISIS HIDROLÓGICO	22
3.1 Características	22
3.2 Fenómeno El Niño	24

3.3	Descargas del río Chicama	28
3.4	Caudal de diseño	52
CAPÍTULO IV DISEÑO HIDRÁULICO		66
4.1	Hidráulica fluvial	66
4.2	Dimensionamiento de las ventanas de captación	80
4.3	Canal de limpia	100
4.4	Colchón disipador	105
CONCLUSIONES		117
RECOMENDACIONES		118
FUENTES DE INFORMACIÓN		120
ANEXOS		123

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Beneficio con proyecto a precios unitarios	7
Tabla 2. Matriz de consistencia	8
Tabla 3. Posibles riesgos	27
Tabla 4. Registro de Caudales por años	29
Tabla 5. Área de cultivos (Ha)	32
Tabla 6. Kc de cada cultivo	32
Tabla 7. Valores de Ra para latitud de proyecto	33
Tabla 8. Estación meteorológica Casa Grande, temperatura máxima (°C) 2010	34
Tabla 9. Estación meteorológica Casa Grande, temperatura mínima (°C) 2010	35
Tabla 10. Estación meteorológica Casa Grande, temperatura máxima (°C) 2011	36
Tabla 11. Estación meteorológica Casa Grande, temperatura mínima (°C) 2012	37
Tabla 12. Estación meteorológica Casa Grande, temperatura máxima (°C) 2012	38
Tabla 13. Estación meteorológica Casa Grande, temperatura mínima (°C) 2012	39
Tabla 14. Estación meteorológica Casa Grande, temperatura máxima (°C) 2013	40
Tabla 15. Estación meteorológica Casa Grande, temperatura mínima (°C) 2013	41

Tabla 16. Estación meteorológica Casa Grande, temperatura máxima (°C)	
2014	42
Tabla 17. Estación meteorológica Casa Grande, temperatura mínima (°C)	
2014	43
Tabla 18. Calculo de Eto por mes	44
Tabla 19. Eficiencia de Riego	46
Tabla 20. Cultivo: Caña de Azúcar	47
Tabla 21. Cultivo: Maíz Amarillo Duro	48
Tabla 22. Cultivo: Espárragos	49
Tabla 23. Cultivo: Alfalfa	50
Tabla 24. Demanda por Cultivo	51
Tabla 25. Periodos de retorno según zona	52
Tabla 26. Caudales Máximos (m ³ /s)	55
Tabla 27. Caudales para los periodos de retorno	60
Tabla 28. Frecuencia de Caudales registrados	60
Tabla 29. Distribución de Curva de Duración	61
Tabla 30. Distribución de curva de Frecuencias Empíricas	64
Tabla 31. Valores de m para Cauces Estables en Ríos - Altunin	68
Tabla 32. Valores de Fb y Fs	68
Tabla 33. Ancho de Barraje	69
Tabla 34. Valores del coeficiente de rugosidad n de Manning	71
Tabla 35. Coeficiente β	77
Tabla 36. Valores $x - 1/(x+1)$	78
Tabla 37. Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad	80
Tabla 38. Coeficiente Cd	83
Tabla 39. Coeficiente C en función del tipo de material	100
Tabla 40. Coeficientes de Lane	111
Tabla 41. Coeficientes de Bligh C	115

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ventana de ingreso al canal de conducción	2
Figura 2. Sistema de Captación Actual	3
Figura 3. Esquema de bocatoma convencional	11
Figura 4. Ubicación Desripiador	14
Figura 5. Aliviadero de Demasías	15
Figura 6. Elementos de Desarenador	16
Figura 7. Muros de encauzamiento	18
Figura 8. Ubicación de la bocatoma en tramos curvos	20
Figura 9. Coeficiente Kc (Hargreaves)	31
Figura 10. Radiación extraterrestre, Hemisferio Sur	33
Figura 11. Demanda de Agua para Riego en cada mes	51
Figura 12. Ingreso de Data	56
Figura 13. Datos ingresados	57
Figura 14. Análisis básico	57
Figura 15. Elección de análisis	58
Figura 16. Elección de método	58
Figura 17. Nivel de significancia	59
Figura 18. Resultados	59
Figura 19. Curva de duración - Caudal medio	62
Figura 20. Curva de frecuencias empíricas - Caudal mínimo	65

Figura 21. Profundidad de socavación	76
Figura 22. Ventana de captación	81
Figura 23. Relación de alturas aguas arriba y abajo	82
Figura 24. Croquis del paramento	85
Figura 25. Croquis de elementos de descarga en el paramento	87
Figura 26. Coeficiente de descarga en barraje de paramento aguas arriba vertical, vertiendo con la carga de diseño (USBR)	88
Figura 27. Coeficientes de contracción en estribos (USBR)	89
Figura 28. Coeficientes de contracción por pila de formas diferente	90
Figura 29. Orificio con descarga sumergida	91
Figura 30. Elementos de las secciones de las crestas	93
Figura 31. Valores de K	94
Figura 32. Valores de n	95
Figura 33. Elementos de cresta	96
Figura 34. Tabulación perfil Creager	99
Figura 35. Croquis de alturas de compuerta	102
Figura 36. Tirantes conjugados en colchón disipador	106
Figura 37. Longitud de resalto hidráulico, USBR, método gráfico: L vs. F1	109
Figura 38. Camino de la percolación	111
Figura 39. Croquis de solado – datos	112
Figura 40. Efecto de supresión	113
Figura 41. Detalle de Supresión	114
Figura 42. Escollera al final del colchón disipador	115

RESUMEN

La presente tesis tiene como finalidad el análisis y desarrollo del diseño hidráulico de una bocatoma en el río Chicama en la zona denominada Facalá, en la Región de La Libertad, a base del análisis hidrológico de la zona del proyecto es que se estimara la demanda de agua para las tierras de cultivo de dicho lugar. Este análisis será de gran ayuda para el diseño hidráulico de la bocatoma. Facalá es una zona de cultivos constantes, siendo los más importantes: el maíz, espárragos, caña de azúcar y alfalfa. Constituye un problema el alto consumo del recurso hídrico y falta de un eficiente uso de este. Por ello, es necesario el análisis del problema de la zona, a fin de realizar el diseño hidráulico de una bocatoma. El objetivo de la presente tesis es entender y promover el adecuado uso de los recursos hídricos a lo largo de la costa del Perú, especialmente en la zona de valles cultivables, para poder garantizar la producción de estas tierras agrícolas en temporadas de avenidas y esencialmente en las épocas de sequía.

ABSTRACT

This thesis aims at the analysis and development of hydraulic design of an intake in the Chicama river in the area called Facalá, in the region of La Libertad, on the basis of hydrological analysis of the project area is that demand is upheld water for farmland that place. This analysis will be of great help to the hydraulic design of the intake. Facalá is an area of constant crops, the most important being: corn, asparagus, sugar cane and alfalfa. The Main problem is high consumption of water resources and lack of efficient use of this. Because of this, is necessary the analysis of the area, to determine the hydraulic design of an intake. The orientation of this thesis is to understand and promote the proper use of water resources to the coast of Peru, especially in the area of arable valleys, to ensure the production of these agricultural lands in flood seasons and especially in times of drought.

INTRODUCCIÓN

La gran mayoría de los sistemas de riego en los valles del Perú, en especial en la costa, son de tierra. Este tipo de sistema de distribución o conducción no es el más eficiente debido a una serie de factores, con lo cual se presenta una cantidad insuficiente del recurso hídrico para áreas de cultivos.

La zona de Facalá, en Ascope, es una zona netamente agrícola, debido a la maravillosa ubicación del valle y a la generosidad de los caudales del río Chicama. Como es una zona privilegiada, la mayoría de los pobladores de la zona utilizan sus tierras cultivables favorablemente en época de crecida del río; sin embargo, en épocas de poco caudal, la distribución del agua de captación se hace más difícil e ineficiente, razón por la cual, los agricultores deben racionar el agua almacenada en los reservorios y planificar horarios y turnos de riego.

En el Perú los ríos de la costa, en especial los valles bajos, sufren de las inclemencias del Fenómeno El Niño, y las zonas de cultivo quedan destrozadas por los grandes caudales que acarrearán los ríos principales, y no habiendo una planificación que pueda contener la velocidad y fuerza de los caudales, es por ello que las bocatomas resultan de gran ayuda y de reguladores de los caudales que son desviados a los cultivos durante este fenómeno.

El problema principal es el bajo rendimiento de los cultivos de la comisión de regantes de Ascope, este problema se ve reflejado en el desarrollo social y económico de la zona, puesto que en la temporada de poco caudal, no se cultivan las 8 mil hectáreas, lo cual reduce la producción.

Para poder garantizar el caudal de captación, producto del análisis de la demanda de los cultivos principales en la zona, se ha optado por diseñar una bocatoma de barraje fijo, para que pueda captar el agua y se la conduzca por los canales de distribución.

Por lo tanto, el objetivo principal de esta investigación ha sido realizar el estudio hidrológico de la zona de Facalá, haciendo el análisis de los caudales a lo largo de un periodo de 50 años, tanto máximos como mínimos y medios, para un periodo de retorno de 75 años debido a que la zona cuenta con población afectada, y la finalidad de una bocatoma es que sea una estructura de larga duración, debido a su alto costo de ejecución.

El área de estudio comprende la zona de Facalá, en el distrito de Ascope, provincia de Ascope y región La Libertad, ubicada en el valle y cuenca Chicama, sobre la margen derecha del río Chicama, teniendo dicho río un ancho promedio de 380 metros.

CAPÍTULO I

GENERALIDADES

1.1 Planteamiento del problema

El sistema de riego en Facalá, al igual que en los demás sistemas de riego del valle, es en su mayoría de tierra, produciéndose severas pérdidas en la captación, conducción, control y distribución; esta situación conduce a una deficiente atención al usuario y disminuye la captación de recursos agua de riego, al no contarse con las condiciones adecuadas para la buena administración del recurso hídrico.

La toma Facalá existente en la actualidad, es una estructura rústica que carece de elementos de control y regulación de caudales y se encuentra muy deteriorada. Esta situación genera una inadecuada distribución del agua y además constituye un peligro potencial ante las crecientes del río Chicama que se agrava con la presencia del Fenómeno El Niño. Por otro lado, el ingreso incontrolado de sedimentos y pedruscos ocasiona colmatación en época de avenidas (Enero a abril) disminuyendo la capacidad de conducción del canal y como resultado disminuye la capacidad de riego en el subsector.

1.2 Evaluación de infraestructura existente

El sistema de captación del sector Facalá corresponde a una infraestructura totalmente rústica, que tiene como características su baja eficiencia de captación. El sistema de captación consiste en una bocatoma, que consta de tres ventanas de captación, las cuales están estructuradas con rieles y planchas de hierro, sin compuertas de control, en tal sentido el ingreso del agua es a través del sistema de fajinada, utilizando vegetación de la zona y barro.

Para la operación del sistema de captación es necesario que el personal ingrese al agua, lo cual es un alto riesgo de perder la vida, especialmente, en época de avenidas, por lo que se hace necesario contar con gran número de personal por las dificultades que ocasiona el volumen de agua de avenida.



*Figura 1 Ventana de ingreso al canal de conducción
Elaboración: la autora*

Por otro lado, en la época de avenidas (enero a marzo) de cada año el agua transporta considerables volúmenes de sedimentos que se depositan directamente en la zona de Captación, toda vez que no existe un sistema de control y eliminación de sedimentos, trayendo como consecuencia la colmatación y por ende un alto costo por mantenimiento.

Para garantizar el ingreso del agua hacia el actual sistema de captación no se cuenta con un barraje, lo cual obliga a los usuarios a realizar trabajos de encauzamiento utilizando maquinaria pesada en forma constante, ocasionando también considerable gasto en horas máquina durante el año, teniéndose la dificultad de no contar en forma oportuna con este servicio.

Por lo tanto, el abastecimiento de agua al área de riego de la Comisión de Regantes Ascope, se realiza mediante una bocatoma ubicada en la margen derecha del río Chicama y por su estado actual corresponde a una estructura deteriorada y rústica, que carece de elementos de control y regulación de caudales, situación que genera una inadecuada distribución del agua.



*Figura 2 Sistema de Captación Actual
Elaboración: la autora*

Bajo las actuales condiciones, durante la época de avenidas existe una permanente inseguridad de captar el caudal necesario, no existiendo condiciones adecuadas para el control de ingreso de caudales ni control del ingreso de sedimentos gruesos al canal. En forma permanente,

los usuarios deben realizar trabajos de emergencia en el cauce del río para asegurar la derivación de los caudales requeridos y atender las necesidades de riego.

1.3 Definición del problema

¿En qué medida el nuevo diseño hidráulico de la bocatoma Facalá servirá para la mejor distribución y captación de agua para la Comisión de Regantes de Ascope?

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

El objetivo es realizar el diseño hidráulico de la bocatoma Facalá para mejorar y asegurar la captación permanente de las aguas del río Chicama hacia el sector de riego Facalá en la margen derecha del valle, en la Comisión de Regantes de Ascope.

1.4.2 Objetivos específicos

- Analizar los caudales máximos del río Chicama para determinar el caudal máximo de diseño.
- Realizar cálculos hidráulicos para el diseño de una bocatoma de captación con barraje de derivación.

1.5 Justificaciones

Para la identificación del problema central en el ámbito de la comisión de regantes Ascope, se ha tenido en cuenta la opinión de los agricultores que usan el agua del río Chicama y directivos de la comisión de regantes Ascope, así como sectoristas encargados de la distribución del agua de riego, el gerente técnico de la junta de usuarios del distrito de riego Chicama; también se tomara en cuenta el aforo y evaluación visual del estado actual de la bocatoma. Y revisión de fuentes de información secundaria, habiendo identificado el problema central como: **bajo rendimiento de los cultivos en el ámbito de la comisión de regantes Ascope.**

Las características del problema, según información obtenida de la población, se evidencian indicios de disminución de los rendimientos de los cultivos atribuido a la reducción de entregas de agua en la cabecera del predio, con especial acentuación en meses de estiaje. Situación que deviene en:

- Ampliación del periodo de turnos de riego (frecuencia de riego).
- Reducción de volúmenes de agua aplicada al cultivo.
- Estrés hídrico de cultivos.

La población por el problema se siente afectada en especial, los agricultores que hacen uso del agua de riego en el sector Facalá, que corresponden a un total de 491 usuarios de riego que integran la Comisión de regantes Ascope. Por lo tanto, la población beneficiaria asciende a un total de 2,455 habitantes que equivale al 35 % de la población total. Asimismo, también se dedica a actividades agropecuarias, cuya producción se comercializa en los mercados de Casa Grande y Trujillo principalmente, existiendo también un porcentaje significativo de cultivos cuya producción se destina a la agro exportación.

En consecuencia, hay disminución del nivel de ingresos de los agricultores de la zona, así como un subdesarrollo en el sector agrario, lo cual limita la oferta de los productos en el mercado.

1.6 Limitaciones

Los datos para poder realizar los cálculos hidráulicos, serán obtenidos de la página web de la Autoridad Nacional del Agua, también se obtendrán las Cartas Nacionales de la zona en el Ministerio de Transportes como en el de Educación.

Algunos de los datos se deberán de comprar al Senamhi, ya que ellos proporcionan datos de precipitaciones diarias, que serán necesarios para el diseño hidráulico de la bocatoma.

La investigación o trabajo de gabinete se llevó a cabo en Lima, la financiación para la obtención de los datos que se requieren son cubiertos por el investigador.

1.7 Viabilidad

1.7.1 Viabilidad técnica

El área definida para el presente proyecto es significativamente favorable para los usuarios, pues presenta un potencial agrícola favorable para promover la agricultura intensiva y diversificada bajo riego.

Se cuenta con adecuadas vías de acceso a la zona del proyecto, cercanas fuentes de abastecimiento de materias primas, mano de obra no calificada y calificada con conocimiento en las técnicas de construcción y profesionales en ingeniería calificados para la construcción, monitoreo y la supervisión de obras y programación de talleres de capacitación.

Disponibilidad de recurso hídrico permanente que viene a ser las descargas del río Chicama entre los meses de diciembre a mayo correspondiente a las épocas de avenida.

Existencia de condiciones favorables del clima, topografía del terreno y otros para la aplicación de tecnología apropiada en cuanto se refiere a manejo del recurso agua-suelo-planta, con fines de mejorar la producción y la productividad.

1.7.2 Viabilidad económica

Los beneficios del proyecto, se obtienen del VPN, luego de haber logrado un ligero incremento en los rendimientos de los cultivos que componen la cedula analizada. En la situación con proyecto, el valor neto de la producción agrícola llega a la suma de S/. 38.049 Millones de soles, mientras que el Volumen de Producción alcanza el valor de 600.830 TM/año, comparado con la situación actual el Volumen de la Producción se

incrementa en 7,659 TM y el VNP se incrementa de 36.76 Millones a 38.049 Millones (1,286 Millones de soles mas).

Tabla 1
Beneficio con proyecto a precios unitarios

BENEFICIOS CON PROYECTO A PRECIOS UNITARIOS									
Cultivo	Área (Ha)	Rendimiento (Tn/Ha)	Volumen (Tn)	Precio de Venta	Destino al Mercado (%)	Valor Bruto de Producción (S/.)	Costos de Producción PP		Valor Neto de Producción (S/.)
Caña de Azucar	4,499.25	124.26	559,061.53	125.00	0.95	66,388,556.69	8,821.73	39,691,168.70	26,697,387.99
Maiz amarillo Duro	2,900.00	7.48	21,692.81	850.00	0.95	17,516,944.08	5,175.79	15,009,791.00	2,507,153.08
Esparrago	240.00	10.73	2,575.44	2,820.00	0.95	6,899,603.76	12,003.41	2,880,818.40	4,018,785.36
Alfalfa	386.00	45.34	17,500.28	350.00	0.95	5,818,843.10	2,571.37	992,548.82	4,826,294.28
Total	8,025.25		600,830.06			96,623,947.62		58,574,326.92	38,049,620.70

Fuente: Comisión de Regantes Ascope

1.7.3 Viabilidad social

El área agrícola servida por la bocatoma Facalá es de 8 025.25 ha. Distribuido en predios que pertenecen a 491 pequeños y medianos propietarios, de acuerdo al Padrón de Regantes del Sub Sector de Riego Facalá. La extensión del área irrigada puede extenderse a 10 303,54 hectáreas con una óptima operación en la bocatoma y canal.

Teniendo en cuenta que un propietario es cabeza de familia, el número de familias beneficiadas será de 491 y considerando que el número promedio de miembros por familia es de 5 personas, la población beneficiada ascenderá a 3 190 personas.

1.7.4 Alternativas

Para poder solucionar el bajo rendimiento de los cultivos existen diversas alternativas: mejora del barraje rustico actual, control y orden adecuado del horario de riego, encauzamiento periódico del río, descolmatación del río previo a épocas de avenidas, construcción de una adecuada estructura de captación. La hipótesis que se plantea es el diseño hidráulico de la estructura de captación, en este caso el diseño hidráulico de una bocatoma. Sobre la margen derecha del río Chicama, para asegurar la captación de un caudal máximo que satisfaga el regadío de la zona de cultivo.

1.8 Matriz de consistencia

Tabla 2
Matriz de consistencia

PROBLEMA	OBJETIVO	HIPÓTESIS	VARIABLES	METODOLOGÍAS
<p>Problema General: Bajo rendimiento de los cultivos en el ámbito de la comisión de regantes de Ascope</p>	<p>Objetivo General: Realizar el diseño Hidráulico de la bocatoma Facalá para mejorar y asegurar la captación permanente de las aguas del río Chicama hacia el sector de riego Facalá en la margen derecha del valle, en la Comisión de Regantes de Ascope</p>	<p>Hipótesis General: Sabido el adecuado caudal de captación se mejorará el rendimiento de los cultivos del Sector Facalá.</p>	<p>Variable Independiente: Caudal de Captación</p> <p>Variable Dependiente: Mejor rendimiento de los cultivos</p>	<p>El enfoque de investigación es cuantitativa consistente en:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Recopilación y descripción de las características básicas: Ubicación, Historia, Características Socioeconómicas, meteorológicas, Geográficas, de medio ambiente, Descripciones y características topográficas. 2. Diagnóstico de la estructura: Características físicas del sistema. 3. Estudio de la demanda: periodo de diseño, pérdidas de agua, consumo neto, determinación de caudal de diseño, obtención de caudales necesarios, proyección de la demanda. 4. Diseños: diseño de las estructuras de captación y conducción
<p>Problema Secundario: ¿Cuál es el caudal óptimo para poder irrigar las hectáreas correspondientes a la zona de Facalá? ¿El diseño hidráulico influye en la adecuada captación del caudal?</p>	<p>Objetivos Específicos:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Analizar los caudales máximos del Río Chicama para determinar el caudal máximo de diseño. 2. Realizar cálculos hidráulicos para el diseño de una bocatoma de captación con barraje de derivación 	<p>Hipótesis Secundario:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Se analiza el caudal diario máx., min y prom a lo largo de 50 años y se obtiene caudal de diseño. 2. Diseñando los componentes de la bocatoma se obtiene las características de esta. 	<p>Variable Independiente: Características Hidráulicas del río.</p> <p>Variable Dependiente: Caudales diarios</p> <p>Variable Independiente: Diseño hidráulico.</p> <p>Variable Dependiente: Costos de la estructura.</p>	

Elaboración: la autora

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes

La cuenca del río Chicama se ubica en las regiones de La Libertad y Cajamarca, aproximadamente entre los paralelos 7°21´ y 8°01´ de Latitud Sur y entre los meridianos 78°16´ y 79°27´ de longitud Oeste. Pertenece a la vertiente hidrográfica del Océano Pacífico, abarcando parte de las provincias de Ascope, Otuzco, Julcán, Santiago de Chuco y Gran Chimú de la Libertad y Contumazá, Cajamarca y Cajabamba de Cajamarca drena un total de 5 822 Km². Está conformada por una hoya hidrográfica escarpada y alargada, de fondo profundo y quebrado, con fuertes pendientes, limitada por cadenas de cerros que en dirección al Océano Pacífico tienen un descenso rápido.

La precipitación anual varía de 5,50 mm/año en el litoral a 1 500 mm/año en la cuenca alta. El río Chicama nace en las alturas de las provincias de Otuzco, Gran Chimú y Contumazá, en el cerro Colacuyan. Sus principales afluentes son los ríos Pinchaday, Huanca y San Felipe. La dirección del río es de N.E. a S.O. Las descargas se concentran en los meses de enero a abril, necesitándose de la explotación del acuífero subterráneo para la cobertura de las demandas en la época de estiaje.

La desembocadura del río Chicama se sitúa a 32 km al Norte del valle Santa Catalina. La cuenca húmeda es de 3 600 Km², la estación de aforos está ubicada en El Salinar a 25 km del pueblo de Ascope a una cota de 350 m.s.n.m. y a 50 km de la desembocadura.

La estación de aforo principal del río Chicama se halla en El Salinar, que controla 3 642 km² de cuenca, es decir la totalidad de la cuenca húmeda que es de 2 472 km² (arriba de 1 500 m.s.n.m.).

La comisión de regantes de Ascope administra el recurso hídrico en tres subsectores en las que se incluye el subsector de riego Facalá, el mismo que posee 8 025,25 hectáreas de propiedad de 491 usufructuarios y que involucra a 3 190 habitantes.

2.2 Definición de bocatoma

Una bocatoma, o captación, es una estructura hidráulica destinada a derivar desde unos cursos de agua, río, arroyo, canal, un lago o incluso desde el mar, una parte del agua disponible en esta, para ser utilizada en un fin específico, como pueden ser abastecimiento de agua potable, riego, generación de energía eléctrica, acuicultura, enfriamiento de instalaciones industriales, etc.

Las bocatomas suelen caracterizarse principalmente por el caudal de captación, el que se define como el gasto máximo que una obra de toma puede admitir. El propósito fundamental del trabajo de bocatoma es el de recolectar agua desde uno o varios puntos y concentrar este caudal en un solo punto: la entrada al canal de conducción.

Debido a la disparidad de una fuente, nunca habrá un diseño estándar que se pueda construir universalmente para cada sistema. Sin embargo, los trabajos de bocatoma tienen que incorporar características de diseños estándar que permitan un control adecuado del agua, oportunidad de sedimentación y prevención de futura contaminación.

Lo más importante que se considera son los problemas de la estación en épocas de crecientes, es decir en épocas de lluvia. Las estructuras de la bocatoma se deben ubicar en puntos donde no se vean

directamente amenazadas por crecidas de aguas, o indirectamente, por erosiones de tierra a través de los años. Por lo que un estudio geológico e hidrológico y topográfico muy cuidadoso de la zona es de gran importancia.

2.3 Partes (componentes)

Las tomas convencionales generalmente están ubicadas en los ríos de cuencas altas, es decir que el caudal de solido en épocas de avenidas es alto, la pendiente es grande así como la velocidad.

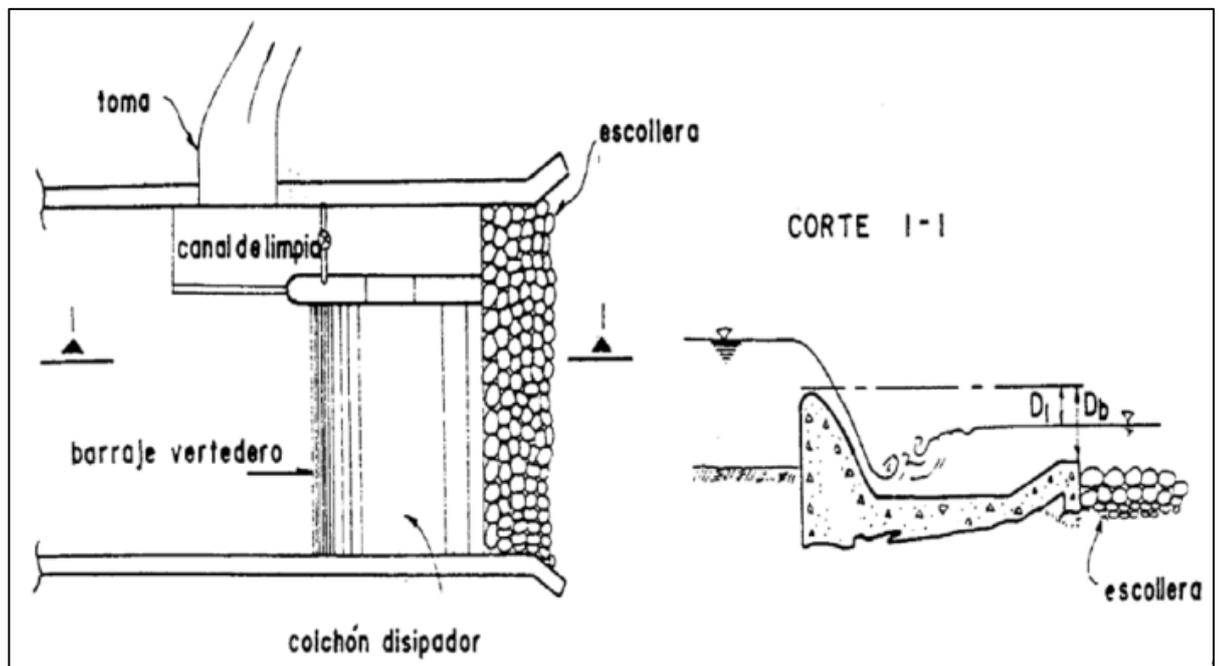


Figura 3 Esquema de bocatoma convencional
Fuente: Mansen Valderrama, Alfredo

2.3.1 Barraje

Es una estructura de derivación que se coloca transversalmente al río, dicha estructura tiene la función de elevar el nivel del agua del río para así obtener el caudal necesario para el funcionamiento de la bocatoma.

2.3.2 Ventana de captación

La captación de agua se realiza mediante una abertura llamada ventana de captación debido a que se encuentra a una altura de 0.60 m. del piso del canal de limpia como mínimo. Sus dimensiones son

calculadas en función del caudal a derivar y de las condiciones económicas más aconsejables.

Abertura con enrejado que impide el paso de material sólido y flotante demasiado grueso, para esto el umbral de la reja se coloca a cierta altura del fondo.

El agua se capta por medio de un orificio que se encuentra en una o en ambos márgenes, este orificio es provisto de barrotes verticales o ligeramente inclinados que impiden el paso del material flotante y de piedras mayores al espacio entre los mismos.

2.3.3 Colchón disipador

Sirve para disipar la energía de manera que el agua pase al cauce no revestido con velocidades lo suficientemente bajas para no producir erosiones.

Las pozas de disipación tienen como objetivo principal el de disipar la energía con que llega a esta estructura mediante el uso del resalto hidráulico, debido a un desnivel (caídas, rápidas) u otra estructura (esclusas, compuertas).

El colchón disipador del barraje se diseña sin bloques de impacto ni pilares pantalla, este tipo de diseño corresponde a la Poza de Disipación Tipo USBR.

2.3.4 Compuerta de Limpia

Ubicada en el extremo del azud al lado de la reja de entrada, la función de esta compuerta es la de mantener limpio el cauce frente a la reja, la eficiencia es pequeña. En época de avenida ayuda a regular el caudal captado.

2.3.5 Canal de Limpia o barraje móvil

El canal de limpia es la estructura que permite reducir la cantidad de sedimentos que trata de ingresar al canal de derivación, así como la eliminación del material de arrastre que se acumula delante de las

ventanas de captación. Su ubicación recomendada es perpendicular al eje del barraje vertedero y su flujo paralelo al del río y formando un ángulo entre 60° y 90° con el eje de la captación, a menos que se realice un modelo hidráulico que determine otras condiciones

Para determinar el ancho del canal de limpia se debe de considerar:

- ❖ El canal de limpia debe de transportar por lo menos dos veces el caudal a derivar o debe ser igual al caudal medio del río.
- ❖ El ancho debe ser un décimo de la longitud del barraje.

2.3.6 Desripiador

Después que el agua rebosa el vertedero de la ventana de captación, es necesario atrapar o decantar el material que ha podido pasar a través de la rejilla; a esta estructura que realiza la decantación y aquietamiento del agua antes que éste ingrese a la zona de compuertas de regulación, se le conoce como cámara de carga, cámara de decantación o desripiador; con este objeto la velocidad en el desripiador es relativamente baja y el paso hacia el canal debe hacerse por medio de un vertedero sumergido.

El desripiador se puede dimensionar tomando uno de los siguientes criterios:

- ❖ Entre la ventana de captación y vertedero sumergido de salida puede formarse un resalto sumergido por lo tanto la longitud del desripiador se podrá diseñar igualándola a la longitud de un resalto sumergido.
- ❖ La longitud es igual al de una transición que une los anchos de la reja y vertedero.

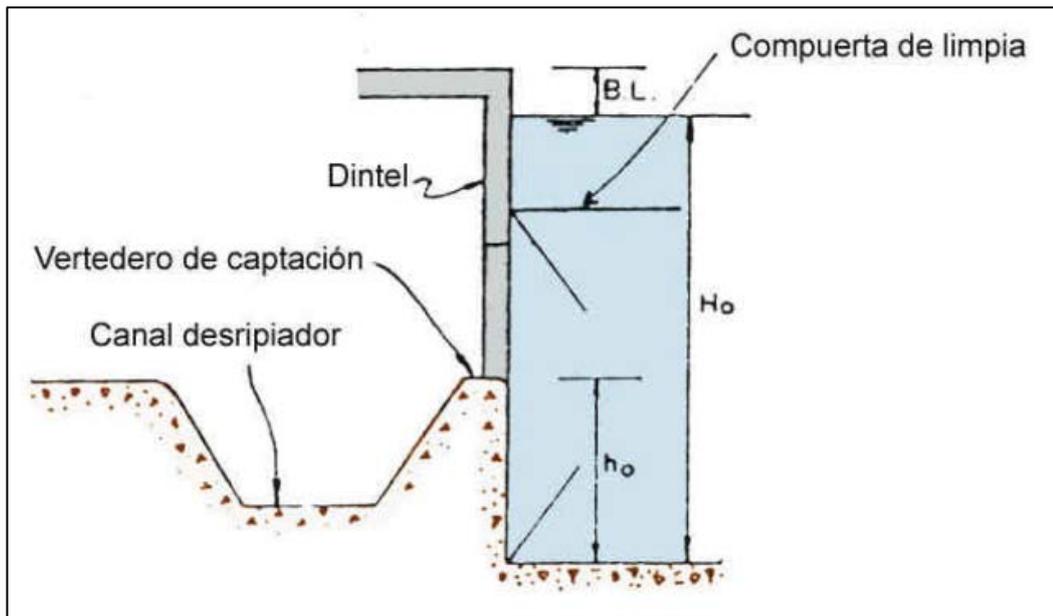


Figura 4 Ubicación Desripador
Fuente: Mansen Valderrama, Alfredo

2.3.7 Transición de entrada al canal

Al ingresar el agua por la ventana de captación este pasa hacia el desripador que es una estructura ancha al inicio y se va angostando hasta entregar el flujo al canal principal que generalmente tiene una sección más estrecha. Por lo tanto es necesario intercalar una transición entre los dos para evitar que haya grandes pérdidas de energía entre la ventana de captación y el canal.

2.3.8 Canal o túnel

Una vez que se ha logrado captar el agua del río, se procede a poder derivarla, por ello se puede hacer uso de un canal o túnel de manera que conduce el agua hacia el objetivo deseado, en este caso, al área de riego.

2.3.9 Aliviadero de demasías

Es una estructura hidráulica de protección, que se ubica en uno de los lados del canal y cuya función es el de verter fuera de la estructura de conducción cualquier exceso de agua que resulte del ingreso de agua por avenidas o mala operación de las compuertas de regulación.

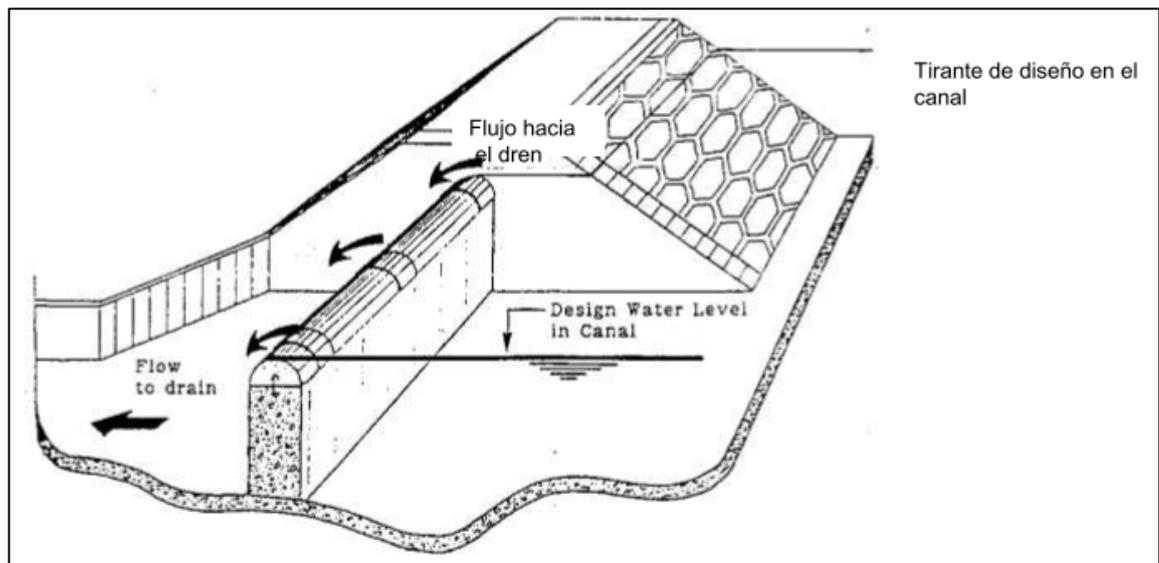


Figura 5 Aliviadero de Demasías
Fuente: Bureau of Reclamation

2.3.10 Desarenador

En épocas de lluvias, los ríos acarrear abundantes materiales sólidos, tanto de fondo como en suspensión, debido a la erosión que provocan en todo su recorrido. Por ello es importante contar con desarenadores o decantadores. Se debe de tomar atención a la velocidad del agua dentro del desarenador y su longitud. Se puede causar daños a:

- ❖ Estructuras: Disminución de sección transversal de canales por sedimentación, mayor costo de mantenimiento, Interrupción del servicio de abastecimiento.
- ❖ Máquinas: Erosión en equipos (desgaste de turbinas), disminución de rendimiento, reposición costosa.

El desarenador es una estructura de protección que tiene la función de decantar y evacuar el material en suspensión.

a) Clases de desarenadores

- ❖ Según su operación: De lavado continuo, es aquel en que la sedimentación y evacuación son simultáneas. De lavado discontinuo, almacena y luego expulsa los sedimentos en movimientos separados, es el tipo más común el lavado se trata

de realiza en el menor tiempo posible, de manera que se reduzca al mínimo las pérdidas de agua.

- ❖ Velocidad de Escurrimiento: De baja velocidad, $v < 1\text{m/s}$ (0.20-0.60m/s). De alta velocidad $v > 1\text{m/s}$ (1-1.5m/s)
- ❖ Por la disposición de los desarenadores: En serie, formado por dos o más depósitos contruidos uno a continuación de otro. En Paralelo, formado por dos o más depósitos distribuidos paralelamente y diseñados para una fracción de caudal derivado.

b) Elementos de un desarenador

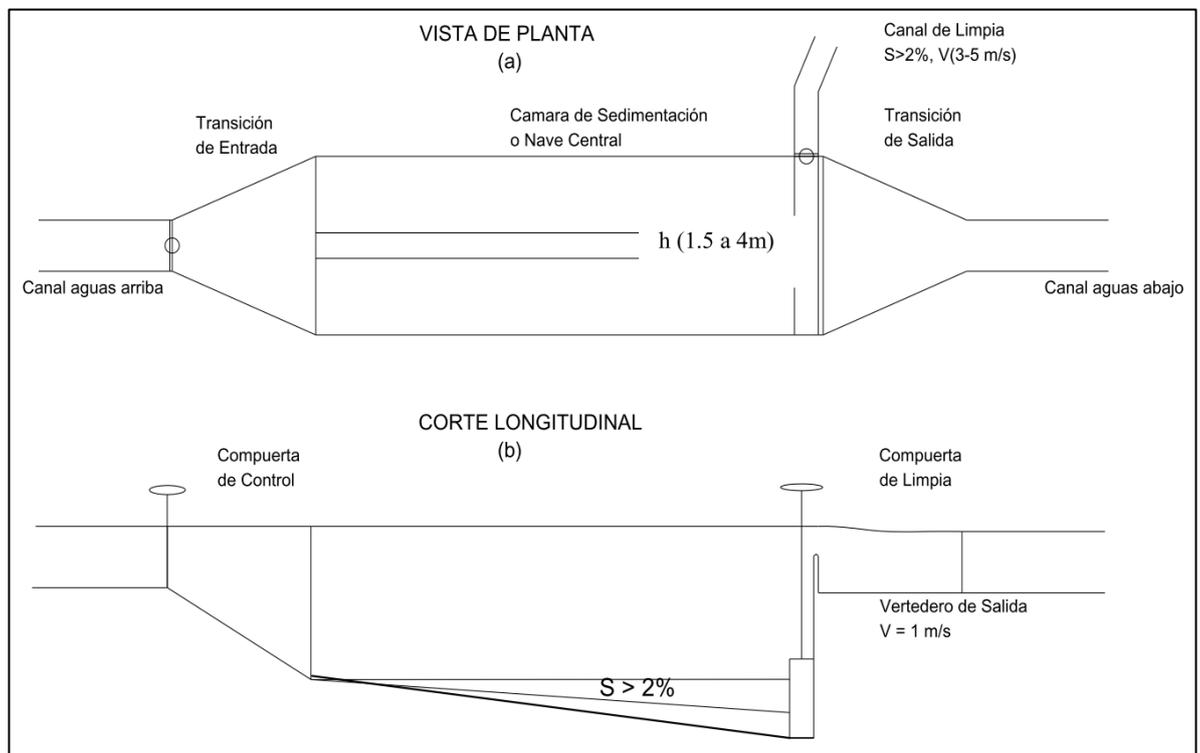


Figura 6 Elementos de Desarenador
Elaboración: la autora

- ❖ Transición de entrada, une al canal con el desarenador.
- ❖ Cámara de sedimentación o nave central, las partículas sólidas se decantan, debido a la disminución de la velocidad producida por el aumento de la sección transversal. La sección transversal se diseña para: velocidades entre 0.1-0.4m/s., la profundidad de la nave esta entre 1.5 a 4m (Figura 6 a), la sección transversal puede ser rectangular o trapezoidal, el fondo de la nave tiene una pendiente horizontal entre 2-6% (Figura 6 b).

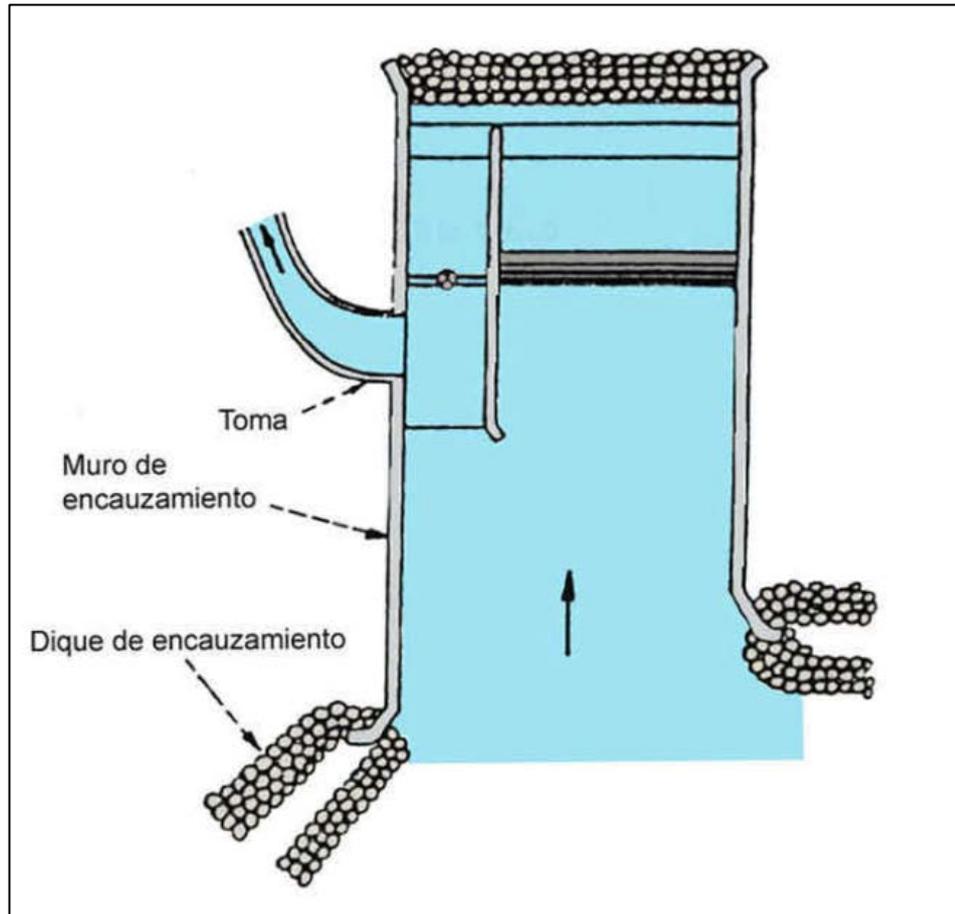
- ❖ Vertedero de salida, se ubica al final de la nave sobre el cual el agua limpia pasa hacia el canal agua abajo. La velocidad sobre el vertedero debería ser igual a la velocidad de sedimentación en la nave y como máximo se admite que sea 1m/s, si se tiene velocidades mayores se puede generar turbulencia.
- ❖ Compuerta de limpia, Sirve para desalojar los materiales depositados en el fondo. Se debe hacer un estudio de la cantidad y tamaño de sedimentos que transporta el agua para así diseñar una adecuada capacidad del colector y no necesitar lavarlo con demasiada frecuencia.

2.3.11 Muros de encauzamiento

Son estructuras que permiten encauzar el flujo del río entre determinados límites con el fin de formar las condiciones de diseño pre-establecidas (ancho, tirante, remanso, etc.)

Se pueden construir de concreto simples o armados, el dimensionamiento se basa en poder controlar el posible desborde del máximo nivel del agua, esto ayuda a que se evite la socavación de las estructuras de captación.

Al momento de diseñar el muro de encauzamiento se debe tener en cuenta el tirante máximo y el borde libre, de manera que tenga una altura adecuada y correcta.



*Figura 7 Muros de encauzamiento
Fuente: Mansen Valderrama, Alfredo*

2.4 Clasificación de tomas

2.4.1 Bocatomas sin barraje

Son posibles de diseñar en cursos de agua de fuerte pendiente, y cuando no se quiere tener una estructura costosa, tienen el inconveniente de que el lecho del río puede variar y dejar la toma sin agua, igualmente en las épocas de estiaje al disminuir el tirante de agua en el río puede disminuir considerablemente el ingreso de agua en la toma.

2.4.2 Bocatomas con barraje

Son las más empleadas ya que aseguran una alimentación más regular, conservan un nivel constante en la captación que permite dominar una mayor área regable. Estas tomas pueden presentar tres variantes: La toma con barraje fijo, la toma con barraje móvil y la toma con barraje mixto.

- a) Barraje fijo,
- b) Barraje Móvil,
- c) Barraje Mixto, combinación de los casos anteriores aprovechando las ventajas de cada uno de ellos. El barraje está formado en parte por una estructura fija y el resto por un sistema de compuertas que aprovechan para utilizar como desagüe de un canal denominado de limpia. Este tipo de barraje es mayormente usado por su adaptación al régimen de nuestros ríos costeros y por la economía durante su funcionamiento.

2.5 Criterios para su ubicación

Se debe de tomar en consideración la utilización que se le dará a las aguas captadas para poder tener una idea básica de la estructura y de las obras complementarias que se requieran.

2.5.1 Criterios topográficos

Es el principal factor debido a que de él depende en su mayoría la magnitud de la estructura a realizarse y por consiguiente el costo de la misma. Por lo mismo se debe de tener en cuenta lo siguiente:

- ❖ Alineamiento del cauce, es preferible que la zona de captación este ubicada en la zona recta del río ya que brindaría más facilidad para una limpia natural.
- ❖ Amplitud de cauce, el ancho del cauce en la zona de captación debe guardar relación con el caudal de diseño para evitar elevar en demasía las estructuras o en su defecto efectuar obras de encauzamiento en grandes longitudes.
- ❖ Uniformidad del cauce, es deseable que el cauce guarde cierta uniformidad en determinada longitud, tanto aguas arriba como abajo del punto de captación evitando fluctuaciones notorias en el escurrimiento de las aguas que determinan procesos erosivos o sedimentación.

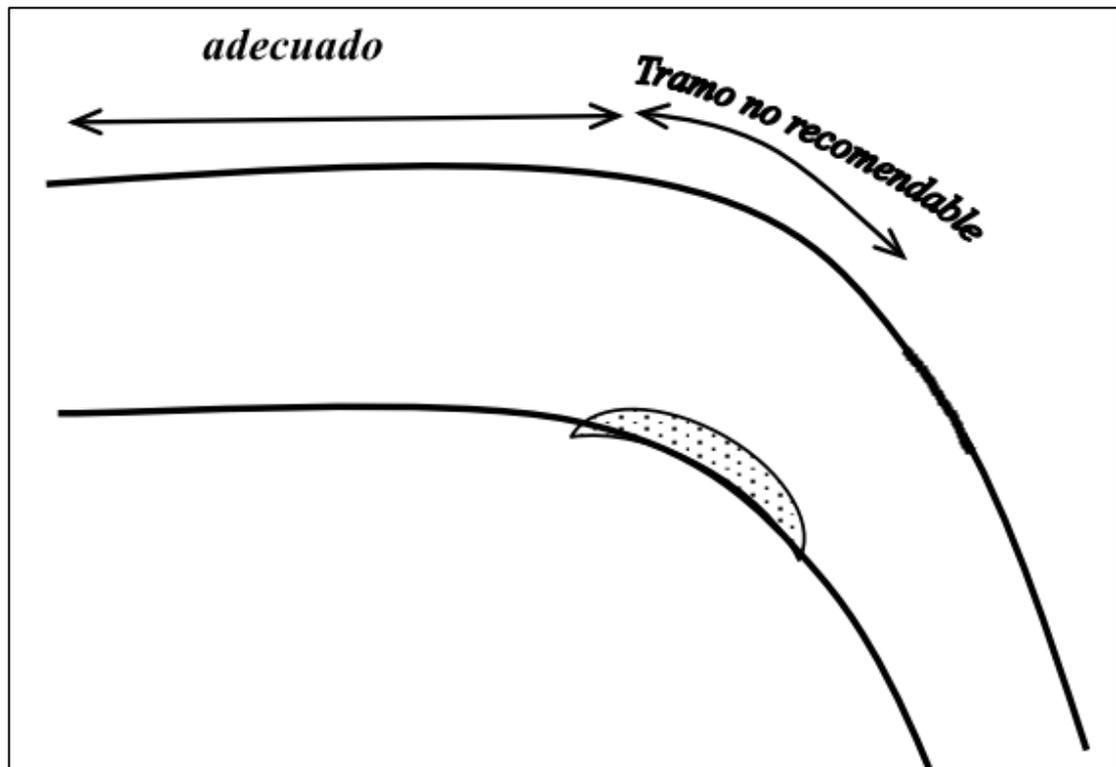


Figura 8 Ubicación de la bocatoma en tramos curvos
Elaboración: la autora

2.5.2 Criterios hidráulicos

Se debe tener en cuenta las condiciones que presenta el escurrimiento de las aguas en la zona de captación.

- ❖ Régimen de escurrimiento, el escurrimiento de las aguas a través de un cauce se puede catalogar en río o torrente. Tipo Río, cuando el tirante de escurrimiento de las aguas es mayor que el tirante crítico, siendo el más adecuado para ubicar una toma. Tipo Torrente, el tirante crítico supera al normal de las aguas, no recomendada pues requerirá de obras adicionales.
- ❖ Dinámica del transporte de sólido, se puede dar: Cauce de erosión, cuando en determinado tramo el volumen de los sólidos que ingresa es menor al que sale. Cauce en sedimentación, cuando en determinado tramo el volumen de sólidos que ingresa es mayor al que sale. Cauce en equilibrio, el transporte de sólidos es constante, no existe ni erosión ni sedimentación, es lo más indicado para ubicar una toma.

2.5.3 Criterios geológicos

La naturaleza del suelo donde estará ubicada la toma es de suma importancia por ser el soporte y estará en contacto con ella, por lo cual se considera lo siguiente:

- ❖ Permeabilidad: es recomendable que el suelo de la zona ofrezca una alta resistencia a la filtración de las aguas para una mayor seguridad de las obras.
- ❖ Capacidad de la carga: la resistencia que presenta el terreno ante cargas externas, también ejerce influencia para determinar la ubicación de la toma, hay que evitar las zonas heterogéneas, que determinen diferentes capacidad de carga, pues da asentamientos diferenciales que son los más peligrosos para la estabilidad de las estructura.

2.5.4 Criterios económicos

Este criterio constituye el factor determinante para la ubicación de la toma, ya que el costo está en función del volumen captado sino de las condiciones que presenta el cauce en dicha zona. De ahí que ante la escasez de recursos económicos se deberá buscar la zona que representa el menor costo posible, ya sea en el tratamiento del terreno, volumen de la obra, proceso constructivo y funcionamiento.

La rentabilidad de un proyecto dependerá fundamentalmente del costo de cada una de las estructuras que la conforman, el costo de la toma tiene un límite para asegurar un beneficio – costo favorable.

CAPÍTULO III

ANÁLISIS HIDROLÓGICO

3.1 Características

3.1.1 Ubicación

Ubicación política

- Región : La Libertad
- Provincias : Ascope
- Distritos : Ascope
- Valle : Chicama
- Cuenca : Chicama

Ubicación geográfica

- Paralelo : 7° 42´ Latitud Sur
- Longitud : 79° 06´ Longitud Oeste
- Altitud : 229 msnm

El proyecto está localizado sobre la margen derecha del río Chicama, a una altitud entre 235 y 228 m.s.n.m., al otro lado de la desembocadura de la quebrada denominada “Mónica”. Políticamente, la zona se ubica en el Distrito de Ascope, Provincia de Ascope, de la región La Libertad.

3.1.2 Topografía de la zona

La topografía de zona de captación muestra las características de un cauce que durante un tiempo ha estado provisto por varios barrajes, así como varias tomas.

En la zona del proyecto la Comisión de Regantes ha construido tres tomas con sus respectivos barrajes pero de material rustico.

El cauce presenta una sección transversal variable, estimándose un ancho de 294.14m. Debido a que en la zona de influencia del proyecto el ancho del cauce es variable y además se ha optado como zona a desarrollo del proyecto la Toma 2, se ha optado por tomar tres pendientes en tres zonas distintas, Pendiente 1 (S1) Aguas arriba de la Toma 2, Pendiente 2 (S2) a la altura de la Toma 2, Pendiente 3 (S3), aguas debajo de la Toma 2.

$$S1= 0.017 \quad (3.1)$$

$$S2= 0.013 \quad (3.2)$$

$$S3= 0.014 \quad (3.3)$$

3.1.3 Sistema hidrográfico

La cuenca del río Chicama se asemeja a la mayoría de las cuencas de la costa, es decir que se presenta ancha en la cuenca alta y estrecha a en la desembocadura. Cuenta con un área de drenaje total de 5822 km² de los cuales el 42% (2472 km²) se localiza encima de los 1500 msnm y que pertenece a la cuenca húmeda.

El río Chicama nace en las alturas de las minas de Callacuyán con el nombre de río Perejil nombre que se mantiene hasta la localidad de Caina, punto a partir del cual toma el nombre de río Grande o Alto Chicama a partir de la Hacienda el Tambo nombre con el cual desemboca en el Océano Pacífico.

La principal fuente de agua en el valle, es el recurso hídrico superficial que trae el río Chicama, cuyo régimen de descargas es del tipo torrentoso e irregular, produciéndose un alto grado de concentración de

caudales entre los meses de Enero y Abril, los que representan aproximadamente el 70% de la masa total anual generada a nivel de cuenca; y escasez extrema en los meses de Junio a Noviembre.

La cuenca del río Chicama tiene una extensión aproximada de 4,814.30 km², con un perímetro de 418.70 Km., ubicada predominantemente en el Departamento de La Libertad y parte en el Departamento de Cajamarca, de acuerdo al estudio Hidrológico realizado por INRENA (2003).

El análisis de la Información hidrométrica considerada muestra que el río Chicama como los demás ríos de la Costa se presenta torrencioso, siendo bastante pronunciada la diferencia entre sus extremos. Así se tiene que la descarga máxima controlada ha sido de 1441.16 m³/s y la mínima 0.50m³/s con una media anual de 26.60m³/s.

3.2 Fenómeno El Niño

El Valle del río Chicama, es un territorio expuesto a múltiples peligros de origen natural, tales como lluvias intensas, inundaciones y sequías prolongadas, dichos eventos ocasionan numerosos desastres que ponen en evidencia la situación de vulnerabilidad en la que se encuentran las unidades sociales, las tierras de cultivo y la misma infraestructura al encontrarse a orillas del río Chicama, propenso a estos peligros naturales.

En el período comprendido entre diciembre del año 1982 y junio del año 1983; así como entre el año 1997-1998; el país sufrió uno de los mayores desastres naturales ocurridos en nuestra historia, ocasionados por torrenciales lluvias en el norte y por graves sequías en el sur, cuya magnitud afectó grandemente a las regiones del Norte del País, por el efecto destructor de las aguas, cuyos daños, según estimados oficiales, alcanzó los 1,352 billones de soles, de los cuales el 80.6% fueron causados por las lluvias y el 19.4 por las sequías.

Por otro lado cabe indicar que en el pasado se han producido situaciones similares, como lo ocurrido en los años 1891 y 1925, aunque la magnitud de los daños no es comparable debido al crecimiento de la

infraestructura socioeconómica en los últimos años. Cabe mencionar que entre los años 1925 y 1982, el país ha soportado un total de 4,750 desastres naturales entre huaycos, deslizamientos, aluviones e inundaciones, causando graves daños materiales y numerosas víctimas.

Si bien es cierto que las causas del Fenómeno El Niño aún no se conocen con exactitud, los estudios realizados hasta ahora permiten definirlo en base a su comportamiento y los efectos que han producido en los años en que se han presentado. Así pues, se puede definir en forma sintética, como la presencia de aguas anormalmente más cálidas por un período mayor de 4 meses, hundimiento de la termoclina (La termoclina es el nivel del mar que separa las aguas superficiales de mayor temperatura y menor densidad de las aguas profundas y más densas); tiene su origen en el Pacífico Central Ecuatorial, debido al debilitamiento de los vientos del Este o a su reemplazo por los vientos del Oeste, dando lugar a un fenómeno muy intenso, esto último caracterizó al Fenómeno de 1982-83 y 1997-98, habiéndose observado además de un calentamiento muy rápido y por varios meses antes al normal inicio en eventos similares. Poco tiempo después las aguas cálidas llegaron hasta Alaska y el Sur de Chile.

Se puede ver que "El Niño" es un fenómeno costero, acompañado de cambios bruscos que afectan notablemente las condiciones del mar y del clima, con repercusiones enormes en la economía de la región costera del Perú y en la ecología de las aguas costeras.

Se puede decir, que el fenómeno tiene trascendencia general por no ser local y por estar ligado a fenómenos meteorológicos y oceanográficos de gran escala, como se ha podido ver. La trascendencia nacional del fenómeno surge de sus consecuencias, finalmente económicas afectando seriamente la producción y la infraestructura socioeconómica, cuando es intenso, siendo los sectores; transportes y comunicaciones, hidrocarburo, agricultura, vivienda y pesquería, los potencialmente más vulnerables, situación que se hizo evidente en los fenómenos de 1983 y de 1998.

El fenómeno El Niño de 1997 - 1998 fue uno de los más fuertes hasta ahora conocidos, desarrollándose más rápidamente y con mayores aumentos de temperatura que cualquier otro en registro. Fue más intenso aún que El Niño de 1982 - 1983, con temperaturas entre 2 y 5 grados Celsius por encima de lo normal. Esta pila caliente tenía tanta energía que sus impactos dominaron los patrones climáticos mundiales hasta mediados de 1998.

De la evolución que se tiene del fenómeno El Niño 1982-1983 se tiene que la máxima descarga promedio diaria que produjo en el río Chicama, producto de las fuertes precipitaciones durante el fenómeno El Niño 1982-1983 fue de 122.83 m³/s.

Los daños ocasionados al sector agrario se registraron mayormente en la infraestructura de riego como son: colmatación y destrucción de las cajas hidráulicas de canales de regadío, bocatomas, tomas, barrajes, partidores. Así mismo por los desbordes del río que afectaron gravemente áreas de cultivo, habiéndose perdido varias Has de cultivos.

Por lo tanto, la probabilidad de la presencia de periodos lluviosos estacionarios y fenómenos "El Niño" similares o de mayor envergadura como los ocurridos anteriormente son latentes y tienen probabilidad de ocurrencia en los años futuros.

Tabla 3
Posibles riesgos

¿Existen antecedentes de peligros en la zona en la cual se pretende ejecutar el Proyecto?			
	SI	NO	COMENTARIOS
Inundaciones	X		Producidas por el desborde del río Chicama por grandes avenidas y periodo de lluvias
Lluvias Intensas	X		Por la presencia del Fenómeno de El Niño
Heladas		X	
Friaje/Nevada		X	
Sismos		X	
Sequias	X		De acuerdo a los datos históricos, los años con características de año hidrológico seco en la cuenca del río CHicama, fueron 1962 – 1963, 1967 – 1968, 1979-1980, 1996 – 1997
Huaycos	X		Producidas por el desborde de quebradas como efecto del Fenómeno de El Niño
Derrumbes/ Deslizamientos		X	
Tsunamis		X	
Incendios Urbanos		X	
Derrames Tóxicos		X	
Vientos Fuertes		X	

Elaboración: la autora

3.3 Descargas del río Chicama

Para el presente proyecto se está tomando descargas del Rio Chicama desde el año 1965 hasta el 2014, ya que en el estudio se analizara los últimos 50 años, asimismo se debe tener en cuenta las descargas de los años 1983 y 1998, que fueron afectados por el Fenómeno El Niño.

En la Tabla 4 se presenta el registro de los caudales máximos y mínimos y medios registrados por años:

Tabla 4
Registro de Caudales por años

Año		Descarga mínima m3/s	Descarga media m3/s	Descarga máximo m3/s
1	1965	3.66	23.13	112.65
2	1966	2.03	11.79	30.85
3	1967	2.78	32.87	149.57
4	1968	1.28	4.10	14.34
5	1969	1.06	12.76	59.01
6	1970	3.47	16.22	42.30
7	1971	4.36	30.11	163.44
8	1972	3.23	30.36	188.76
9	1973	6.98	45.55	232.99
10	1974	2.84	19.16	66.59
11	1975	4.22	35.05	179.72
12	1976	2.41	21.81	87.78
13	1977	3.53	30.88	147.95
14	1978	0.95	4.60	12.42
15	1979	0.63	12.44	89.46
16	1980	0.19	3.14	19.11
17	1981	1.42	24.95	124.59
18	1982	0.90	10.25	26.15
19	1983	4.05	69.17	300.33
20	1984	4.77	42.11	179.93
21	1985	1.07	7.09	24.86
22	1986	0.85	13.25	56.04
23	1987	1.73	17.58	65.59
24	1988	1.18	12.23	36.17
25	1989	1.36	28.32	99.92
26	1990	0.23	5.31	14.23
27	1991	0.21	6.64	29.43
28	1992	0.32	8.19	42.13
29	1993	1.49	28.91	116.19
30	1994	2.02	23.92	66.14
31	1995	0.74	10.31	32.15
32	1996	0.56	21.98	98.46
33	1997	0.15	8.37	45.70
34	1998	4.66	130.43	694.80
35	1999	4.27	28.81	118.01
36	2000	2.34	44.79	197.54
37	2001	3.49	35.74	163.25
38	2002	3.16	24.25	88.73
39	2003	2.87	25.99	98.03

Año		Descarga mínima m3/s	Descarga media m3/s	Descarga máximo m3/s
40	2004	0.45	25.87	95.10
41	2005	0.38	10.50	46.53
42	2006	1.29	22.15	106.54
43	2007	2.45	21.44	69.95
44	2008	3.83	30.14	90.79
45	2009	3.75	32.52	117.06
46	2010	2.55	17.39	44.86
47	2011	1.09	15.19	69.70
48	2012	2.38	26.07	81.90
49	2013	1.90	21.89	116.66
50	2014	1.66	14.93	59.59
Total		109.18	1200.63	5213.99
Promedio		2.18	24.01	104.28
Des. Est		1.53	19.93	105.06
Maxima		6.98	130.43	694.80
Minima		0.15	3.14	12.42

*Fuente: Senamhi
Elaboración: la autora*

Con lo cual se infiere que la máxima descarga ha llegado a 694.80m3/s y la mínima a 6.98 m3/s.

Descarga máxima promedio: 104.28 m3/s

Descarga media promedio: 24.01 m3/s

Descarga mínima promedio: 2.18 m3/s

3.3.1 Evapotranspiración

Usualmente se utilizan fórmulas empíricas para la estimación de la ETo. Para el caso de nuestro país, en especial para la costa peruana, las fórmulas empíricas más comúnmente usadas son la de Penman modificado, Hargreaves y Blaney-Criddle.

Para determinar el valor de la ETo se usará el método de Hargreaves, se necesita solamente datos de temperaturas y radiación solar.

$$Eto = 0.0023 * Ra * (Tm + 17.8) * \sqrt{TD} \quad (3.3)$$

Eto: Evapotranspiración del cultivo de referencia (mm/día)

Ra: Radiación extraterrestre (mm/día)

Tm: temperatura media diaria (°C)

TD: diferencia de temperatura promedio diaria en el periodo considerado (°C), TD= Temp. Max. Media – Temp. Min. Media.

Finalmente la evapotranspiración para el cultivo dado se calculara mediante:

$$Etc = Eto * Kc \quad (3.4)$$

Kc: coeficiente del cultivo de Hargreaves

TABLA 2-25 : Kc_(H)
Tabla del coeficiente Kc(Hargreaves)

CULTIVO	FASE INICIAL	MEDIADOS de TEMPORADA	FIN de TEMPORADA
Alcachofa	0.90-1.00	0.95-1.05	0.90-1.00
Alfalfa	0.40-0.50	1.00-1.40	0.95-1.35
Algodón	0.20-0.50	1.05-1.30	0.30-0.60
Apio	0.25-0.35	1.00-1.15	0.90-1.05
Arróz	1.10-1.15	1.10-1.30	1.10
Avena	0.20-0.40	1.00-1.20	0.20-0.25
Bananos	0.40-0.65	1.00-1.20	0.75-1.15
Berenjenas	0.20-0.50	0.95-1.10	0.80-0.90
Calabacitas	0.20-0.40	0.90-1.00	0.70-0.80
Caña de azúcar	0.40-0.50	1.00-1.30	0.50-0.60
Cártamo	0.30-0.40	1.05-1.20	0.20-0.25
Cebada	0.25-0.30	1.00-1.10	0.10-0.20
Cebollas secas	0.40-0.60	0.95-1.10	0.75-0.85
Cebollas verdes	0.40-0.60	0.95-1.05	0.95-1.05
Cereales pequeños	0.20-0.40	1.10-1.30	0.20-0.35
Chile verde -pimiento	0.30-0.40	0.95-1.10	0.80-0.90
Cítricos	0.65	0.65-0.75	0.65
Espárrago	0.25-0.30	0.95	0.25
Espinaca	0.20-0.30	0.95-1.05	0.90-1.00
Frijol castor	0.30-0.40	1.05-1.20	0.50
Frijol seco	0.30-0.40	1.05-1.20	0.25-0.30
Frijol verde	0.30-0.40	0.95-1.05	0.85-0.95
Frutales- hoja caduca	0.50	0.85-1.20	0.50-0.85
idem con cobertura verde	0.75-0.85	1.10-1.25	0.70-1.10
Girasol	0.30-0.40	1.05-1.20	0.35-0.45
Guisantes	0.40-0.50	1.05-1.20	0.95-1.10
Kiwi	0.30	1.05	1.05
Lechuga	0.20-0.30	0.85-1.05	0.45
Legumbres (pulses)	0.20-0.40	1.05-1.20	0.25-0.30
Lenteja	0.20-0.40	1.05-1.20	0.25-0.30
Liniaza	0.20-0.40	1.00-1.15	0.20-0.25
Maíz de grano	0.20-0.50	1.05-1.20	0.35-0.60
Maíz dulce	0.20-0.50	1.05-1.20	0.95-1.10
Mani (cacahuete)	0.30-0.50	0.95-1.00	0.50-0.60
Melones	0.15-0.40	1.00-1.10	0.30-0.90
Mijo	0.20-0.40	1.00-1.15	0.25-0.30
Olivos	0.60	0.80	0.80
Papas	0.40-0.55	1.10-1.20	0.40-0.75
Pepino	0.20-0.40	0.90-1.00	0.70-0.80
Pistacho	0.10	1.05	0.35
Rábano	0.20-0.30	0.80-0.90	0.75-0.85
Remolacha	0.25-0.40	1.05-1.20	0.25-0.30
Remolacha de azúcar	0.20-0.40	1.05-1.20	0.70-1.00
Repollo	0.30-0.50	0.95-1.10	0.80-0.95
Sandía	0.25-0.50	1.00-1.10	0.20-0.70
Sorgo	0.15-0.40	1.05-1.20	0.30-0.50
Soya	0.30-0.40	1.00-1.15	0.45-0.55
Tabaco	0.30-0.40	1.00-1.20	0.75-0.85
Tomate	0.25-0.50	1.05-1.25	0.60-0.85
Trigo	0.20-0.40	1.00-1.25	0.20-0.30
Uvas de Mesa	0.20-0.50	0.75-0.85	0.20-0.45
Zanahoria	0.40-0.50	1.05	0.75

Figura 9 Coeficiente Kc (Hargreaves)
Fuente: Portal UNALM

Para la zona del proyecto se debe de tener en cuenta que hay 4 cultivos representativos, caña de azúcar, maíz amarillo, esparrago y alfalfa, cada cual con su área de cultivo respectiva.

Tabla 5
Área de cultivos (Ha)

Cultivo	Area (Ha)
Caña de azúcar	4499.25
Maíz amarillo duro	2900
Esparragos	240
Alfalfa	386
Total	8025.25

Fuente: PCR de la Junta de Usuarios Chicama

Tabla 6
Kc de cada cultivo

DESCRIPCIÓN	Ha	ENE	FEB	MARZ	ABR	MAY	JUN	JUL	AGT	SET	OCT	NOV	DIC
Caña de azúcar	4499.25	1.00	1.10	1.20	1.30	0.50	0.55	0.55	0.60	0.40	0.45	0.45	0.50
		fin inicio											
Maíz amarillo duro	2900	1.10	1.15	1.20	0.35	0.40	0.50	0.60	0.20	0.30	0.40	0.50	1.05
		fin inicio											
Espárragos	240	0.95	0.95	0.95	0.95	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.27	0.28	0.30
		fin inicio											
Alfalfa	386	1.13	1.27	1.40	0.95	1.08	1.22	1.35	0.40	0.42	0.46	0.50	1.00
		fin inicio											
Total	8025.25												

Elaboración: la autora

Para poder obtener un valor más acertado del Eto, se ha tomado como datos de Temperatura los registros de los últimos 5 años, para cada mes se ha tomado el promedio tanto de máximos, mínimos y promedios a los largo de los 5 años, cabe recalcar que se tomaran los datos completos por años para el periodo 2010-2014. La estación de la cual se han obtenido los datos de temperatura es la estación Casa Grande, ya que esta estación registra continuamente las temperaturas, de manera diaria y confiable.

El proyecto se encuentra en la Latitud 7°42', por lo cual. Se debe interpolar los valores para calcular el Ra que corresponda.

LAT	Ene. 1	Feb. 2	Mar. 3	Abr. 4	May. 5	Jun. 6	Jul. 7	Ago. 8	Sep. 9	Oct. 10	Nov. 11	Dic. 12
0	15.0	15.5	15.7	15.3	14.4	13.9	14.1	14.8	15.3	15.4	15.1	14.8
-2	15.3	15.7	15.7	15.1	14.1	13.5	13.7	14.5	15.2	15.5	15.3	15.1
-4	15.5	15.8	15.6	14.9	13.8	13.2	13.4	14.3	15.1	15.6	15.5	15.4
-6	15.8	16.0	15.6	14.7	13.4	12.8	13.1	14.0	15.0	15.7	15.8	15.7
-8	16.1	16.1	15.5	14.4	13.1	12.4	12.7	13.7	14.9	15.8	16.0	16.0
-10	16.4	16.3	15.5	14.2	12.8	12.0	12.4	13.5	14.8	15.9	16.2	16.2
-12	16.6	16.3	15.4	14.0	12.5	11.6	12.0	13.2	14.7	15.8	16.4	16.5
-14	16.7	16.4	15.3	13.7	12.1	11.2	11.6	12.9	14.5	15.8	16.5	16.6
-16	16.9	16.4	15.2	13.5	11.7	10.8	11.2	12.6	14.3	15.8	16.7	16.8
-18	17.1	16.5	15.1	13.2	11.4	10.4	10.8	12.3	14.1	15.8	16.8	17.1
-20	17.3	16.5	15.0	13.0	11.0	10.0	10.4	12.0	13.9	15.8	17.0	17.4
-22	17.4	16.5	14.8	12.6	10.6	9.6	10.0	11.6	13.7	15.7	17.0	17.5
-24	17.5	16.5	14.6	12.3	10.2	9.1	9.5	11.2	13.4	15.6	17.1	17.7
-26	17.6	16.4	14.4	12.0	9.7	8.7	9.1	10.9	13.2	15.5	17.2	17.8
-28	17.7	16.4	14.3	11.6	9.3	8.2	8.6	10.4	13.0	15.4	17.2	17.9
-30	17.8	16.4	14.0	11.3	8.9	7.8	8.1	10.1	12.7	15.3	17.3	18.1
-32	17.8	16.2	13.8	10.9	8.5	7.3	7.7	9.6	12.4	15.1	17.2	18.1
-34	17.8	16.1	13.5	10.5	8.0	6.8	7.2	9.2	12.0	14.9	17.1	18.2
-36	17.9	16.0	13.2	10.1	7.5	6.3	6.8	8.8	11.7	14.6	17.0	18.2
-38	17.9	15.8	12.8	9.6	7.1	5.8	6.3	8.3	11.4	14.4	17.0	18.3
-40	17.9	15.7	12.5	9.2	6.6	5.3	5.9	7.9	11.0	14.2	16.9	18.3
-42	17.8	15.5	12.2	8.8	6.1	4.9	5.4	7.4	10.6	14.0	16.8	18.3
-44	17.8	15.3	11.9	8.4	5.7	4.4	4.9	6.9	10.2	13.7	16.7	18.3
-46	17.7	15.4	11.5	7.9	5.2	4.0	4.4	6.5	9.7	13.4	16.7	18.3
-48	17.6	14.9	11.2	7.5	4.7	3.5	4.0	6.0	9.3	13.2	16.6	18.2
-50	17.5	14.7	10.9	7.0	4.2	3.1	3.5	5.5	8.9	12.9	16.5	18.2

Ra [mm/día]

HEMISFERIO SUR

RADIACION EXTRATERRESTRE (Ra), expresada en equivalentes de EVAPORACION.

Tabulada por mes y por latitud para el Método de Hargreaves

Figura 10. Radiación extraterrestre, Hemisferio Sur

Fuente: Portal UNALM

Tabla 7

Valores de Ra para latitud de proyecto

Latitud	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
-6	15.8	16.0	15.6	14.7	13.4	12.8	13.1	14.0	15.0	15.7	15.8	15.7
7.7	16.06	16.09	15.52	14.45	13.15	12.46	12.76	13.75	14.92	15.79	15.97	15.96
-8	16.1	16.1	15.5	14.4	13.1	12.4	12.7	13.7	14.9	15.8	16.0	16.0

Elaboración: la autora

Los registros de temperatura del 2010 al 2014 se muestran a continuación:

Tabla 8 Estación meteorológica Casa Grande, temperatura máxima (°C) 2010

ESTACIÓN METEOROLÓGICA CASA GRANDE, TEMPERATURA MÁXIMA (° C) 2010

DIA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1		29.00	28.67	30.33	23.50	22.50	20.00	18.70	21.00	21.50	23.67	25.50
2		29.50	28.33	30.33	24.67	23.00	21.80	21.00	22.00	23.00	23.67	25.67
3		30.50	28.00	31.00	24.50	22.80	21.60	19.70	20.50	20.67	23.50	25.83
4		31.00	27.33	30.00	25.33	23.00	22.70	19.80	20.00	20.83	22.08	26.50
5	28.00	29.00	27.33	29.67	24.83	21.80	21.70	21.20	21.00	20.67	22.08	23.17
6	30.00	26.00	28.33	29.33	23.67	20.80	20.50	20.50	20.00	21.67	23.00	25.67
7	27.50	25.00	28.67	30.00	24.00	22.67	19.50	19.50	21.50	20.17	22.00	25.00
8	28.50	29.50	28.67	29.67	24.33	23.00	20.70	21.20	19.60	20.67	22.67	26.50
9	30.50	29.50	28.67	30.00	25.67	22.80	21.50	22.00	22.50	21.50	21.40	26.17
10	28.50	26.50	28.67	20.67	25.50	23.67	21.70	20.20	20.50	22.00	22.33	27.17
11	29.00	29.50	29.00	31.00	26.83	23.50	21.30	21.50	21.80	22.17	23.50	25.50
12	29.50	31.00	28.67	25.33	27.33	23.50	21.00	20.10	20.50	22.83	24.50	25.50
13	29.50	31.50	29.33	31.33	26.00	24.00	21.60	20.80	19.00	22.17	23.83	24.00
14	27.00	30.00	29.67	30.00	25.00	22.00	21.50	20.00	20.80	21.17	25.17	26.67
15	29.00	29.50	28.33	31.33	25.33	23.00	21.00	20.80	22.00	21.83	25.00	26.00
16	26.50	30.50	28.67	30.67	24.00	22.00	20.50	21.50	22.00	22.33	24.67	27.33
17	29.50	31.00	28.67	28.00	23.33	22.00	20.50	21.50	22.60	22.33	23.50	27.67
18	27.50	29.50	29.67	27.67	23.00	22.80	19.50	22.50	21.60	22.50	22.83	23.50
19	29.50	30.00	29.00	29.00	25.17	21.00	19.70	18.00	21.00	22.00	22.17	24.67
20	30.00	29.00	29.00	26.26	25.67	21.50	19.50	21.50	21.80	22.00	24.50	25.83
21	29.00	29.50	30.33	18.00	23.67	22.80	19.50	21.00	22.50	21.00	26.00	25.67
22	29.00	30.50	30.33	25.00	22.83	22.00	19.00	21.50	22.20	21.83	23.50	28.00
23	27.50	30.50	31.33	25.00	22.33	21.00	20.50	20.00	25.50	22.17	26.17	28.50
24	29.50	31.00	29.67	25.00	22.33	23.00	20.00	22.00	22.60	22.40	25.00	26.67
25	29.50	30.00	30.00	26.33	23.00	21.67	19.00	21.00	0.00	23.50	25.00	27.17
26	28.50	29.50	29.67	25.00	24.34	21.00	21.00	21.00	19.80	23.67	23.33	27.00
27	28.50	29.50	29.00	26.67	23.33	21.50	19.80	21.60	20.00	19.80	25.17	27.67
28	29.00	29.50	29.33	27.33	24.00	22.00	21.80	21.60	20.50	21.00	23.00	27.00
29	29.50		30.33	26.33	23.17	22.00	22.00	21.00	21.00	23.17	25.00	28.50
30	29.50		30.67	25.67	22.83	23.00	20.70	20.00	20.00	22.13	25.00	26.33
31	29.50		29.00		23.33		19.50	21.00		23.40		27.00
Promedio	28.85	29.54	29.11	27.73	24.28	22.38	20.66	20.76	20.53	21.87	23.77	26.24

Elaboración: la autora

Tabla 9 Estación meteorológica Casa Grande, temperatura mínima (°C) 2010

ESTACIÓN METEOROLÓGICA CASA GRANDE, TEMPERATURA MÍNIMA (°C) 2010

DIA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1	21.00	18.60	20.80	21.60	19.10	15.10	16.00	12.90	12.60	13.90	10.60	15.10
2	20.00	21.10	21.20	21.10	18.60	14.60	15.30	12.80	12.60	13.60	14.60	14.60
3	21.10	19.90	20.80	19.70	18.50	14.50	14.60	12.60	14.10	14.10	14.60	14.60
4	20.00	20.80	20.10	21.10	18.20	16.10	14.60	13.40	14.10	12.60	13.10	16.10
5	21.60	22.00	19.60	20.60	18.20	16.00	15.10	13.60	13.10	13.60	10.60	16.10
6	20.20	21.50	20.40	19.60	17.50	16.10	15.00	13.10	13.90	13.60	10.60	16.10
7	21.50	21.60	20.10	19.10	17.50	15.10	14.60	13.60	13.10	13.60	14.10	16.10
8	20.80	21.90	20.00	19.50	18.00	13.80	14.50	13.10	13.60	13.60	14.10	16.10
9	20.50	22.50	21.10	19.10	16.10	16.20	11.50	10.60	12.10	13.30	11.60	16.10
10	21.60	22.00	20.20	18.70	16.00	15.00	12.80	12.10	14.10	11.60	11.60	16.10
11	20.90	22.60	20.10	18.60	16.50	16.60	14.60	10.60	13.60	11.60	13.60	16.10
12	22.10	21.60	20.10	18.60	17.70	13.70	13.10	14.60	13.10	11.60	13.60	16.10
13	22.10	21.70	20.70	21.20	17.60	13.10	14.50	13.60	12.60	13.60	13.60	16.10
14	20.30	21.10	20.60	19.70	17.20	15.00	14.50	13.60	12.60	14.60	13.60	15.10
15	20.70	22.10	20.50	19.60	16.60	14.00	14.10	14.10	11.60	13.10	13.60	15.10
16	21.50	21.60	19.70	18.60	17.20	14.60	14.60	15.10	13.10	14.10	15.10	15.10
17	20.60	22.10	20.10	19.10	17.70	14.90	14.10	14.60	13.30	13.60	15.60	14.90
18	21.10	21.10	21.10	18.10	18.00	13.10	16.10	13.60	13.60	13.10	16.10	16.60
19	20.50	20.60	21.20	18.10	16.10	15.10	11.90	14.10	13.60	13.10	14.60	16.60
20	20.00	20.40	20.40	18.10	17.50	14.20	13.70	14.00	13.90	13.10	12.40	16.10
21	20.60	22.10	21.10	17.50	17.10	15.80	12.60	12.10	14.10	14.60	12.10	16.10
22	21.80	21.00	20.70	17.50	17.20	14.50	13.80	15.10	14.10	12.60	13.60	16.10
23	21.20	21.00	21.90	18.10	14.80	13.00	10.10	14.60	14.10	12.60	12.60	16.10
24	20.60	22.50	19.80	17.30	17.30	14.90	11.50	13.10	14.10	13.40	13.90	16.60
25	20.10	21.00	20.30	17.60	15.30	13.80	13.50	14.60	14.10	13.10	12.10	16.60
26	20.50	19.60	21.70	18.50	14.80	13.90	13.60	13.10	14.10	13.30	11.60	16.60
27	22.50	20.00	20.50	17.60	16.90	14.50	11.60	13.10	14.30	14.60	16.00	16.60
28	21.30	20.10	20.10	17.40	15.70	14.60	13.10	14.10	14.10	14.60	15.10	16.60
29	20.20		19.00	18.40	14.10	14.10	13.60	13.60	12.30	14.10	15.60	16.60
30	21.20		21.40	18.00	14.60	14.10	13.60	13.60	13.60	15.60	15.60	17.60
31	20.50		21.20		14.00		14.10	14.00		14.10		17.10
Promedio	20.92	21.22	20.53	18.92	16.83	14.67	13.75	13.44	13.44	13.47	13.52	16.05

Elaboración: la autora

Tabla 10 Estación meteorológica Casa Grande, temperatura máxima (°C) 2011

ESTACIÓN METEOROLÓGICA CASA GRANDE, TEMPERATURA MÁXIMA (° C) 2011

DIA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1	28.00	27.67	29.50	27.17	27.00	26.17	23.00	21.50	20.50	23.50	25.17	23.00
2	28.50	29.50	30.17	29.50	26.00	26.50	23.50	21.20	20.00	24.33	24.00	25.50
3	27.67	30.67	30.17	27.67	26.00	26.50	24.00	23.40	19.00	25.00	24.67	27.00
4	27.83	30.00	29.33	27.50	26.30	26.50	24.00	25.00	19.50	24.50	24.83	25.33
5	27.83	29.00	32.17	30.50	26.00	26.50	22.33	24.40	20.00	23.50	24.33	27.50
6	28.00	31.33	32.00	30.50	26.50	26.50	23.00	24.50	19.50	23.50	23.67	25.83
7	28.50	28.33	28.50	26.50	25.80	26.50	23.50	24.50	19.00	23.50	24.67	25.83
8	28.17	31.50	30.50	28.50	26.50	23.80	23.67	24.50	20.00	23.17	23.33	23.17
9	28.17	29.50	30.33	27.17	25.80	25.00	24.00	24.20	17.00	24.00	24.50	27.50
10	27.33	32.17	31.17	28.00	28.00	23.60	24.00	24.00	17.50	24.00	26.00	24.83
11	27.33	32.00	31.50	26.33	25.60	23.00	24.00	22.50	15.00	24.33	24.83	27.50
12	27.67	27.00	31.50	26.83	26.60	26.50	21.33	23.00	20.50	24.33	26.00	27.50
13	27.67	27.50	31.50	27.00	27.50	26.50	22.83	24.70	19.50	24.00	23.00	27.17
14	28.17	28.17	28.67	27.50	26.00	22.80	24.17	22.20	16.50	24.00	25.83	27.17
15	29.00	28.50	30.17	27.50	26.20	24.00	24.50	23.80	15.00	24.33	25.50	28.00
16	27.33	28.50	30.17	26.33	25.00	23.80	25.50	22.80	17.00	24.00	25.00	24.17
17	29.00	29.33	30.17	28.17	26.00	25.30	21.33	22.10	16.00	24.00	26.00	28.83
18	28.00	28.33	30.17	27.50	24.30	27.00	18.67	24.60	18.50	24.00	25.50	27.50
19	27.17	28.33	30.17	24.17	25.50	23.30	19.33	22.50	20.50	24.00	24.33	26.17
20	26.83	29.50	29.50	28.50	23.00	23.50	19.17	24.30	18.00	24.67	23.83	27.50
21	28.17	29.67	29.50	30.00	23.50	23.60	19.50	24.30	16.50	24.33	25.00	27.50
22		28.50	29.50	28.00	24.70	21.50	21.50	23.50	15.00	25.00	24.83	26.50
23	27.00	29.50	30.50	29.17	25.00	23.00	22.00	23.80	15.00	24.67	25.17	26.67
24	28.17	28.57	28.83	24.83	26.80	23.30	22.50	25.10	16.00	23.50	24.83	28.00
25	27.33	31.00	26.50	26.50	26.20	22.60	24.67	23.50	19.50	23.50	23.33	24.00
26	28.33	31.50	27.17	28.50	25.70	22.20	20.00	23.80	19.50	24.17	24.83	25.33
27	29.50	31.50	27.00	28.50	25.00	25.30	20.17	23.50	18.00	24.50	24.50	26.33
28	28.50	28.33	24.50	28.50	26.00	24.30	23.00	21.60	16.00	24.50	26.00	28.50
29	27.67		27.83	25.33	25.20	26.00	26.33	24.50	18.00	25.17	24.83	29.00
30	28.50		28.00	26.83	25.00	24.30	22.00	25.50		25.33	25.67	28.67
31	27.67		27.00		23.00		21.00	25.30		25.50		28.17
Promedio	27.97	29.48	29.47	27.63	25.67	24.65	22.53	23.68	18.00	24.22	24.80	26.63

Elaboración: la autora

Tabla 11. Estación meteorológica Casa Grande, temperatura mínima (°C) 2012

ESTACIÓN METEOROLÓGICA CASA GRANDE, TEMPERATURA MÍNIMA (°C) 2011

DÍA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1	21.00	19.60	18.60	17.10	17.10	17.10	14.60	14.10	15.00	15.60	17.50	14.80
2	20.00	19.60	18.60	18.10	17.60	16.60	16.10	14.60	14.80	14.10	14.60	14.80
3	16.10	20.60	19.10	18.30	18.30	18.60	16.60	14.10	15.10	14.60	17.30	14.70
4	17.60	19.60	20.10	17.10	16.10	17.60	15.10	15.10	13.20	14.20	16.23	17.10
5	17.60	20.10	20.10	18.10	16.60	18.60	14.00	14.60	14.10	15.10	16.23	17.00
6	17.10	20.60	23.60	19.10	15.60	17.60	15.30	15.60	13.20	14.10	14.83	17.10
7	17.10	21.10	19.60	18.80	17.10	17.60	16.10	12.10	13.30	14.10	16.23	17.20
8	17.10	22.20	21.10	17.60	16.60	14.60	12.60	11.00	14.60	14.00	15.43	17.70
9	17.10	21.40	19.10	17.60	17.60	17.10	12.30	16.00	13.00	13.90	15.36	17.60
10	17.40	19.60	19.10	18.90	17.10	18.10	14.60	14.30	15.50	13.90	15.10	18.10
11	17.10	20.10	21.10	17.60	18.20	16.10	16.60	14.60	12.00	13.90	16.60	17.60
12	17.10	20.60	21.10	17.60	17.00	14.60	16.10	15.20	16.50	13.90	16.60	16.60
13	18.10	18.90	18.60	17.30	17.00	18.10	13.00	16.50	17.00	12.20	15.60	18.20
14	20.10	19.00	17.10	17.10	18.00	14.60	14.10	14.60	13.50	12.60	15.60	17.00
15	18.10	19.60	17.10	17.60	18.10	13.60	15.60	14.60	12.00	11.60	16.50	17.00
16	19.10	21.10	18.10	17.10	19.00	18.60	17.10	15.00	11.50	10.60	16.30	19.20
17	18.90	19.60	17.10	18.10	18.60	18.10	15.60	15.10	15.50	11.30	16.00	17.60
18	20.40	19.30	18.10	18.10	17.10	18.60	16.10	15.30	12.50	11.10	15.20	17.50
19	19.60	19.10	18.60	18.10	17.10	19.10	15.90	15.60	14.00	11.10	14.60	15.70
20	20.00	19.10	19.10	17.00	18.00	18.10	15.80	15.60	13.00	11.90	14.90	15.60
21	18.60	19.10	19.60	18.10	16.20	18.10	15.30	15.10	14.50	11.60	13.50	15.60
22	19.10	17.10	20.60	17.10	16.10	18.60	15.30	14.20	13.00	11.50	14.80	17.80
23	17.10	17.10	20.10	18.60	16.60	16.10	14.60	15.00	9.50	11.60	16.70	17.60
24	17.10	18.10	19.10	18.60	17.10	18.10	15.60	14.60	12.00	11.80	16.10	17.80
25	17.10	21.20	19.10	18.60	17.10	17.60	15.30	13.80	16.00	11.50	15.80	18.00
26	18.10	19.10	18.10	18.60	17.10	17.60	14.80	13.10	16.00	11.60	15.80	17.50
27	18.10	23.10	18.10	18.20	17.60	16.10	14.60	14.60	16.50	14.10	16.20	18.20
28	19.10	19.60	17.10	17.10	17.60	15.60	14.60	12.60	10.00	14.10	16.10	17.10
29	20.60		18.10	18.10	16.60	17.60	16.20	12.60	15.50	14.10	15.20	17.10
30	20.10		17.60	17.70	15.60	15.60	15.60	14.60		13.80	15.40	18.10
31	20.10		18.10		18.60		15.10	12.90		12.80		20.60
PROMEDIO	18.44	19.83	19.05	17.90	17.23	17.13	15.17	14.41	13.87	12.98	15.74	17.21

Elaboración: la autora

Tabla 12 Estación meteorológica Casa Grande, temperatura máxima (°C) 2012

ESTACIÓN METEOROLOGICA CASA GRANDE, TEMPERATURA MAXIMA (° C) 2012												
DIA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1	31.00	30.50	30.67	30.00	29.17	26.33	26.00	27.00	24.75	25.00	26.00	26.67
2	31.00	28.33	30.00	29.67	28.83	26.83	25.17	22.50	26.25	25.00	26.00	26.83
3	31.00	31.00	27.00	29.33	29.17	26.00	24.53	25.50	25.00	25.00	26.00	27.83
4	28.67	28.33	29.50	31.50	29.50	27.67	25.00	25.00	23.50	24.25	26.33	25.67
5	30.17	31.00	31.17	31.50	29.50	27.50	25.50	27.50	25.50	26.50	25.67	25.33
6	28.67	28.50	31.00	31.50	29.50	28.00	26.50	25.50	26.00	25.00	25.33	25.33
7	30.00	26.50	32.00	29.17	28.67	27.50	23.50	25.50	25.25	25.00	24.83	27.33
8	28.50	27.50	30.67	27.67	30.50	27.50	26.17	25.50	25.25	25.00	24.50	27.33
9	29.50	28.00	28.50	31.00	30.50	25.83	23.67	24.50	26.00	24.75	25.00	27.33
10	29.50	28.67	28.33	31.17	30.50	27.50	23.67	25.50	26.00	25.50	25.33	27.83
11	27.67	28.33	21.50	30.50	27.17	27.17	24.00	25.50	23.50	25.50	25.50	28.00
12	28.67	31.50	29.50	31.17	26.83	28.00	21.00	25.50	23.25	25.00	25.00	27.00
13	28.00	30.00	29.67	30.33	28.83	26.17	21.00	25.50	27.00	25.50	25.17	27.67
14	30.00	30.83	30.17	30.00	28.17	27.50	25.05	25.50	26.00	25.00	25.17	28.33
15	30.00	31.00	29.67	31.00	28.00	27.83	22.83	24.50	23.00	25.50	25.67	27.33
16	29.83	31.00	29.50	29.00	28.00	26.00	23.17	25.00	25.00	25.50	25.33	27.83
17	30.00	30.83	31.00	27.50	28.00	25.00	25.33	25.00	26.00	25.25	25.67	27.83
18	27.50	32.50	31.00	30.00	27.83	27.33	24.00	25.00	24.75	23.75	26.67	28.33
19	29.50	32.50	28.67	30.33	27.00	26.67	23.83	25.00	25.00	25.00	27.00	28.00
20	29.33	30.33	29.50	29.33	27.83	25.83	26.33	25.00	0.00	25.00	22.50	27.33
21	30.50	30.67	29.67	29.69	26.67	24.67	23.67	25.50	0.00	25.00	26.50	27.33
22	28.33	31.50	30.33	29.67	26.00	24.83	24.50	25.50	25.75	26.00	26.50	27.67
23	29.50	30.50	29.17	29.50	28.67	24.00	25.50	22.00	22.75	23.00	25.50	28.83
24	26.83	31.50	29.00	29.83	27.83	26.50	23.17	22.00	25.75	26.00	26.00	27.83
25	30.00	29.83	26.50	29.17	26.83	26.17	25.67	24.00	27.00	23.25	26.00	27.67
26	27.83	30.50	30.50	29.00	27.33	25.83	25.67	25.00	25.00	26.25	26.67	27.83
27	28.33	29.00	30.50	27.83	27.50	23.83	26.17	24.50	26.00	26.50	25.50	27.83
28	27.33	29.00	30.83	28.17	25.83	25.83	26.80	25.50	26.00	25.75	26.83	27.83
29	28.33	30.50	31.00	30.00	25.50	26.00	26.50	25.50	26.00	26.50	26.83	27.83
30	28.83		29.83	27.50	25.67	26.33	26.67	26.50	26.00	26.25	26.67	28.50
31	29.00		28.00		26.50		24.67	26.00		25.75		29.33
Promedio	29.14	30.01	29.50	29.73	27.99	26.41	24.69	25.08	23.58	25.23	25.72	27.54

Elaboración: la autora

Tabla 13 Estación meteorológica Casa Grande, temperatura mínima (°C) 2012

ESTACIÓN METEOROLÓGICA CASA GRANDE, TEMPERATURA MÍNIMA (°C) 2012

DÍA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1	19.10	20.00	19.30	19.20	19.60	19.57	21.87	14.50	13.50	16.50	18.40	18.50
2	19.10	20.10	20.00	19.90	19.90	19.53	21.33	18.00	15.00	16.80	17.70	18.00
3	17.60	20.00	19.20	20.10	17.90	19.27	20.97	15.80	14.00	14.20	15.50	17.80
4	20.80	20.10	20.10	20.10	17.90	20.33	20.77	16.00	16.00	16.60	14.00	18.60
5	19.60	20.20	21.00	20.10	18.00	20.40	21.73	14.50	16.10	16.10	14.40	18.30
6	19.60	19.90	20.70	22.00	17.70	21.50	20.80	15.50	15.20	17.00	16.00	18.20
7	21.60	20.60	20.20	20.10	17.60	19.70	21.40	15.50	13.30	16.10	15.60	15.90
8	21.10	20.30	20.00	21.10	17.60	19.30	21.60	14.00	15.60	16.60	15.40	18.00
9	19.20	20.50	20.00	21.10	17.60	19.93	20.37	15.00	16.50	16.90	15.60	18.50
10	19.00	21.10	20.60	21.20	18.20	20.20	18.33	15.00	16.60	16.80	15.00	18.00
11	19.10	19.60	20.80	20.50	18.10	23.10	18.00	15.60	15.70	16.50	15.50	18.00
12	18.40	20.00	19.30	21.10	16.60	20.90	18.83	13.00	16.50	17.00	15.50	17.60
13	19.60	19.60	21.20	20.60	16.70	20.57	18.87	15.90	17.00	16.70	15.00	18.00
14	19.10	20.70	20.60	18.80	16.70	22.00	19.50	16.20	15.80	16.60	14.80	18.00
15	19.60	19.70	20.00	18.70	16.70	24.07	19.00	16.40	17.20	16.40	15.20	17.80
16	19.80	19.70	20.60	19.00	17.00	21.97	20.67	16.00	16.60	15.00	15.70	18.90
17	18.10	21.00	20.10	18.90	17.50	22.53	20.00	16.60	16.70	16.50	16.60	18.90
18	18.20	19.60	21.30	19.90	17.80	22.90	17.50	16.60	17.00	14.50	17.50	17.80
19	18.10	20.90	20.90	19.00	18.20	22.03	19.23	15.50	16.60	16.10	18.50	19.20
20	18.60	20.20	21.10	18.90	19.00	20.30	18.33	14.00	0.00	16.40	17.00	19.00
21	18.10	21.80	20.50	18.10	20.60	21.47	19.50	15.70	0.00	16.60	18.10	19.30
22	18.10	20.10	21.20	19.00	18.70	22.20	18.67	16.40	15.80	16.50	15.60	18.20
23	19.00	21.90	20.70	19.00	19.20	19.53	18.50	16.50	17.00	14.90	16.30	18.40
24	19.00	21.10	21.10	18.70	18.40	20.17	18.67	14.00	16.50	16.50	17.80	19.50
25	18.90	20.00	20.50	20.00	20.00	20.90	20.47	15.50	17.40	16.50	18.20	18.00
26	18.90	20.20	21.00	19.90	19.00	20.43	18.50	14.00	16.50	16.50	17.00	18.60
27	18.00	20.00	20.90	18.90	18.00	20.70	19.50	16.60	17.50	17.10	17.00	18.70
28	18.60	19.60	20.10	18.10	17.40	20.80	20.33	15.50	17.20	17.80	17.50	18.50
29	19.20	18.20	20.20	18.10	16.50	21.13	20.03	15.30	16.50	17.10	17.10	19.10
30	19.90		19.10	19.60	17.50	20.87	21.17	16.60	16.60	17.30	17.00	19.50
31	19.00		19.20		19.50		20.67	17.50		16.90		19.10
PROMEDIO	19.10	20.30	20.37	19.66	18.10	20.94	19.84	15.59	15.06	16.42	16.35	18.38

Elaboración: la autora

Tabla 14 Estación meteorológica Casa Grande, temperatura máxima (°C) 2013

ESTACIÓN METEOROLÓGICA CASA GRANDE, TEMPERATURA MÁXIMA (° C) 2013

DIA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1	29.00	28.33	28.83	26.67	26.50	24.50	22.50	23.00	24.00	24.00		
2	28.67	30.33	29.50	26.50	26.50	24.50	23.00	23.00	22.33	22.67		
3	27.33	31.50	31.17	26.83	28.50	21.50	19.00	23.00	22.50	23.00		
4	28.50	31.52	30.67	26.67	21.50	23.33	21.00	23.00	24.00	22.67		
5	26.50	27.00	31.17	27.17	22.00	23.83	21.00	20.33	22.33	23.67		
6	26.50	29.67	29.17	26.83	26.33	23.00	21.00	23.33	23.00	24.00		
7	28.00	31.00	31.00	26.67	26.50	25.00	21.00	24.00	20.67	23.00		
8	28.50	30.00	32.00	27.00	24.67	25.50	22.33	21.33	22.50	22.00		
9	28.50	31.67	28.50	25.67	26.50	23.00	22.50	21.00	24.00	23.33		
10	28.50	29.00	28.50	24.50	27.50	23.67	22.50	20.33	24.67	22.67		
11	28.00	32.00	28.83	26.00	27.67	24.00	23.33	22.00	22.67	22.33	24.00	
12	28.50	32.00	28.83	25.50	28.00	24.00	22.50	22.00	24.00	23.00	23.00	
13	28.50	32.00	29.00	26.17	25.00	24.00	22.83	22.00	24.00	24.00	24.33	
14	29.33	30.67	28.67	27.17	24.67	21.50	23.00	22.00	21.50	22.00	24.17	
15	27.83	32.00	27.50	24.33	25.33	19.24	23.50	20.50	22.00	24.33	24.67	
16	28.83	31.00	29.17	24.33	26.00	21.00	20.83	20.83	21.67	24.00	23.00	
17	28.17	30.00	31.00	25.33	27.50	24.00	22.50	22.33	23.33	23.00	24.00	
18	29.50	30.00	26.00	26.00	24.67	21.50	22.67	22.67	22.33	23.00	24.50	
19	28.17	30.00	28.50	27.17	26.00	23.00	19.67	24.00	23.00	23.33	24.83	
20	28.59	28.67	25.67	26.33	25.33	21.50	21.00	17.83	24.33	23.33	25.67	
21	29.00	29.17	27.50	27.17	26.00	22.00	21.00	18.50	23.50	24.00	25.17	
22	27.67	31.17	27.83	22.17	26.00	23.00	21.67	20.83	23.50	25.33	25.00	
23	27.50	28.67	29.00	23.50	26.00	24.00	20.17	22.83	21.83	24.00	25.00	
24	29.67	26.00	26.50	24.17	22.33	21.33	22.17	24.50	23.83	21.67	25.00	
25	29.67	31.00	29.00	23.67	26.50	21.17	22.33	20.33	24.00	23.33	25.00	
26	30.00	29.00	29.00	23.33	24.50	22.50	22.50	21.50	24.33	24.33	25.00	
27	30.00	29.83	28.00	25.33	23.00	21.67	22.50	21.67	25.00	24.67	22.67	
28	30.67	31.50	29.50	28.00	23.50	21.50	25.00	23.17	24.33	24.67	23.50	
29	28.00		29.50	27.00	23.67	23.17	25.50	23.50	24.00	25.00	24.83	
30	29.33		29.50	26.50	24.00	24.17	25.50	23.50	25.50	25.00	26.00	
31	28.50		29.50		24.50		24.83	23.50		25.00		
Promedio	28.56	30.17	28.98	25.79	25.38	22.87	22.28	22.01	23.29	23.56	24.47	

Elaboración: la autora

Tabla 15 Estación meteorológica Casa Grande, temperatura mínima (°C) 2013

ESTACIÓN METEOROLOGICA CASA GRANDE, TEMPERATURA MINIMA (°C) 2013

DIA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1	19.50	20.20	20.10	16.20	16.90	16.10	16.00	14.60	15.20	15.40		
2	18.70	20.00	22.10	17.50	16.00	16.50	17.00	14.00	15.20	15.00		
3	19.70	20.50	22.90	17.00	17.20	13.20	16.50	14.40	14.60	14.60		
4	18.20	21.70	22.10	17.90	17.00	13.60	16.50	15.00	14.60	14.80		
5	18.30	20.60	22.00	18.00	18.70	13.60	14.00	15.60	14.10	14.70		
6	18.70	22.00	21.60	15.50	18.00	11.60	14.10	14.00	15.60	15.60		
7	19.00	21.20	22.00	16.80	18.00	15.50	15.00	12.60	15.10	14.80		
8	18.60	22.00	21.10	17.00	17.60	15.60	14.90	15.00	14.60	15.00		
9	19.00	23.20	20.60	17.90	17.50	16.20	15.00	14.60	13.80	14.90		
10	19.70	25.10	21.30	16.00	18.70	16.70	15.50	14.60	15.10	14.00		
11	19.70	19.20	21.70	17.00	18.20	15.10	15.40	12.60	15.40	14.20	14.20	
12	19.80	20.10	20.10	16.60	17.70	14.60	16.20	14.60	15.70	14.50	13.60	
13	20.60	19.20	21.10	17.00	16.50	16.10	16.00	14.50	14.10	15.60	15.90	
14	20.00	19.70	21.10	16.40	17.10	16.60	15.10	12.70	15.90	15.10	14.00	
15	20.10	19.10	20.80	16.00	17.60	16.40	15.00	14.20	14.80	15.20	14.10	
16	20.20	20.10	20.70	15.80	17.60	17.00	14.80	14.60	14.90	14.70	15.50	
17	19.70	21.60	21.00	16.10	18.10	15.00	14.50	15.00	15.10	15.60	17.10	
18	19.40	20.50	20.60	17.30	18.20	15.40	14.10	19.30	14.10	15.00	17.00	
19	19.70	20.80	20.20	18.60	18.40	15.60	15.20	14.60	15.60	15.50	16.20	
20	20.90	19.10	19.20	17.20	18.50	15.60	15.60	14.20	14.80	16.50	16.60	
21	19.20	19.60	18.60	18.10	18.70	16.10	14.60	14.10	15.50	15.80	17.10	
22	18.60	20.50	20.50	16.60	18.50	13.40	15.10	10.30	15.00	15.70	18.00	
23	20.80	21.10	20.10	16.00	17.60	15.60	12.10	14.70	14.90	15.90	17.00	
24	20.70	19.60	18.30	16.40	16.00	15.30	15.00	15.50	14.10	15.40	16.80	
25	21.10	19.70	17.60	16.50	15.70	15.50	15.30	15.10	14.50	15.50	14.20	
26	21.60	20.20	18.70	16.50	16.10	15.60	15.10	14.60	14.80	15.50	17.00	
27	22.90	21.50	18.40	17.20	14.10	15.30	12.60	14.60	15.40	16.60	17.60	
28	21.10	19.70	18.70	16.60	15.20	15.10	15.20	13.90	15.50	16.10	17.10	
29	19.60		17.10	16.30	16.00	14.10	15.60	14.60	16.10	16.50	15.30	
30	19.10		18.60	16.20	16.10	13.00	15.40	14.90	15.40	16.20	17.60	
31	19.50		17.00		16.20		15.20	15.60		16.50		
PROMEDIO	19.80	20.64	20.19	16.81	17.22	15.17	15.08	14.47	14.98	15.37	16.10	

Elaboración: la autora

Tabla 16 Estación meteorológica Casa Grande, temperatura máxima (°C) 2014

ESTACIÓN METEOROLOGICA CASA GRANDE, TEMPERATURA MAXIMA (° C) 2014												
DIA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1	26.70	30.00	29.00	27.83	24.50	27.50	25.00	24.50	22.80	24.70	24.50	26.50
2	26.70	27.50	31.30	26.67	28.33	27.50	25.00	26.00	23.80	25.00	26.00	26.70
3	27.30	29.00	32.50	27.17	29.00	28.00	25.00	26.00	23.80	26.00	26.00	26.30
4	28.50	29.87	28.30	28.18	29.00	25.50	24.00	24.50	24.50	26.00	23.20	26.30
5	28.10	30.50	29.00	26.67	28.00	25.50	24.00	25.80	23.00	24.70	24.70	26.50
6	27.50	30.50	30.50	28.33	26.83	25.00	24.00	24.30	24.00	24.30	25.00	26.20
7	28.80	30.50	28.80	28.00	28.33	24.50	24.50	23.00	24.00	25.00	25.00	25.70
8	29.80	30.50	28.80	26.00	26.67	24.50	23.80	22.00	24.00	25.00	25.80	26.00
9	29.70	30.30	30.50	28.00	26.83	27.00	24.50	23.30	24.00	25.00	26.50	27.30
10	29.50	29.20	32.00	26.00	25.17	28.00	24.00	21.00	25.00	24.00	24.80	26.00
11	29.50	28.50	31.70	27.50	25.00	28.00	24.00	23.30	25.00	24.00	24.70	27.80
12	29.50	28.50	31.00	27.50	27.67	28.00	22.20	24.00	20.50	24.70	25.20	25.50
13	29.70	28.50	31.00	27.50	26.17	24.70	24.00	21.00	27.50	25.50	0.00	26.50
14	30.00	28.80	28.20	27.50	27.00	25.50	22.30	22.00	27.50	26.00	0.00	26.50
15	30.00	28.80	27.50	26.50	27.00	25.50	22.80	23.30	27.50	26.00	25.30	26.80
16	30.00	28.50	29.00	27.83	26.67	24.70	22.50	23.30	24.16	26.50	25.00	26.30
17	30.00	29.80	29.00	29.00	26.67	24.80	24.50	24.50	24.83	26.50	22.80	26.50
18	31.00	30.50	29.20	27.67	27.00	28.00	24.50	24.50	23.16	27.00	24.50	27.00
19	31.00	30.50	29.20	28.50	24.50	25.00	23.00	23.30	24.50	25.70	26.70	26.00
20	29.30	27.30	30.00	29.50	27.67	24.00	25.00	25.00	24.00	25.00	27.00	26.50
21	28.50	28.00	30.00	28.83	29.00	24.00	22.20	21.80	24.00	26.00	27.00	26.50
22	29.70	29.80	28.20	27.83	28.00	25.50	23.70	22.70	24.50	26.50	24.70	0.00
23	29.70	31.00	29.50	28.00	27.00	26.70	21.20	21.00	23.00	24.20	26.00	26.70
24	31.50	31.00	29.80	28.00	25.50	27.00	22.00	23.50	24.50	24.50	25.70	27.50
25	29.50	28.80	30.50	28.00	25.50	25.30	24.20	24.00	23.83	25.50	26.50	26.30
26	29.80	31.00	30.50	28.33	26.50	26.80	23.80	24.00	24.16	25.20	24.80	26.70
27	30.00	31.50	28.80	28.50	26.00	25.20	24.30	24.30	25.00	24.50	25.70	24.30
28	27.20	28.00	29.50	27.67	26.50	24.00	23.30	25.00	23.50	24.50	24.50	26.00
29	29.50		29.50	28.00	24.83	28.00	24.20	24.20	22.00	25.50	23.50	27.00
30	29.50		31.20	28.00	26.33	25.70	23.80	23.20	24.00	24.00	23.50	29.00
31	28.70		31.30		27.00		23.70	25.50		24.50		27.30
Promedio	29.23	29.52	29.85	27.77	26.78	25.98	23.71	23.67	24.20	25.21	23.49	25.68

Elaboración: la autora

Tabla 17 Estación meteorológica Casa Grande, temperatura mínima (°C) 2014

ESTACIÓN METEOROLOGICA CASA GRANDE, TEMPERATURA MINIMA (°C) 2014												
DIA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1	17.90	20.60	23.10	18.80	17.50	18.00	19.00	15.60	16.60	16.10	17.40	18.00
2	19.30	20.40	22.80	17.90	20.60	20.80	17.10	17.60	17.10	15.10	17.60	17.10
3	18.19	19.10	21.50	18.20	21.00	20.20	18.10	17.00	16.10	16.20	17.10	16.90
4	19.00	20.50	19.90	18.70	21.10	20.10	18.10	15.00	17.40	16.10	17.40	19.50
5	19.60	21.10	21.50	17.50	21.10	20.20	17.80	18.60	17.20	16.40	16.20	17.10
6	19.60	19.60	21.50	17.90	20.60	20.20	19.10	16.20	16.00	16.40	16.60	18.60
7	22.00	19.80	19.60	17.50	20.50	19.60	17.00	15.90	14.90	16.10	17.00	18.50
8	20.20	20.40	21.10	16.40	21.60	19.70	17.60	16.10	13.50	16.20	17.10	17.20
9	20.60	21.10	20.10	18.10	19.90	19.50	17.70	15.20	16.20	15.60	19.20	17.50
10	20.00	20.70	21.30	18.20	21.10	20.10	17.60	15.50	15.90	16.00	17.20	18.90
11	20.10	20.10	20.60	17.60	22.40	20.50	16.70	15.90	14.80	15.60	17.50	19.00
12	20.20	20.60	18.80	17.40	20.60	19.50	16.80	16.20	17.10	15.90	17.10	18.70
13	18.00	20.10	20.90	19.40	19.70	19.60	16.00	14.80	16.60	16.10		17.60
14	21.20	19.60	20.60	16.80	20.60	18.10	17.00	16.60	16.70	16.20		20.20
15	21.10	19.90	20.10	17.90	19.60	19.70	17.00	16.00	15.80	17.00	17.90	19.00
16	21.70	20.00	19.70	17.60	19.00	20.20	16.50	16.10	16.40	16.60	16.80	17.70
17	21.70	21.60	19.50	21.70	19.50	20.50	13.60	16.70	16.50	16.50	17.80	18.70
18	21.50	20.00	19.60	19.60	17.80	17.40	17.10	16.40	17.00	18.50	17.40	18.00
19	22.60	19.90	19.70	17.90	18.90	20.10	16.60	16.50	17.50	16.20	18.50	16.60
20	21.70	20.00	20.50	18.50	20.10	19.60	17.10	16.60	16.10	17.10	18.40	17.10
21	21.50	20.70	20.00	18.50	20.60	20.10	15.80	16.70	16.60	17.00	17.90	18.50
22	21.70	19.70	20.00	18.60	20.90	19.80	17.50	17.00	16.00	17.00	15.20	
23	22.10	20.60	21.50	18.90	21.10	16.50	16.40	16.30	16.40	17.90	15.80	18.70
24	21.00	21.60	20.60	19.20	20.10	18.50	16.00	16.70	15.20	17.40	16.20	18.00
25	21.00	21.00	20.60	19.60	19.50	20.40	15.90	13.50	15.00	16.90	16.30	17.80
26	19.60	22.60	21.80	20.70	19.00	19.80	16.20	16.00	14.80	17.70	16.20	18.00
27	20.70	20.70	20.60	19.90	20.40	19.10	15.60	16.10	14.40	18.60	17.60	18.30
28	21.50	20.70	18.10	21.10	20.60	19.50	16.40	16.60	15.00	17.20	16.60	19.00
29	19.80		18.20	19.60	20.10	19.70	16.20	15.20	15.50	17.40	17.30	18.70
30	23.10		21.40	17.10	20.00	19.20	15.70	16.50	15.90	17.40	18.60	19.50
31	21.60		19.90		19.10		16.70	16.10		16.90		19.30
PROMEDIO	20.64	20.45	20.49	18.56	20.15	19.54	16.84	16.17	16.01	16.69	17.21	18.26

Elaboración: la autora

De la información previa se tiene los siguientes resultados:

Tabla 18
Calculo de Eto por mes

	ENE	FEB	MARZ	ABR	MAY	JUN	JUL	AGT	SET	OCT	NOV	DIC
Latitud	7° 42'	7° 42'	7° 42'	7° 42'	7° 42'	7° 42'	7° 42'	7° 42'	7° 42'	7° 42'	7° 42'	7° 42'
Ra (mm/día)	16.06	16.09	15.52	14.45	13.15	12.46	12.76	13.75	14.92	15.79	15.97	15.96
Tm (°C)	24.19	25.25	24.90	23.15	21.92	20.73	19.31	18.83	18.24	19.55	19.92	21.87
Temp. Max media (°C)	28.75	29.74	29.38	27.73	26.02	24.46	22.78	23.04	21.92	24.02	24.45	26.52
Temp. Min media (°C)	19.78	20.49	20.13	18.37	17.90	17.49	16.14	14.82	14.67	14.98	15.78	17.47
TD (°C)	8.97	9.25	9.26	9.36	8.12	6.97	6.64	8.23	7.25	9.03	8.67	9.05
Eto	4.6447	4.8447	4.6358	4.1629	3.4216	2.9139	2.8065	3.3214	3.3282	4.0760	4.0783	4.3789

Elaboración: la autora

Una vez que se tienen los valores del Eto, corresponde analizar para cada cultivo, de acuerdo a su respectivo Kc (coeficiente de cultivo) tal y como se mostró en la Tabla 6.

3.3.2 Precipitación efectiva

El exceso de precipitación o precipitación efectiva (Pe) es la precipitación que no se retiene en la superficie terrestre y tampoco se infiltra en el suelo. Después de fluir a través de la superficie de la cuenca, el exceso de precipitación se convierte en escorrentía directa a la salida de la cuenca bajo la suposición de flujo superficial hortoniano o insaturado. Las gráficas de exceso de precipitación vs el tiempo o hietograma de exceso de precipitación es un componente clave para el estudio de las relaciones lluvia - escorrentía.

La diferencia entre el hietograma de lluvia total y hietograma de exceso de precipitación se conoce como abstracciones o perdidas, las pérdidas son primordialmente agua absorbida por filtración con algo de intercepción y almacenamiento superficial.

La precipitación efectiva se considera como una lámina equivalente de riego expresada en cm o mm, que representa el consumo de agua aprovechada por la planta del volumen real llovido, expresado en lámina de lluvia real en cm o mm y al porcentaje de esta lamina consumida por la planta para sus funciones de nutrición y transpiración, se denomina coeficiente de efectividad.

Generalmente se considera la lluvia efectiva como el 70% de la lluvia media mensual, sin considerarlas lluvias menores a 2cm o 20 mm así como los excedentes de lluvias efectivas que pasen la capacidad de retención de agua en el terreno a la profundidad radicular del cultivo considerado.

Para el proyecto, no se va a tomar en cuenta la precipitación efectiva (Pe), debido a que en la zona la precipitación es poca o casi nula, y según lo mencionado líneas arriba, la precipitación total no llega al 20mm para poder estimarle el porcentaje correspondiente.

3.3.3 Eficiencia de riego

La eficiencia de riego es una relación que expresa las pérdidas que ocurren desde la fuente de agua hasta las plantas, y se expresa en porcentajes. Está relacionado con la eficiencia en la Conducción, distribución y aplicación.

La eficiencia de conducción permite evaluar el estado de operación y mantenimiento del canal principal o de derivación desde la fuente de abastecimientos hasta que se logra distribuir el agua por los canales que llegan a los cultivos.

La eficiencia de distribución se obtiene de toda la red de canales que distribuyen el agua hacia cada uno de los cultivos o parcelas de cultivos.

La eficiencia de aplicación se analiza en cada cultivo o parce de cultivo, ya que refleja que tan bien llega el agua a cada planta.

En este caso los datos de eficiencia de riego fueron proporcionados por la Junta de Usuarios de Chicama, información basada en el estudio de ordenamiento de los recursos Hídricos del valle de Chicama, los valores son:

Tabla 19
Eficiencia de Riego

Eficiencia de Conducción	86.26%
Eficiencia de Distribución	87.05%
Eficiencia de Aplicación	50.58%
Eficiencia de riego	37.98%

Fuente: Comisión de regantes Ascope

3.3.4 Demanda de agua por cultivo

De la Tabla 18 tenemos el Eto para cada mes y podremos obtener los Eto por cultivo, con estos datos podremos obtener el volumen para cada tipo de cultivo:

Tabla 20 Cultivo: Caña de Azúcar

	Unidad	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Eto	mm/día	4.6447	4.6447	4.6447	4.6447	4.6447	4.6447	4.6447	4.6447	4.6447	4.6447	4.6447	4.6447
Numero de Días		31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
Eto	mm	143.99	130.05	143.99	139.34	143.99	139.34	143.99	143.99	139.34	143.99	139.34	143.99
Kc		1.00	1.10	1.20	1.30	0.50	0.55	0.55	0.60	0.40	0.45	0.45	0.50
Etc	mm/día	143.99	143.06	172.78	181.14	71.99	76.64	79.19	86.39	55.74	64.79	62.70	71.99
Prep. Efect	mm	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Req. lámina		143.99	143.06	172.78	181.14	71.99	76.64	79.19	86.39	55.74	64.79	62.70	71.99
Req. Vol	m3/ha	1439.86	1430.57	1727.83	1811.44	719.93	766.38	791.92	863.92	557.36	647.94	627.04	719.93
Eficiencia de		0.3798	0.3798	0.3798	0.3798	0.3798	0.3798	0.3798	0.3798	0.3798	0.3798	0.3798	0.3798
Volumen	m3/ha	3791.10	3766.64	4549.32	4769.45	1895.55	2017.84	2085.10	2274.66	1467.52	1705.99	1650.96	1895.55
Area Total	ha	4499.25	4499.25	4499.25	4499.25	4499.25	4499.25	4499.25	4499.25	4499.25	4499.25	4499.25	4499.25
Vol. Total	m3	17057101.02	16947055.21	20468521.23	21458933.54	8528550.51	9078779.58	9381405.56	10234260.61	6602748.78	7675695.46	7428092.38	8528550.51

Elaboración: la autora

Tabla 21 Cultivo: Maíz Amarillo Duro

	Unidad	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Eto	mm/día	4.6447	4.6447	4.6447	4.6447	4.6447	4.6447	4.6447	4.6447	4.6447	4.6447	4.6447	4.6447
Numero de Días		31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
Eto	mm	143.99	130.05	143.99	139.34	143.99	139.34	143.99	143.99	139.34	143.99	139.34	143.99
Kc		1.10	1.15	1.20	0.35	0.40	0.50	0.60	0.20	0.30	0.40	0.50	1.05
Etc	mm/día	158.38	149.56	172.78	48.77	57.59	69.67	86.39	28.80	41.80	57.59	69.67	151.19
Prep. Efect.	mm	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Req. lámina		158.38	149.56	172.78	48.77	57.59	69.67	86.39	28.80	41.80	57.59	69.67	151.19
Req. Vol	m3/ha	1583.85	1495.60	1727.83	487.69	575.94	696.71	863.92	287.97	418.02	575.94	696.71	1511.85
Eficiencia de riego		0.3798	0.3798	0.3798	0.3798	0.3798	0.3798	0.3798	0.3798	0.3798	0.3798	0.3798	0.3798
Volumen	m3/ha	4170.21	3937.85	4549.32	1284.08	1516.44	1834.40	2274.66	758.22	1100.64	1516.44	1834.40	3980.65
Area Total	ha	2900	2900	2900	2900	2900	2900	2900	2900	2900	2900	2900	2900
Vol. Total	m3	12093604.99	11419767.76	13193023.63	3723837.31	4397674.54	5319767.59	6596511.81	2198837.27	3191860.55	4397674.54	5319767.59	11543895.67

Elaboración: la autora

Tabla 22 Cultivo: Espárragos

	Unidad	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Eto	mm/día	4.6447	4.6447	4.6447	4.6447	4.6447	4.6447	4.6447	4.6447	4.6447	4.6447	4.6447	4.6447
Numero de Días		31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
Eto	mm	143.99	130.05	143.99	139.34	143.99	139.34	143.99	143.99	139.34	143.99	139.34	143.99
Kc		0.95	0.95	0.95	0.95	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.27	0.28	0.30
Etc	mm/día	136.79	123.55	136.79	132.37	36.00	34.84	36.00	36.00	34.84	38.88	39.02	43.20
Prep. Efect.	mm	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Req. lámina		136.79	123.55	136.79	132.37	36.00	34.84	36.00	36.00	34.84	38.88	39.02	43.20
Req. Vol	m3/ha	1367.87	1235.49	1367.87	1323.74	359.96	348.35	359.96	359.96	348.35	388.76	390.16	431.96
Eficiencia de riego		0.3798	0.3798	0.3798	0.3798	0.3798	0.3798	0.3798	0.3798	0.3798	0.3798	0.3798	0.3798
Volumen	m3/ha	3601.54	3253.01	3601.54	3485.36	947.77	917.20	947.77	947.77	917.20	1023.60	1027.27	1137.33
Area Total	ha	240	240	240	240	240	240	240	240	240	240	240	240
Volumen	m3/ha	864370.51	780721.75	864370.51	836487.59	227465.92	220128.31	227465.92	227465.92	220128.31	245663.20	246543.71	272959.11

Elaboración: la autora

Tabla 23 Cultivo: Alfalfa

	Unidad	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Eto	mm/día	4.6447	4.6447	4.6447	4.6447	4.6447	4.6447	4.6447	4.6447	4.6447	4.6447	4.6447	4.6447
Numero de Días		31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
Eto	mm	143.99	130.05	143.99	139.34	143.99	139.34	143.99	143.99	139.34	143.99	139.34	143.99
Kc		1.13	1.27	1.40	0.95	1.08	1.22	1.35	0.40	0.42	0.46	0.50	1.00
Etc	mm/día	162.70	165.17	201.58	132.37	155.50	170.00	194.38	57.59	58.52	66.23	69.67	143.99
Prep. Efect.	mm	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Req. lámina		162.70	165.17	201.58	132.37	155.50	170.00	194.38	57.59	58.52	66.23	69.67	143.99
Req. Vol	m3/ha	1627.04	1651.66	2015.80	1323.74	1555.05	1699.96	1943.81	575.94	585.23	662.34	696.71	1439.86
Eficiencia de riego		0.3798	0.3798	0.3798	0.3798	0.3798	0.3798	0.3798	0.3798	0.3798	0.3798	0.3798	0.3798
Volumen	m3/ha	4283.94	4348.76	5307.54	3485.36	4094.39	4475.94	5117.98	1516.44	1540.90	1743.91	1834.40	3791.10
Area Total	ha	386	386	386	386	386	386	386	386	386	386	386	386
Vol. Total	m3	1653601.45	1678620.26	2048709.76	1345350.88	1580433.24	1727713.76	1975541.56	585345.65	594786.70	673147.49	708079.41	1463364.11

Elaboración: la autora

Tabla 24 Demanda por Cultivo

Demanda Agrícola		Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Caña de Azúcar	m3	17057101.02	16947055.21	20468521.23	21458933.54	8528550.51	9078779.58	9381405.56	10234260.61	6602748.78	7675695.46	7428092.38	8528550.51
Maiz Amarillo Duro	m3	12093604.99	11419767.76	13193023.63	3723837.31	4397674.54	5319767.59	6596511.81	2198837.27	3191860.55	4397674.54	5319767.59	11543895.67
Esparrago	m3	864370.51	780721.75	864370.51	836487.59	227465.92	220128.31	227465.92	227465.92	220128.31	245663.20	246543.71	272959.11
Afalfa	m3	1653601.45	1678620.26	2048709.76	1345350.88	1580433.24	1727713.76	1975541.56	585345.65	594786.70	673147.49	708079.41	1463364.11
Total	m3	31668677.98	30826164.98	36574625.13	27364609.33	14734124.22	16346389.24	18180924.85	13245909.45	10609524.36	12992180.69	13702483.09	21808769.41
Caudal	m3/s	11.82	11.51	13.66	10.22	5.50	6.10	6.79	4.95	3.96	4.85	5.12	8.14

Elaboración: la autora

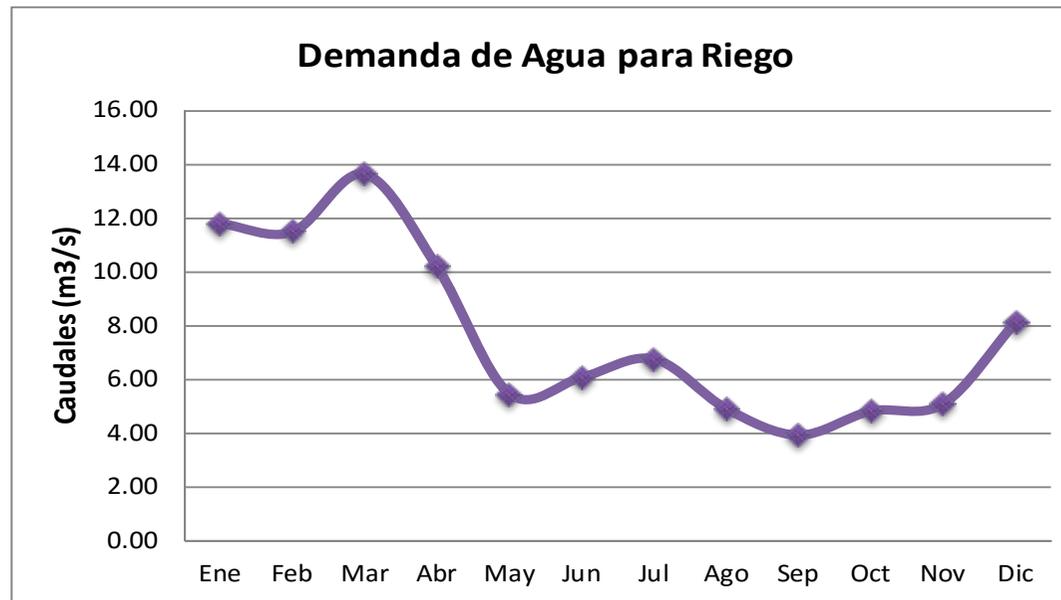


Figura 11 Demanda de Agua para Riego en cada mes

Elaboración: la autora

En la tabla 24, se puede ver inferir que el caudal de demanda o caudal necesario para riego de todos los cultivos y para toda el área es como mínimo 13.66 m³/s, este valor se desprende del mes de marzo, el cual es el valor máximo durante el año.

Por lo tanto el caudal de captación lo podemos redondear a mayor, siendo su valor Q_{capt} igual a **13.70** m³/s.

3.4 Caudal de diseño

3.4.1 Análisis de máximas avenidas

Para poder hacer un adecuado análisis es necesario tener registro de 15 años a más y tener un valor por cada año, cuando se posee estos datos se puede realizar una serie anual. Sin embargo si faltan datos de caudales en algunos años podemos aplicar una serie parcial, tomando como cada valor independiente.

La máxima avenida de diseño se elige de acuerdo al periodo de retorno de la avenida del proyecto, teniendo en cuenta la infraestructura que se va a proteger, el impacto económico y sobre todo si hay zonas urbanas cercanas a proteger.

Tabla 25
Periodos de retorno según zona

Infraestructura en río	Periodo de Retorno
Ubicada sin población afectada	25 a 50 años
Con población afectada	50 a 100 años
En zonas Urbanas	200 a 500 años

Fuente: Apuntes de clase, Hidráulica.

La determinación del caudal de diseño para un proyecto hidráulico, constituye un paso previo al diseño de la obra, ya que dicho dimensionamiento se efectuara en base al caudal que se obtendrá para determinado tiempo de vida útil de la estructura.

Los primeros métodos para calcular dicho caudal fueron empíricos, dando como resultado la siguiente expresión:

$$Q_{max} = K * A^n \quad (3.4)$$

Dónde:

Q_{máx.}: descarga máxima

K: factor de escorrentía

A: Área de la cuenca

n: coeficiente menos que 1

Este método no consideraba los periodos de retorno para una determinada descarga, y Fuller en 1914 desarrollo una formula en la que consideraba el periodo de retorno y tomando a esta como un dato variable,

$$Q = Q_0(1 - B * \text{Log}(T)) \quad (3.5)$$

Q: descarga máx. en el periodo T

Q₀: valor medio de las avenidas máximas anuales

B: factor igual a 0.8

T: periodo de retorno

Actualmente existen distintos métodos estadísticos para poder calcular el Caudal tomando en cuenta los periodos de retorno, permitiendo establecer un posible periodo de retorno para determinado caudal podemos encontrar a:

- Gumbel
- Log-Pearson III
- Log-Normal II y III

3.4.2 Aplicación del Log- Normal 3 parámetros

La función de densidad de X es:

$$f(x) = \frac{1}{(x-x_0)\sqrt{2\pi S_y}} e^{\frac{-1}{2}(\text{Ln}(x-x_0) - \frac{\mu_y}{S_y})^2} \quad (3.6)$$

Para $x > x_0$

X₀: parámetro de posición

μ_y: parámetro de escala o media

S_y: parámetro de forma o varianza

Se calcula el caudal para un periodo de retorno de 75 años ya que se quiere que la obra dure lo más que se pueda y existe población afectada.

De la Tabla 4 se extrae los valores de los caudales máximos, con lo cual se tiene una nueva tabla:

Tabla 26
Caudales Máximos (m3/s)

Año	Caudal Maximo (m3/s)
1965	112.65
1966	30.85
1967	149.57
1968	14.34
1969	59.01
1970	42.30
1971	163.44
1972	188.76
1973	232.99
1974	66.59
1975	179.72
1976	87.78
1977	147.95
1978	12.42
1979	89.46
1980	19.11
1981	124.59
1982	26.15
1983	300.33
1984	179.93
1985	24.86
1986	56.04
1987	65.59
1988	36.17
1989	99.92
1990	14.23
1991	29.43
1992	42.13
1993	116.19
1994	66.14
1995	32.15
1996	98.46
1997	45.70
1998	694.80
1999	118.01
2000	197.54
2001	163.25
2002	88.73
2003	98.03
2004	95.10
2005	46.53
2006	106.54
2007	69.95
2008	90.79
2009	117.06
2010	44.86
2011	69.70
2012	81.90
2013	116.66
2014	59.59

Elaboración: la autora

Para poder calcular el periodo de retorno para 75 años, se hace uso de un programa estadístico, ya que queremos comprobar que el modelo de distribución que se ha elegido, sea el más adecuado a los datos de los caudales máximos obtenidos durante 50 años. Para esto se está usando el software HyfranPlus es un software usado para aproximar distribuciones estadísticas. Incluye numerosas, flexibles y amigables herramientas matemáticas que pueden ser usadas en el análisis estadístico de eventos extremos. También puede, en el mayor de los casos, desarrollar análisis básicos de cualquier serie de eventos. Se mostrara el proceso a continuación:

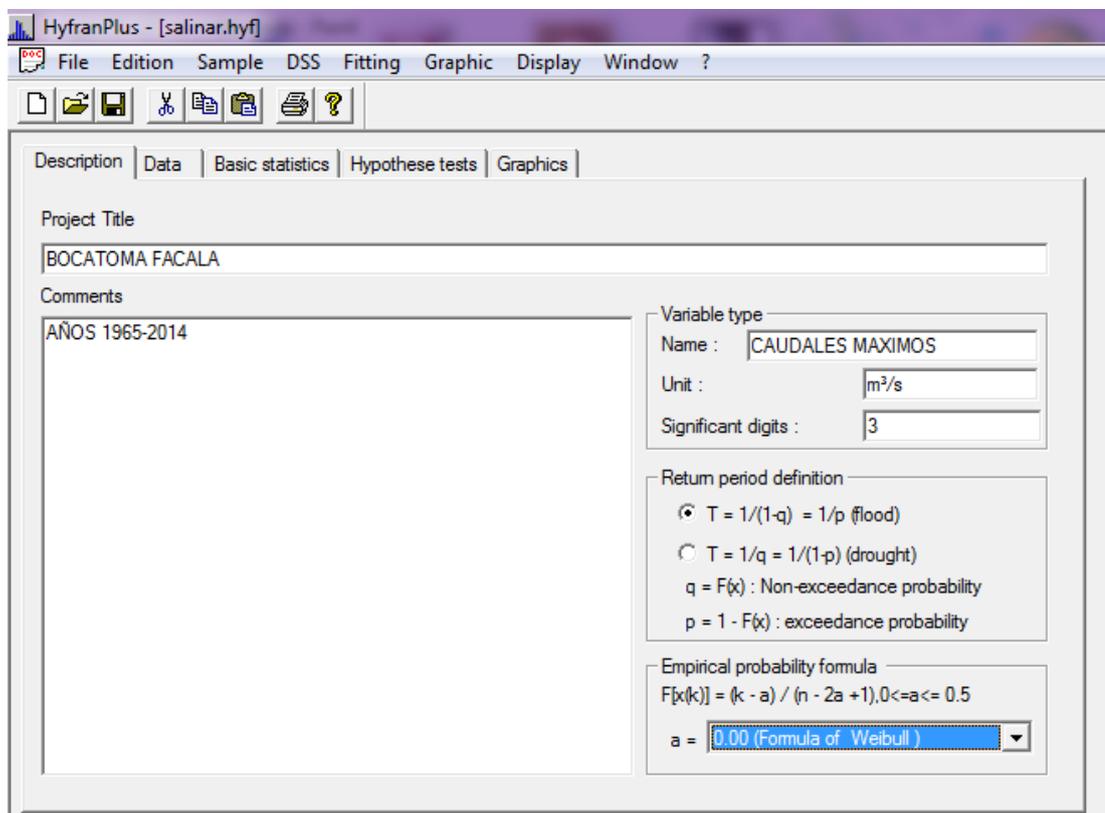


Figura 12 Ingreso de Data
Elaboración: la autora

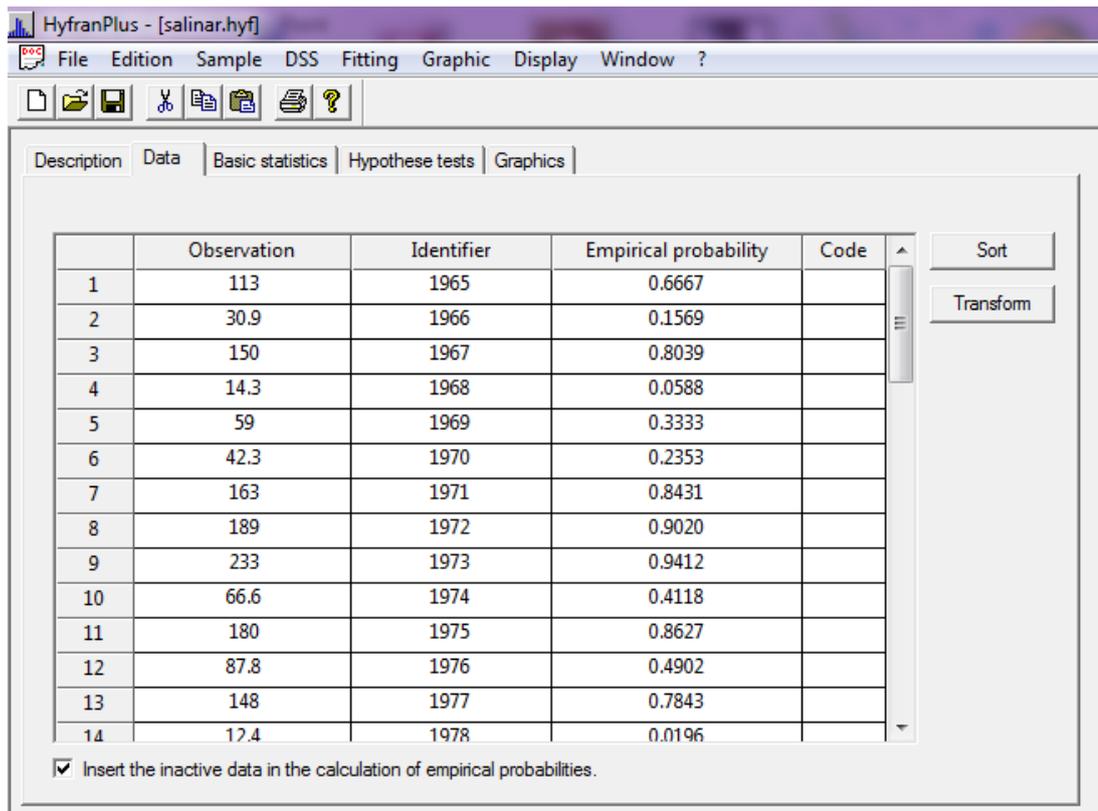


Figura 13 Datos ingresados
Elaboración: la autora

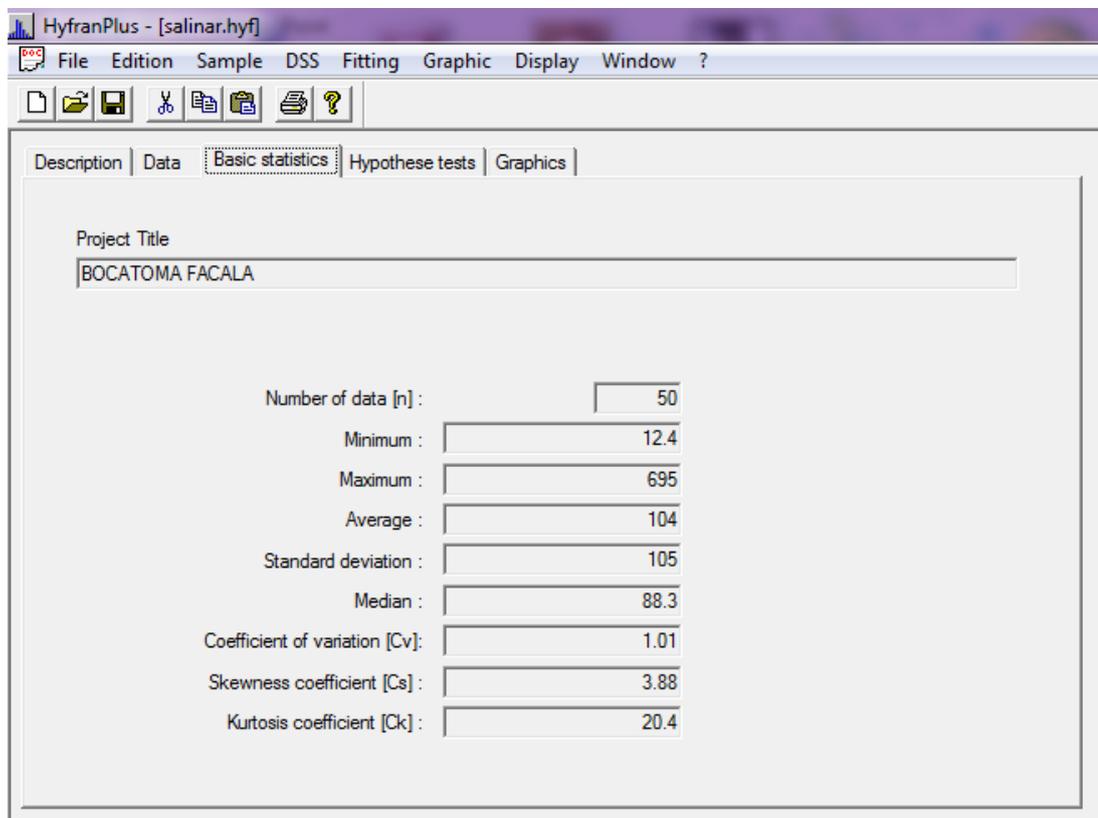


Figura 14 Análisis básico
Elaboración: la autora

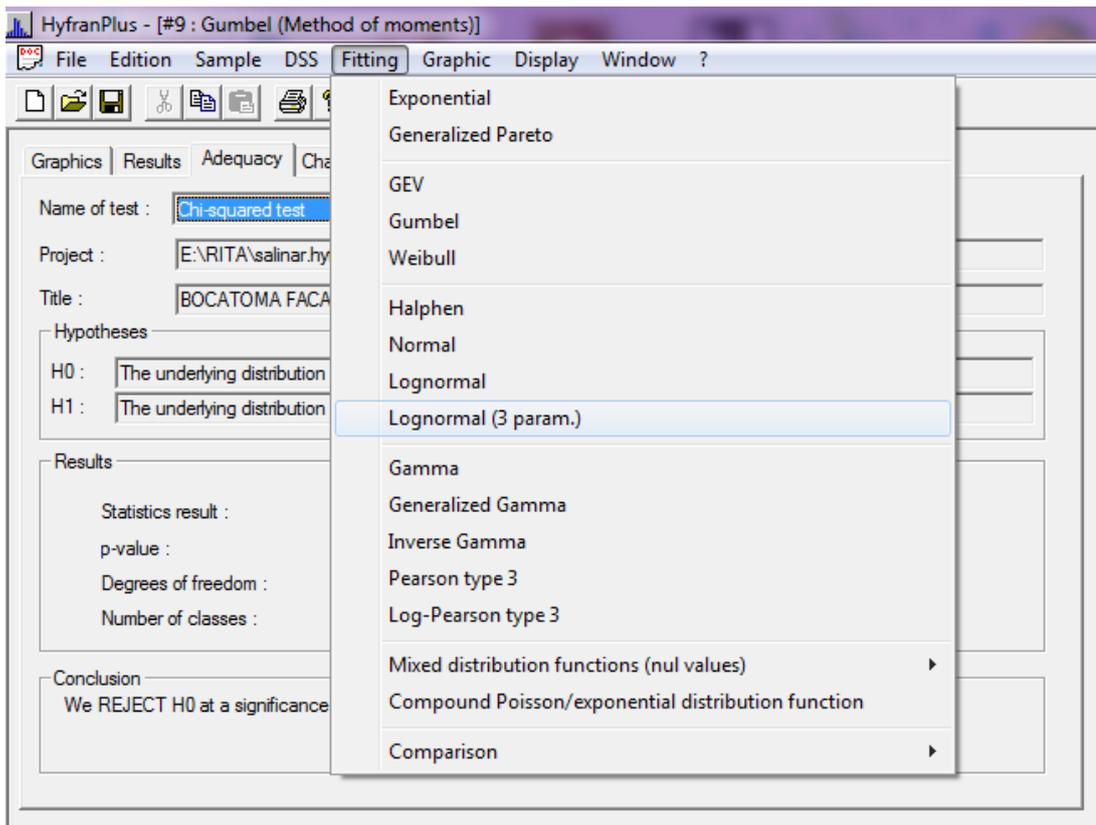


Figura 15 Elección de análisis
Elaboración: la autora

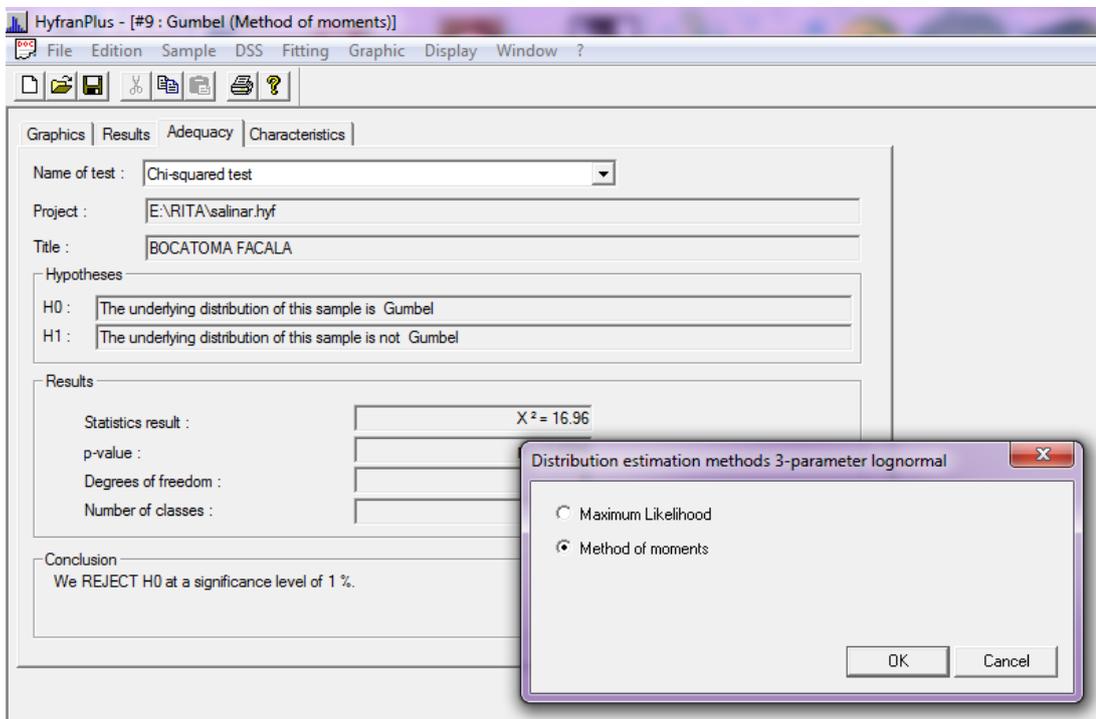


Figura 16 Elección de método
Elaboración: la autora

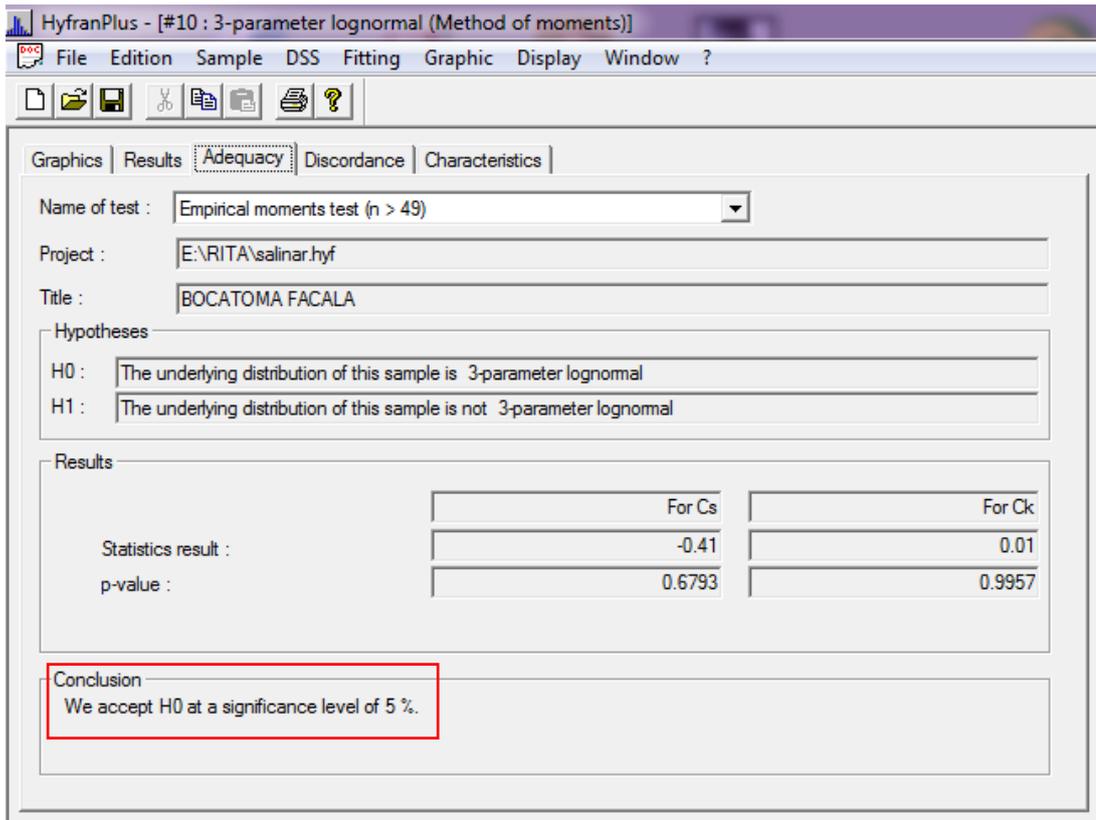


Figura 17 Nivel de significancia
Elaboración: la autora

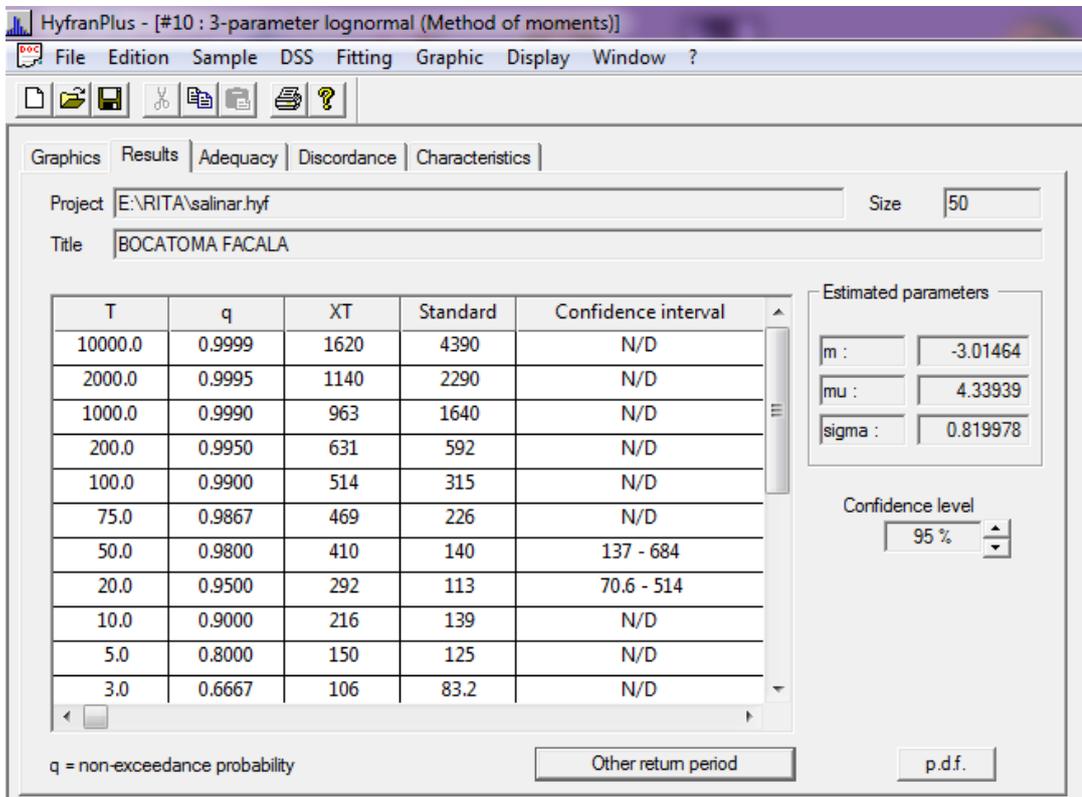


Figura 18 Resultados
Elaboración: la autora

Tabla 27
Caudales para los periodos de retorno

Qm	104
σ	105

T	Qt (m3/s)
10	216.00
50	410.00
75	469.00
100	514.00

Elaboración: la autora

En la tabla 27, se muestra la frecuencia de los caudales para ciertos periodos de retorno.

Tabla 28
Frecuencia de Caudales registrados

T	Qt (m3/s)	Frecuencia
10	216.00	90.00%
50	410.00	98.00%
75	469.00	96.70%
100	514.00	99.00%

Elaboración: la autora

3.4.3 Caudal medio

Para poder representar los caudales que sucedan en el punto de análisis, o zona de estudio, se usa la curva de duración, esta curva representa el porcentaje de tiempo que un especificado caudal fue igualado o excedido a la distribución de probabilidades. Esta curva no es más que una curva de frecuencia acumulada de una serie, en la cual se muestra la duración relativa de las magnitudes.

Para poder realizar la curva, se debe de ordenar los caudales medios de forma decreciente, con ello se tendrá la probabilidad P (%) como se muestra a continuación.

Tabla 29
Distribución de Curva de Duración

Año	Caudal Medio (m ³ /s)	Numero de Orden (m)	P(Q≥Q _o)*100
1998	130.43	1	2.00%
1983	69.17	2	4.00%
1973	45.55	3	6.00%
2000	44.79	4	8.00%
1984	42.11	5	10.00%
2001	35.74	6	12.00%
1975	35.05	7	14.00%
1967	32.87	8	16.00%
2009	32.52	9	18.00%
1977	30.88	10	20.00%
1972	30.36	11	22.00%
2008	30.14	12	24.00%
1971	30.11	13	26.00%
1993	28.91	14	28.00%
1999	28.81	15	30.00%
1989	28.32	16	32.00%
2012	26.07	17	34.00%
2003	25.99	18	36.00%
2004	25.87	19	38.00%
1981	24.95	20	40.00%
2002	24.25	21	42.00%
1994	23.92	22	44.00%
1965	23.13	23	46.00%
2006	22.15	24	48.00%
1996	21.98	25	50.00%
2013	21.89	26	52.00%
1976	21.81	27	54.00%
2007	21.44	28	56.00%
1974	19.16	29	58.00%
1987	17.58	30	60.00%
2010	17.39	31	62.00%
1970	16.22	32	64.00%
2011	15.19	33	66.00%
2014	14.93	34	68.00%
1986	13.25	35	70.00%
1969	12.76	36	72.00%
1979	12.44	37	74.00%
1988	12.23	38	76.00%
1966	11.79	39	78.00%
2005	10.50	40	80.00%
1995	10.31	41	82.00%
1982	10.25	42	84.00%
1997	8.37	43	86.00%
1992	8.19	44	88.00%
1985	7.09	45	90.00%
1991	6.64	46	92.00%
1990	5.31	47	94.00%
1978	4.60	48	96.00%
1968	4.10	49	98.00%
1980	3.14	50	100.00%

Elaboración: la autora

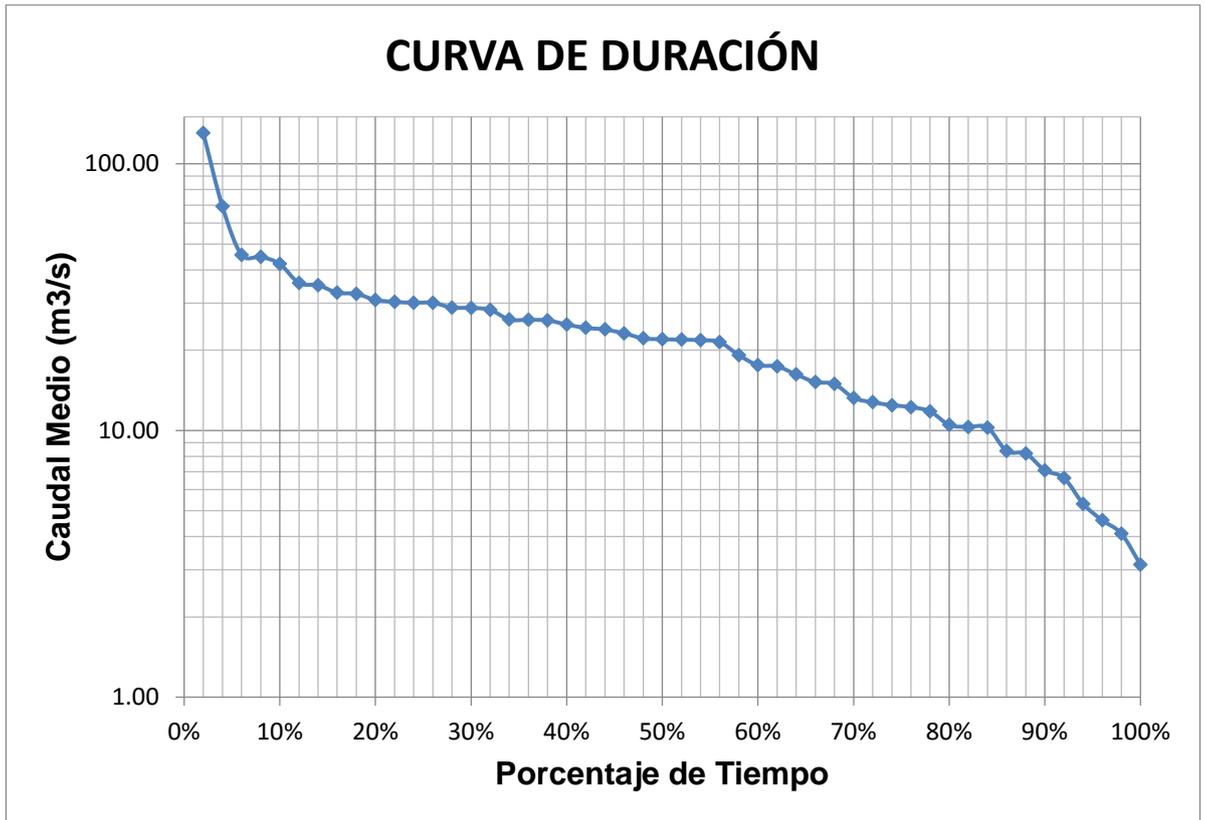


Figura 19 Curva de duración - Caudal medio
Elaboración: la autora

De los valores antes mostrados se puede obtener el Caudal Medio

Qm	24.01
σ	19.93

3.4.4 Caudal mínimo

Para poder saber la duración de los caudales mínimos, o la incidencia de este, se realiza una curva de frecuencias empíricas, esta es una curva de probabilidades empírica para lo cual se realiza lo siguiente:

- ❖ Se lista los valores de caudales, en este caso los valores mínimos anuales.
- ❖ Se ordena los caudales de forma decreciente
- ❖ Para poder calcular la probabilidad, se debe numerar los caudales ordenados y se aplica la siguiente fórmula:

$$Pm = \frac{m}{N+1} \quad (3.8)$$

m: número de orden

N: número total de años

Pm: $P[Q \geq Q_0]$

❖ Se calcula el periodo de retorno Tm:

$$Tm = \frac{1}{1+Pm} \quad (3.9)$$

Se obtiene que el caudal mínimo promedio del río es:

Qm	2.18
σ	1.53

Tabla 30
Distribución de curva de Frecuencias Empíricas

Año	Caudal Mínimo (m3/s)	Numero de Orden (m)	Pm: P(Q≥Qo)	Periodo de retorno - Tm
1973	6.98	1	1.96%	98.08%
1984	4.77	2	3.92%	96.23%
1998	4.66	3	5.88%	94.44%
1971	4.36	4	7.84%	92.73%
1999	4.27	5	9.80%	91.07%
1975	4.22	6	11.76%	89.47%
1983	4.05	7	13.73%	87.93%
2008	3.83	8	15.69%	86.44%
2009	3.75	9	17.65%	85.00%
1965	3.66	10	19.61%	83.61%
1977	3.53	11	21.57%	82.26%
2001	3.49	12	23.53%	80.95%
1970	3.47	13	25.49%	79.69%
1972	3.23	14	27.45%	78.46%
2002	3.16	15	29.41%	77.27%
2003	2.87	16	31.37%	76.12%
1974	2.84	17	33.33%	75.00%
1967	2.78	18	35.29%	73.91%
2010	2.55	19	37.25%	72.86%
2007	2.45	20	39.22%	71.83%
1976	2.41	21	41.18%	70.83%
2012	2.38	22	43.14%	69.86%
2000	2.34	23	45.10%	68.92%
1966	2.03	24	47.06%	68.00%
1994	2.02	25	49.02%	67.11%
2013	1.90	26	50.98%	66.23%
1987	1.73	27	52.94%	65.38%
2014	1.66	28	54.90%	64.56%
1993	1.49	29	56.86%	63.75%
1981	1.42	30	58.82%	62.96%
1989	1.36	31	60.78%	62.20%
2006	1.29	32	62.75%	61.45%
1968	1.28	33	64.71%	60.71%
1988	1.18	34	66.67%	60.00%
2011	1.09	35	68.63%	59.30%
1985	1.07	36	70.59%	58.62%
1969	1.06	37	72.55%	57.95%
1978	0.95	38	74.51%	57.30%
1982	0.90	39	76.47%	56.67%
1986	0.85	40	78.43%	56.04%
1995	0.74	41	80.39%	55.43%
1979	0.63	42	82.35%	54.84%
1996	0.56	43	84.31%	54.26%
2004	0.45	44	86.27%	53.68%
2005	0.38	45	88.24%	53.13%
1992	0.32	46	90.20%	52.58%
1990	0.23	47	92.16%	52.04%
1991	0.21	48	94.12%	51.52%
1980	0.19	49	96.08%	51.00%
1997	0.15	50	98.04%	50.50%

Elaboración: la autora

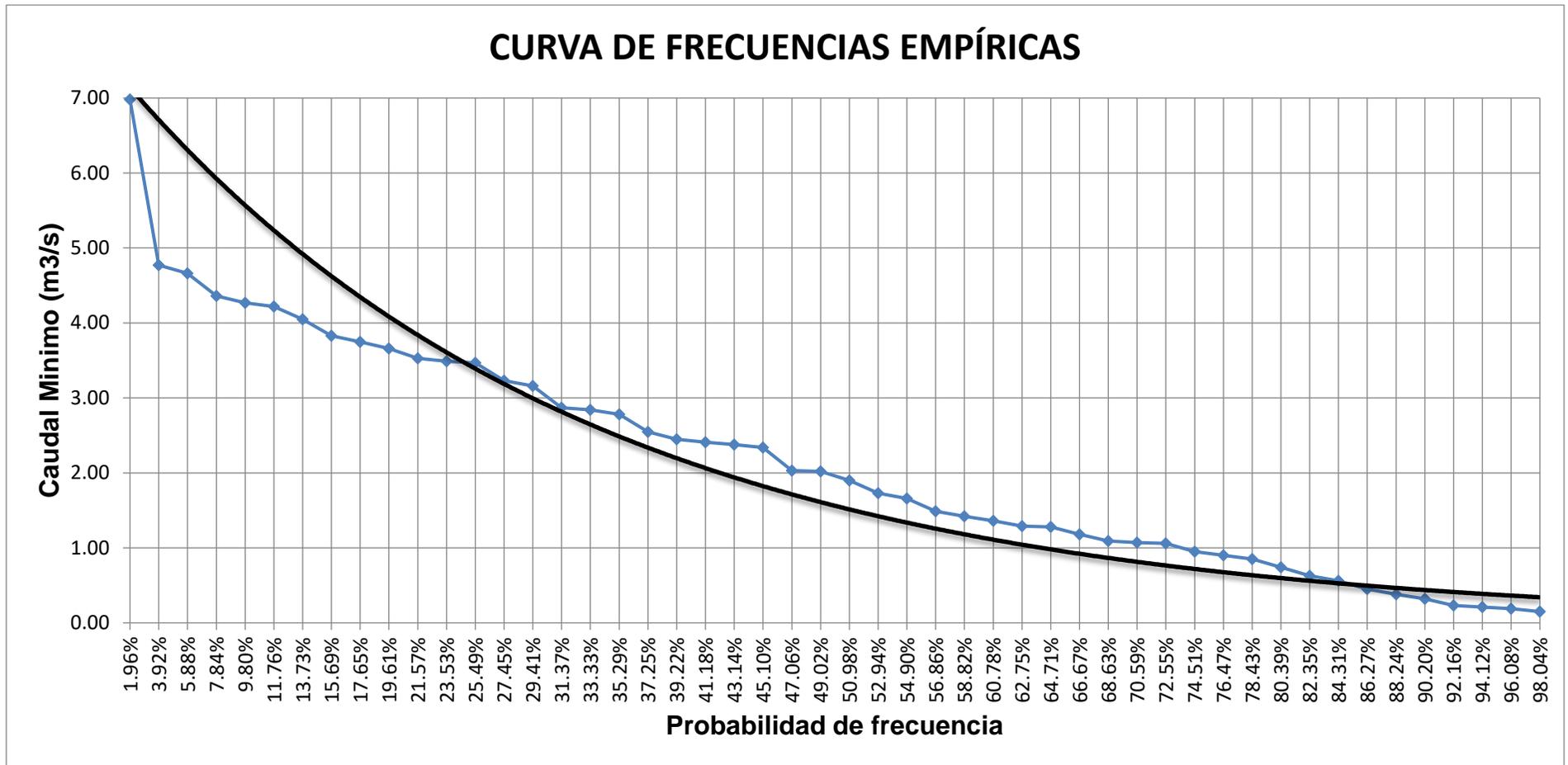


Figura 20 Curva de frecuencias empíricas - Caudal mínimo
Elaboración: la autora

CAPÍTULO IV

DISEÑO HIDRÁULICO

Luego del análisis hidrológico se procede a hacer los dimensionamiento de las estructuras que componen la bocatoma.

Teniendo en cuenta la topografía del lugar, así como el análisis hidrológico efectuado en el río Chicama, que presenta un ciclo muy variable, optamos por una toma con barraje a fin de garantizar la captación de agua para riego en la temporada de estiaje. También se debe de tomar en cuenta que el río no solo trae agua, sino también materiales de mayores dimensiones, especialmente en la época de avenidas, por ello se debe de dotar a la estructura con un sistema de limpia.

4.1 Hidráulica fluvial

4.1.1 Longitud [ancho de barraje]

La longitud de barraje está ligado al ancho del cauce, y la carga de agua que se presenta sobre él, se deberá conservar las mismas condiciones naturales del cauce de tal modo e no causar modificaciones en su régimen.

Sí se diseña con una longitud más angosta en condiciones de máximas avenidas se puede desbordar el flujo y causar

inundaciones. Con una sección más amplia puede ocasionar sedimentación originando pequeños cauces que dificultarían la captación en la toma.

4.1.1.1 Método del Régimen

La teoría del Régimen es una síntesis de conocimientos empíricos aplicable a la estabilidad de cauces en ríos que transportan sedimentos. La teoría refleja el acomodo o equilibrio dinámico del caudal sólido, el caudal líquido y la geometría hidráulica. Este equilibrio se llama también "Régimen"

- ❖ **Altunin**, toma en cuenta la zona dentro del desarrollo del río en que se encuentra el tramo en estudio, su facilidad o dificultad con que las orillas son erosionadas y el material de fondo tal como se presenta en la Tabla 31 :

$$B = (n * K^{\frac{5}{3}})^{\frac{3}{3+5m}} * \frac{Q^{0.5}}{S^{0.2}} \quad (4.1)$$

B: ancho en pies

Q: descarga en pie³/seg

m: exponente según tabla 31

n: coeficiente de rugosidad

S: pendiente del río

K=10, por ser río aluvial

Tabla 31
Valores de m para Cauces Estables en Ríos -Altunin

Zona de Río y condición del cauce	Numero de Froude	Exponente "m" cuando K=10 Tipo de Sección	
		a	b
Zona de montaña alta. Cauce rocoso o cubierto de piedras	1.0	-	1.00
Zona de montaña. Cauce formado con cantos rodados, boleó y gujarros. Rápidas y pendientes cer	1.0 - 0.5	1.00	0.80
Zona en las faldas de las montañas. Llegada del río al valle. Cauce formado por gujarros, grava y arena media y fin. Corriente tranquila	0.5 - 0.20	0.80	0.75
Zona intermedia, cauce formado por arena gruesa, media y fina. Corriente tranquila	0.2 - 0.04	0.75	0.70
Zona de planicie			
Río Caudaloso	0.2 - 0.02	0.75	0.70
Río poco caudaloso	0.3 - 0.2	0.60	0.50

a: cauce difícilmente erosionable

b: cauce fácilmente erosionable

Fuente: Apuntes de clase, Hidráulica.

- ❖ **Blench**, Este método, introduce dos parámetros: Fb factor de fondo y Fs: factor de orilla, que tienen en cuenta la concentración del material transportado en suspensión, el diámetro de las partículas de fondo y la resistencia de las orillas a ser erosionadas.

$$B = 1.81 \sqrt{Q \frac{Fb}{Fs}} \quad (4.2)$$

Q: Caudal de diseño m³/seg

Fb: Factor de fondo, depende de la naturaleza del lecho

Fs: factor de orilla, depende de la erosionabilidad de márgenes (taludes), de la viscosidad del agua y de la tendencia del material sólido a depositarse en las márgenes.

Tabla 32 Valores de Fb y Fs

Factor de Fondo	Fb(ft/s ²)
Material Fino	0.8
Material Grueso	1.2
Factor de orilla	Fs(ft ² /s ³)
Bancos arenosos fácilmente erosionables	0.1
Bancos algo cohesivos	0.2
Bancos cohesivos	0.3

Fuente: Apuntes de clase, Hidráulica.

❖ **Petit**, este método solo evalúa el caudal.

$$B = 2.45 * \sqrt{Q} \quad (4.3)$$

Para estos tres métodos se obtiene diferentes ancho de barraje, para poder obtener el ancho de diseño se promedia los valores y se redondea. Se usa el promedio de los valores debido a que cada método usa diferentes parámetros de evaluación para un mismo caudal de evaluación.

Tabla 33 Ancho de Barraje

Altunin

B (pies)	288.44
B (m)	87.92
Q (pie ³ /s)	16562.58
m (Tabla)	0.75
n	0.04
S	0.014
K	10

Blench

B (m)	142.00
Q (m ³ /s)	469.00
Fb (ft/s ²)	0.8
Fs (ft/s ³)	0.2

Petit

B (m)	55.01
Q (m ³ /s)	469.00

Ancho de Barraje

B prom	94.97
B (m)	95.00

Elaboración: la autora

De los cálculos previos se obtiene que el ancho de barraje **B= 95m.**

4.1.2 Características hidráulicas del río

Asumiendo que la forma de cauce del río es rectangular, y con el valor del ancho de encauzamiento se determinan las características

hidráulicas del cauce, utilizando la ecuación de Manning, para los caudales máximos medios y mínimos, así como para el caudal de Diseño.

Se calculara el tirante, dicho tirante será para las tres zonas de análisis, Aguas arriba de la Toma 2, en la Toma 2 , y aguas abajo de la Toma 2.

$$Q = \frac{A * R h^{\frac{2}{3}} * \sqrt{S}}{n} \quad (4.4)$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{b * y n}{b + 2 * y n}, A = b * y n \quad (4.5)$$

Q: caudal del río

n: coeficiente de Manning [ver Tabla 34]

A: área de la sección transversal

Rh: radio hidráulico

S: pendiente del Río

Yn: tirante normal del río

P: perímetro mojado

b: ancho o cauce del río

También se debe de determinar el tipo de régimen del Flujo, esto se obtiene del Número de Froude,

$$F = \frac{v}{\sqrt{g * D}}, D = \frac{A}{T}, T = b + 2 * z * y n \quad (4.6)$$

F: número de Froude

V: velocidad

D: Profundidad hidráulica

T: ancho de la lámina libre

Tabla 34 Valores del coeficiente de rugosidad n de Manning

TIPO DE CANAL Y DESCRIPCIÓN	MÍNIMO	NORMAL	MÁXIMO
A. Conductos cerrados fluyendo parcialmente llenos			
<u>A-1 Metal</u>			
a. Bronce, Liso	0.009	0.010	0.013
b. Acero			
1. "Lockbar" y soldado	0.010	0.012	0.014
2. Riveteado y en espiral	0.013	0.016	0.017
c. Acero fundido			
1. Forrado	0.010	0.013	0.014
2. Sin forrar	0.011	0.014	0.016
d. Acero Comercial			
1. Negro	0.012	0.014	0.015
2. Galvanizado	0.013	0.016	0.017
e. Metal Corrugado			
1. Drenaje inferior	0.017	0.019	0.021
2. Drenaje de tormenta	0.021	0.024	0.030
<u>A-2 No metal</u>			
a. Lucita	0.008	0.009	0.010
b. Vidrio	0.009	0.010	0.013
c. Cemento			
1. Pulido de superficie	0.010	0.011	0.013
2. Mortero	0.011	0.013	0.015
d. Concreto			
1. Alcantarilla, recta y libre de desperdicios	0.010	0.011	0.013
2. Alcant. c/ codos, conexiones y algunos desperdicios	0.011	0.013	0.014
3. Terminado	0.011	0.012	0.014
4. Cloaca con válvulas, entradas, etc, ;recto	0.013	0.015	0.017
5. Sin terminar, con encofrado metálico	0.012	0.013	0.014
6. Sin terminar, c/encofrado pulido de madera	0.012	0.014	0.016
7. Sin terminar, con encofrado común de madera	0.015	0.017	0.020
e. Madera			
1. Machihembrada	0.010	0.012	0.014
2. Lamina, tratada	0.015	0.017	0.020
f. Cerámica			
1. Drenaje común de tejas	0.011	0.013	0.017
2. Cloaca vitrificada	0.011	0.014	0.017
3. Cloaca vitrificada c/válvulas, entradas , etc	0.013	0.015	0.017
4. Dren inferior vitrificado con juntas abiertas	0.014	0.016	0.018
g. Mampostería de ladrillo			
1. Vidriada	0.011	0.013	0.015
2. Revestida con mortero de cemento	0.012	0.015	0.017
h. Colectores sanitarios revestidos c/ desechos de aguas negras, con codos y conexiones	0.012	0.013	0.016
i. Solera pavimentada, cloaca de fondo liso	0.016	0.019	0.020
j. Mampostería cepillada, cementada	0.018	0.025	0.030

TIPO DE CANAL Y DESCRIPCIÓN	MÍNIMO	NORMAL	MÁXIMO
B. Canales revestidos o fabricados			
<u>B-1 Metal</u>			
a. Superficie de acero liso			
1. Sin pintar	0.011	0.012	0.014
2. Pintada	0.012	0.013	0.017
b. Corrugado	0.021	0.025	0.030
<u>B-2 No metal</u>			
a. Cemento			
1. Limpio en la superficie	0.010	0.011	0.013
2. Mortero	0.011	0.013	0.015
b. Madera			
1. Cepillada sin tratar	0.010	0.012	0.014
2. Cepillada, creosotada	0.011	0.012	0.015
3. Sin cepillar	0.011	0.013	0.015
4. Planchas con listones	0.012	0.015	0.018
5. Revestida con papel impermeable	0.010	0.014	0.017
c. Concreto			
1. Terminado regleado	0.011	0.013	0.015
2. Terminado flotado	0.013	0.015	0.016
3. Terminado con grava en el fondo	0.015	0.017	0.020
4. Sin terminar	0.014	0.017	0.020
5. Gunita en sección correcta	0.016	0.019	0.023
6. Gunita en sección ondulada	0.018	0.022	0.025
7. Sobre roca excavada pareja	0.017	0.020	
8. Sobre roca excavada irregular	0.022	0.027	
d. Fondo de concreto terminado con lechada con los costados de:			
1. Piedra acomodada en mortero	0.015	0.017	0.020
2. Piedra volcada en mortero	0.017	0.020	0.024
3. Mampostería de piedra partida cementada y revocada	0.016	0.020	0.024
4. Mampostería de piedra partida cementada	0.020	0.025	0.030
5. Piedra partida suelta o riprap	0.020	0.030	0.035
e. Fondo de grava con costado de			
1. Hormigón encofrado	0.017	0.020	0.025
2. Piedra volcada en mortero	0.020	0.023	0.026
3. Piedra partida suelta o riprap	0.023	0.033	0.036
f. Ladrillo			
1. Vidriado	0.011	0.013	0.015
2. En mortero de cemento			
g. Mampostería			
1. Piedra partida cementada	0.017	0.025	0.030
2. Piedra partida suelta	0.023	0.032	0.035
h. Piedra cortada y acomodada	0.013	0.015	0.017
i. Asfalto			
1. Liso	0.013	0.013	
2. Rugoso	0.016	0.016	
j. Revestimiento vegetal	0.030	0.016	0.500

TIPO DE CANAL Y DESCRIPCIÓN	MÍNIMO	NORMAL	MÁXIMO
C. Excavado o Dragado			
a. Tierra, recto y uniforme			
1. Limpio terminado recientemente	0.016	0.018	0.020
2. Limpio con cierto uso	0.018	0.022	0.025
3. Grave, sección uniforme, limpio	0.022	0.025	0.030
4. Con musgo corto, poca hierba	0.022	0.027	0.033
b. Tierra, curvo y lento			
1. Sin vegetación	0.023	0.025	0.030
2. Musgo, algunos pastos	0.025	0.030	0.033
3. Pastos densos o plantas acuáticas en canales profundos	0.030	0.035	0.040
4. Fondo de tierra y costados de piedra partida	0.028	0.030	0.035
5. Fondo pedregoso y bancos con pastos	0.025	0.035	0.040
6. Fondos de cantos rodados y costados limpios	0.030	0.040	0.050
c. Excavado con pala o dragado			
1. Sin vegetación	0.025	0.028	0.033
2. Poco arbusto en los bancos	0.035	0.050	0.060
d. Roca cortada			
1. Lisa y uniforme	0.025	0.035	0.040
2. Dentada o irregular	0.035	0.040	0.050
e. Canales sin mantenimiento, pastos y arbustos sin cortar			
1. Pasto densos, altos como la profundidad del flujo	0.050	0.080	0.120
2. Fondo limpio, arbustos en los lados	0.040	0.050	0.080
3. Igual, al más alto nivel del flujo	0.045	0.070	0.110
4. Arbustos densos, nivel alto	0.080	0.100	0.140
D. Cursos naturales			
D-1 Cursos menores (ancho superior al nivel de crecida < 100 ft)			
a. Cursos en planicie			
1. Limpio, recto, nivel lleno, sin fallas o pozos profundos	0.025	0.030	0.033
2. Igual que arriba, pero más piedras y pastos	0.030	0.035	0.040
3. Limpio, curvado, algunos pozos y bancos	0.033	0.040	0.045
4. Igual que arriba, pero algunos pastos y piedras	0.035	0.045	0.050
5. Igual que arriba, niveles inferiores, más pendiente y sección inefectivas.	0.040	0.048	0.055
6. Igual que 4, pero más piedras	0.045	0.050	0.060
7. Tramos sucios, con pastos y pozos profundos.	0.050	0.070	0.080
8. Tramos c/muchos pastos, pozos profundos o recorridos De la crecida con mucha madera y arbustos bajos.	0.075	0.100	0.150
b. Cursos en montaña, sin vegetación en el canal, laderas con pendientes usualmente pronunciadas, árboles y arbustos a lo largo de las laderas sumergidos para niveles altos			
1. Fondo: grava, canto rodado y algunas rocas	0.030	0.040	0.050
2. Fondo: cantos rodados con grandes rocas	0.040	0.050	0.070
D-2. Planicie crecida			
a. Pasturas, sin arbustos			
1. Pastos cortos	0.025	0.030	0.035
2. Pastos altos	0.030	0.035	0.050

TIPO DE CANAL Y DESCRIPCIÓN	MININO	NORMAL	MÁXIMO
b. Áreas cultivadas			
1. Sin cultivo	0.020	0.030	0.040
2. Cultivos maduros alineados	0.025	0.035	0.045
3. Campo de cultivos maduros	0.030	0.040	0.050
c. Arbustos			
1. Arbustos escasos, muchos pastos	0.035	0.050	0.070
2. Pequeños arbustos y árboles, en invierno	0.035	0.050	0.060
3. Pequeños arbustos y árboles, en verano	0.040	0.060	0.080
4. Arbustos medianos a densos, en invierno	0.045	0.070	0.110
5. Arbustos medianos a densos en verano	0.070	0.100	0.160
d. Árboles			
1. Sauces densos, en verano y rectos	0.110	0.150	0.200
2. Tierra clara con ramas, sin brotes	0.030	0.040	0.050
3. Igual que arriba, pero con gran crecimiento de brotes	0.050	0.060	0.080
4. Grupos grandes de madera, algunos árboles caídos poco crecimiento inferior y nivel de la inundación por debajo de las ramas	0.080	0.100	0.120
5. Igual que arriba, pero con el nivel de inundación alcanzando las ramas	0.100	0.120	0.160
D-3 Cursos de agua importantes (ancho superior a nivel de inundación > 100 ft.) Los valores n son menores que los De los cursos menores de descripción similar, ya que los bancos ofrecen menor resistencia efectiva.			
a. Sección regular sin rocas y arbustos	0.025		0.060
b. Sección irregular y áspera	0.035		0.100

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones

Pendiente del río (s): viene a ser la que presenta el perfil longitudinal del cauce o aquella que resulta de la uniformización del mismo, este valor se obtiene de los planos topográficos

$$S_1 = 0.017 \quad (4.7)$$

$$S_2 = 0.013 \quad (4.8)$$

$$S_3 = 0.014 \quad (4.9)$$

$$S_{prom} = 0.014 \quad (4.10)$$

Se obtiene las siguientes características geométricas e hidráulicas para el cauce:

❖ Agua Arriba Toma 2

Datos	Diseño	Máximo	Mínimo	Medio
b (m)=	441.85	441.85	441.85	441.85
z=	0	0.000	0.000	0.000

S=	0.017	0.017	0.017	0.017
n=	0.1	0.100	0.100	0.100
Q (m³/s)=	469.00	104.28	2.18	24.01

Manning:

y (m)=	36.47	14.27	1.37	5.83
A (m²)=	16114.00	6305.99	605.50	2574.64
P(m)=	514.79	470.39	444.59	453.50
R (m)=	31.30	13.41	1.36	5.68
T (m)=	441.85	441.85	441.85	441.85
Q (m³/s)=	469.00	104.28	2.18	24.01

V (m/s)=	0.03	0.02	0.00	0.01
D (m)=	36.47	14.27	1.37	5.83
F =	0.0015	0.0014	0.0010	0.0012

Flujo Subcritico

❖ Toma 2

Datos	Diseño	Máximo	Mínimo	Medio
b (m)=	380	380	380	380
z=	0	0.000	0.000	0.000
S=	0.013	0.013	0.013	0.013
n=	0.1	0.100	0.100	0.100
Q (m³/s)=	469.00	104.28	2.18	24.01

Manning:

y (m)=	26.57	15.66	1.50	6.37
A (m²)=	10096.19	5952.18	568.13	2420.80
P(m)=	433.14	411.33	382.99	392.74
R (m)=	23.31	14.47	1.48	6.16
T (m)=	380.00	380.00	380.00	380.00
Q (m³/s)=	469.00	104.28	2.18	24.01

V (m/s)=	0.05	0.02	0.00	0.01
D (m)=	26.57	15.66	1.50	6.37
F =	0.0029	0.0014	0.0010	0.0013

Flujo Subcritico

❖ Agua debajo Toma 2

Datos	Diseño	Máximo	Mínimo	Medio
b (m)=	205.49	205.49	205.49	205.49
z=	0	0.000	0.000	0.000

S=	0.011	0.011	0.011	0.011
n=	0.1	0.100	0.100	0.100
Q (m³/s)=	469.00	104.28	2.18	24.01

Manning:

y (m)=	44.59	16.63	1.55	6.65
A (m²)=	9163.28	3417.51	317.98	1367.30
P(m)=	294.67	238.75	208.58	218.80
R (m)=	31.10	14.31	1.52	6.25
T (m)=	205.49	205.49	205.49	205.49
Q (m³/s)=	469.00	104.28	2.18	24.01

V (m/s)=	0.05	0.03	0.01	0.02
D (m)=	44.59	16.63	1.55	6.65
F =	0.0024	0.0024	0.0018	0.0022

**Flujo
Subcritico**

4.1.3 Socavación general

Se recomienda el Método de Lischtvan – Lebediev, asumiendo que el lecho del cauce es de material homogéneo, además estableciendo que la velocidad erosiva del cauce es la velocidad que pasa en máximas avenidas:

$$V_{erosiva} = V_{max.avenidas}$$

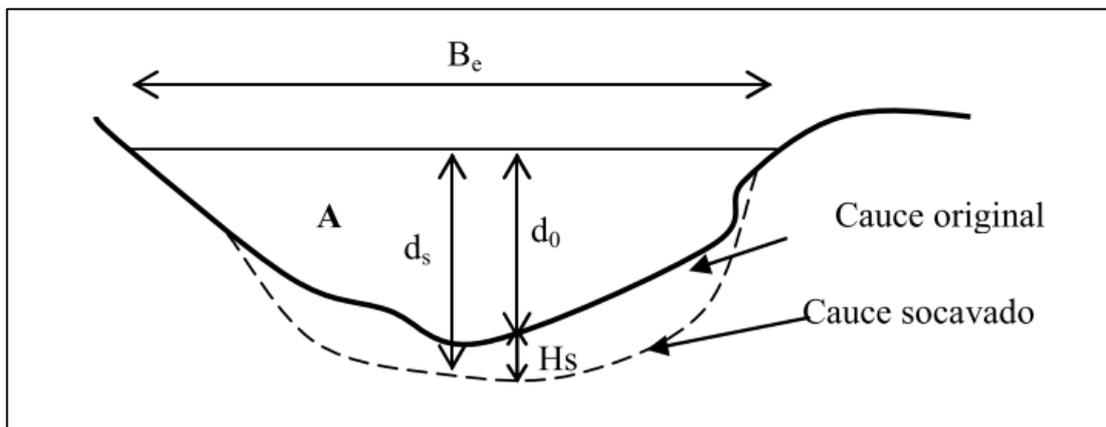


Figura 21 Profundidad de socavación

Fuente: Apuntes de clase, Hidráulica

Be: ancho efectivo del cauce

do: tirante inicial

Hs: profundidad de socavación

A: área para avenida de diseño

ds: tirante después de la socavación

Conocido el tipo de suelo existente en el lecho del río y suponiendo la rugosidad constante en toda la sección, la profundidad de socavación se obtiene,

Para suelos no cohesivos o granulares:

$$d_s = \left(\frac{\alpha d_o^{5/3}}{0.68 D_m^{0.28} \beta} \right)^{\frac{1}{x+1}} \quad (4.11)$$

$$\alpha = \frac{Q}{d_m^{5/3} \mu B e} \quad (4.12)$$

$$d_m = \frac{A}{B e} \quad (4.13)$$

μ : coeficiente de contracción producido por las pilas, es función de la velocidad del río y la separación de pilas ($\mu = 1$, sin contracción cuando no hay pilares)

D_m : diámetro del material del cauce en mm e igual a D50 de la curva granulométrica.

β : coeficiente que toma en cuenta el periodo de retorno del Q (ver Tabla)

x : valor que depende de D_m (ver tabla 36)

d_m : tirante medio del cauce

Tabla 35
Coeficiente β

Probabilidad anual que se presente el caudal de diseño (%)	Periodo de Retorno T (años)	Coeficiente β
100	1	0.77
50	2	0.82
20	5	0.86
5	20	0.94
2	50	0.97
1	100	1.00
0.3	300	1.03
0.2	500	1.05
0.1	1000	1.07

Fuente: Apuntes de clase, Hidráulica

Tabla 36
Valores $x - 1/(x+1)$

Suelos Cohesivos			Suelos No Cohesivos		
Peso específico (Tn/m ³)	x	1/(x+1)	D (mm)	x	1/(x+1)
0.80	0.52	0.66	0.05	0.43	0.70
0.83	0.51	0.66	0.15	0.42	0.70
0.86	0.50	0.67	0.50	0.41	0.71
0.88	0.49	0.67	1.00	0.40	0.71
0.90	0.48	0.67	1.50	0.39	0.72
0.93	0.47	0.68	2.50	0.38	0.72
0.96	0.46	0.68	4.00	0.37	0.73
0.98	0.45	0.69	6.00	0.36	0.74
1.00	0.44	0.70	8.00	0.35	0.74
1.04	0.43	0.70	10.00	0.34	0.75
1.08	0.42	0.71	15.00	0.33	0.75
1.12	0.41	0.71	20.00	0.32	0.76
1.16	0.40	0.72	25.00	0.31	0.76
1.20	0.39	0.72	40.00	0.30	0.77
1.24	0.38	0.73	60.00	0.29	0.78
1.28	0.37	0.74	90.00	0.28	0.78
1.34	0.36	0.74	140.00	0.27	0.79
1.40	0.35	0.75	190.00	0.26	0.79
1.46	0.34	0.75	250.00	0.25	0.80
1.52	0.33	0.76	310.00	0.24	0.81
1.58	0.32	0.76	370.00	0.23	0.81
1.64	0.31	0.77	450.00	0.22	0.83
1.71	0.30	0.78	570.00	0.21	0.83
1.80	0.29	0.78	750.00	0.20	0.83
1.89	0.28	0.79	1000.00	0.19	0.84
2.00	0.27				

Fuente: Apuntes de clase, Hidráulica

$$H_s = ds - t \quad (4.14)$$

Con los valores previos obtenidos, y las tablas antes mencionadas, se desprende:

V(m/s)	0.0465	
Dm (mm)=	8.0000	grava media
b =	0.9860	75 años de retorno
1/x+1=	0.7300	
do (m) =	26.5689	
Be =	380.0000	
A=	10096.1866	
Q=	469.0000	m3/s
t=	0.7905	m
α =	0.0052	
w=	2.4500	Tn/m3
μ =	1.0000	

dm =	26.569
α =	0.0052
ds=	1.021

Con los cual aplicamos la Ecuación (4.14)

Hs=	0.230
-----	-------

Por lo que se desprende que la profundidad de Socavación para el caudal para un periodo de retorno de 75 años es 0.230m.

4.1.4 Coeficiente de rugosidad del cauce

Utilizaremos el procedimiento de Cowan para estimar el valor de n, dada por la siguiente expresión:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) * m_5 \quad (4.15)$$

En donde n0 es un valor básico de n para un canal recto, uniforme y liso, n1 es un valor agregado a n0 para corregir el efecto de irregularidades de superficie, n2 es un valor para las variaciones en forma y tamaño de la sección transversal del canal, n3 es un valor de corrección debido al grado de obstrucciones, n4 es un valor de corrección por presencia de vegetación y condiciones de flujo y m5 es un factor de corrección para los meandros.

Tabla 37 Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad

Condiciones del canal		Valores	
Material considerado	Tierra	n0	0.020
	Roca cortada		0.025
	Grava Fina		0.024
	Grava Gruesa		0.028
Grado de irregularidad	Liso	n1	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020
Variaciones de la sección transversal del canal	Gradual	n2	0.000
	Ocasionalmente alternante		0.005
	Frecuentemente alternante		0.010 - 0.015
Efectivo relativo de obstrucciones	Despreciable	n3	0.000
	Menor		0.010 - 0.015
	Apreciable		0.020 - 0.030
	Severo		0.040 - 0.060
Vegetación	Baja	n4	0.005 - 0.010
	Media		0.010 - 0.020
	Alta		0.025 - 0.050
	Muy Alta		0.050 - 0.100
Cantidad de meandros	Menor	m5	1.000
	Apreciable		1.150
	Severa		1.300

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones

n=	$(0.025+0.010+0.005+0.20+0.10)*1.15$
n=	0.391

4.2 Dimensionamiento de las ventanas de captación

Las ventanas de captación para cumplir con las exigencias mínimas de funcionamiento deberán tener determinadas características que garanticen la captación de un caudal mayor que el que se piensa derivar con la finalidad de emplear el caudal excedente en la purga de la cámara.

Las dimensiones de la ventana de captación son calculadas en función al $Q_{capt.}$

En estiaje el vano de la reja funcionara como un vertedor, la carga necesaria viene del remanso producido por el azud.

Altura del umbral del orificio (h_u):

$$h_u = 3\phi_m + BL, h_u < 0.60 - 1.50m > \quad (4.16)$$

ϕ_m : diámetro medio de los sedimentos más gruesos

BL: Borde Libre, aprox =0.10m

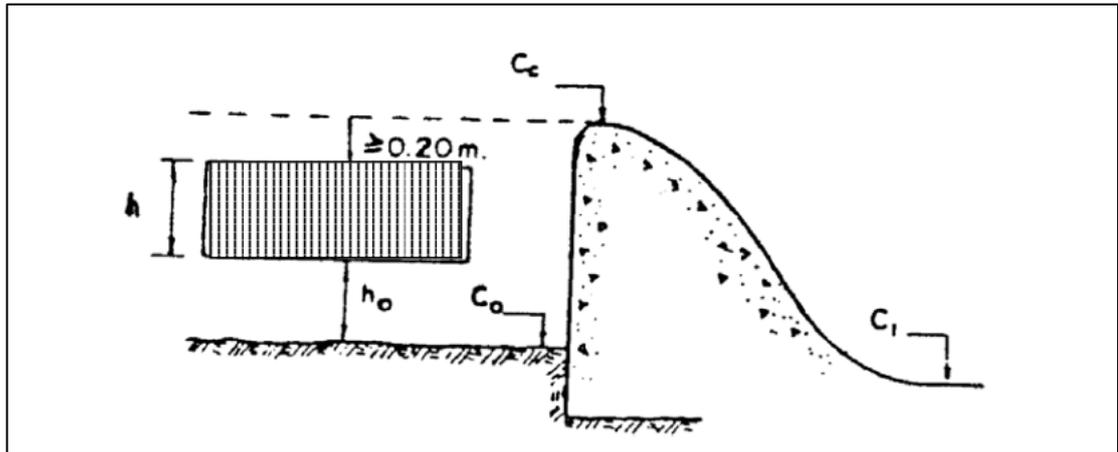


Figura 22 Ventana de captación
Fuente: Mansen Valderrama, Alfredo

El dintel debe llegar a tener una altura superior a la de la creciente. El muro en el que se ubica la reja por lo general es perpendicular a la dirección del azud, sin embargo es conveniente darle una inclinación respecto a la dirección del río tanto para acortar la longitud para llegar a un terreno alto, como para mejorar las condiciones hidráulicas, se recomienda de ser posible que el eje de la toma forme un ángulo de 20° a 30° con respecto al río.

Para el presente trabajo, se va considerar que se quiere que la ventana de captación este lo más bajo posible, por ello se está tomando el valor mínimo del rango dado.

$h_u(m)=$	0.60
-----------	------

4.2.1 Diseño en estiaje

La carga necesaria para el vertedero viene del remanso producido por el azud, el cálculo del vertedero en estiaje se realiza en función a un vertedero ahogado, ya que los depósitos de ripios que pasan el enrejado pueden incrementar el tirante aguas abajo (h_2).

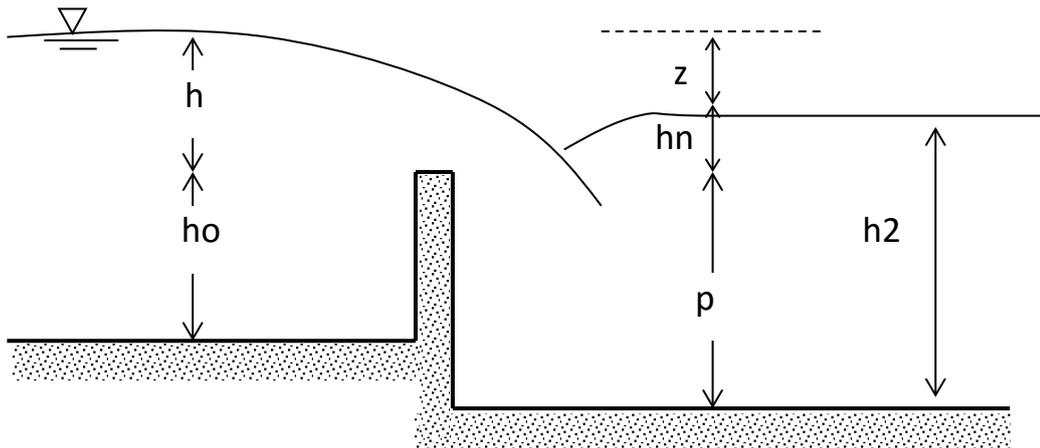


Figura 23 Relación de alturas aguas arriba y abajo
Fuente: Apuntes de clase, Hidrología

Z: diferencia de elevación de las superficies de aguas arriba y debajo de la cresta, generalmente se diseña con $z=10\text{cm}$

h_n : elevación del agua bajo el vertedero sobre la cresta

p : elevación de la cresta sobre el fondo aguas abajo

h_2 : tirante aguas abajo

Para considerarse el vertedero sumergido deben de cumplirse las condiciones: $h_2 > p$, $z/p < 2/3$. La ecuación de la descarga para un vertedero sumergido es:

$$Q = s * C_d * L' * h^{3/2} \quad (4.17)$$

s : coeficiente de corrección por sumersión, si no es sumergido entonces $s=1$.

Q : caudal de captación (de la ventana) m^3/s .

C_d : coeficiente del vertedero según la forma de la cresta. (Ver Tabla N° 38)

h : altura de carga hidráulica o tirante de agua sobre la cresta del vertedero (m).

L' : longitud corregida por efecto de contracción del flujo en los dos lados de la ventana de captación ($n=2$).

L : Longitud de ventana de captación, por lo general de 3 a 4m.

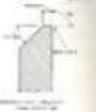
Según Bazin, el coeficiente de sumersión es:

$$s = 1.5 \left[1 - 0.2 \frac{h_n}{p} \right]^3 \sqrt{\frac{z}{h}} \quad (4.18)$$

Longitud corregida por contracción:

$$L' = (L - 0.1nh) \quad (4.19)$$

Tabla 38
Coeficiente Cd

<i>TIPO DE VERTEDERO</i>	<i>FORMA</i>	μ	C_d
<i>Corona ancha</i>		<i>0.49 – 0.51</i>	<i>1.476</i>
<i>Corona ancha redondeada</i>		<i>0.50 – 0.55</i>	<i>1.55</i>
<i>Canto afilado</i>		<i>0.64</i>	<i>1.89</i>
<i>Canto afilado</i>		<i>0.62</i>	<i>1.83</i>
<i>Cima redondeada</i>		<i>0.79</i>	<i>2.333</i>
<i>Tipo Creager</i>		<i>0.75</i>	<i>2.21</i>

Fuente: Mansen Valderrama, Alfredo

Se tienen los siguientes datos:

Caudal diseño (m³/s) 13.7
 Nro. ventanas 2
 Qv (m³/s): 6.85
 Cd: 1.89
Aguas Arriba
 h(m): 1.6 tirante sobre vertedero
 ho(m): 0.6 altura de umbral a. arriba = hu
 p (m): 1.2 altura de umbral a. abajo
 z(m): 0.5 desnivel
Aguas abajo
 hn (m) = 1.1
 h2 (m) = 2.3

Con la ecuación 4.18 calculamos "s":

$$s = 0.831$$

Asimismo, de la ecuación 4.19 se desprende:

$L' = 2.154$	$L' = L - 0.1nh$
$L = 2.474$	m
$h = 1.625$	altura total+2.5cm por obstrucción

4.2.2 Rejillas

Son platinas unidas mediante soldadura formando paneles, tiene el objetivo básico de impedir que los materiales de arrastre y suspensión ingresen al canal de derivación.

La separación entre barrotes variara entre 2" a 4" (material fino) y de 4" a 8" (material grueso). Para facilitar la limpieza, la colocación de la rejilla puede tener una pequeña inclinación de 1:1/4, como también las rejillas pueden sobresalir y no estar al ras.

Número de barras

Determinamos el número de barras:

espaciamiento: 0.1 m, espesor: 0.75 pulgadas = 0.01905 m

Nro.esp= 37.51 = 26 espacios

N° de barras = 25

Ancho total de la reja = 2.950

Ventana:	L =	3.00
	h =	1.625

Las pérdidas de carga en las rejillas (h_r) se deben a que estas producen perdidas por: obstrucción, contracción de la entrada y resistencias producidas por el rozamiento de agua. La fórmula de CREAGER nos da un buen criterio para poder evaluarla.

$$h_r = K_t \left(\frac{V_n^2}{2g} \right) \quad (4.20)$$

$$K_t = 1.45 - 0.45 * \frac{a_n}{a_g} - \left(\frac{a_n}{a_g} \right)^2 \quad (4.21)$$

$$V_n = V_{ing} * \left(\frac{e_n}{e_g} \right) \quad (4.22)$$

K_t : coeficiente de perdida en la rejilla

a_n : área neta ara vez de la rejilla

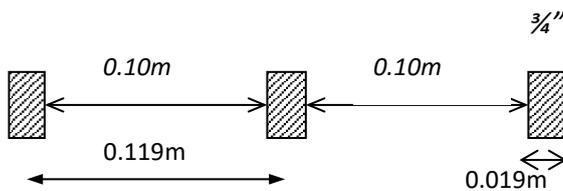
a_g : área bruta de las rejillas y sus soportes

V_n : velocidad a través del área de la rejilla

V_{ing} : velocidad de ingreso

e_n : espacio neto a través de la rejilla

e_g : espacio bruto de las rejillas y sus soportes.



e_n (m)=	0.100	e_g (m)=	0.119
a_n (m ²)=	4.021	a_g (m ²)=	4.875
e_n/e_g =	0.840	a_n/a_g =	0.825
V_{ing} =	1.704		

K_t =	0.399	
V_n =	1.432	
h_r =	0.042	m perdida de carga en enrejado

4.2.3 Altura del barraje vertedero

La altura del barraje está orientada a mantener un nivel de agua en el río, de modo que se puede derivar un caudal de derivación, también debe permitir el paso de agua excedente por encima de su cresta.

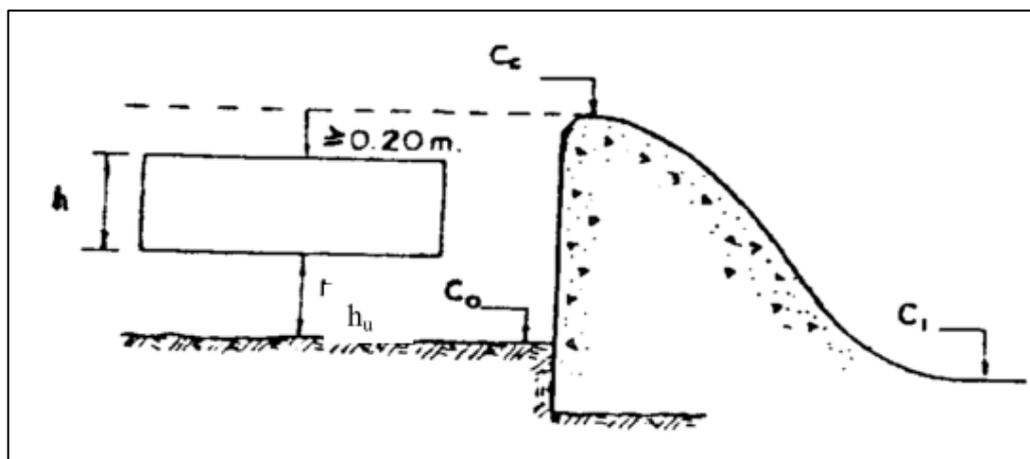


Figura 24 Croquis del paramento
Fuente: Mansen Valderrama, Alfredo

$$C_c = C_o + h_u + h + 0.20m \quad (4.23)$$

Cc: cota de la cresta o corona del barraje

Co: Cota del lecho detrás del barraje

hu: altura necesaria para evitar el ingreso de material de arrastre ($h_u \geq 0.60m$)

h: altura de ventana de captación.

0.20m: corrige efectos de oleaje y de coeficientes de a formula.

De cálculos anteriores se tiene los siguientes valores:

hu(m): 0.6 altura de umbral a. arriba
h (m): 1.625 altura de ventana/s de captación
Co (msnm): 237.476 cota en base de paramento

P=	2.42	m
Cc =	239.90	msnm

Entonces se tiene que la cota de la cresta **Cc= 239.90 msnm**, de manera que la altura del barraje es **2.42 m**.

4.2.4 Carga sobre la cresta del vertedero

La ecuación general para hallar la descarga en vertederos libres:

$$Q = C * L_e * H_o^{3/2} \quad (4.24)$$

C: coeficiente de descarga en $m^{1/2}/s$.

Le: longitud efectiva de la cresta en m.

Ho: carga total o carga del proyecto.

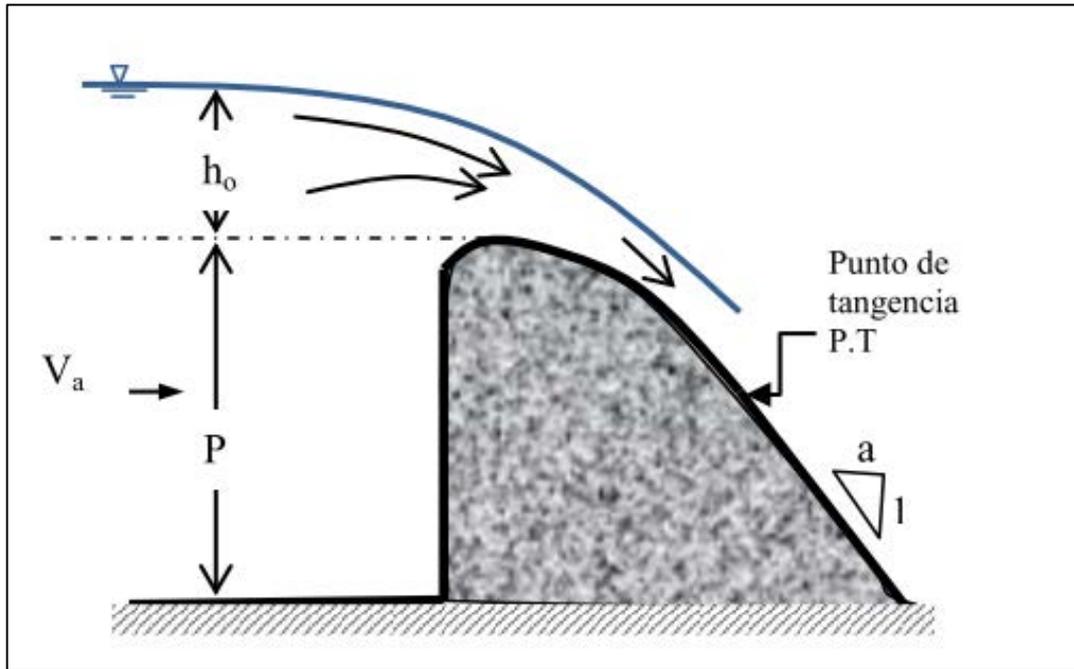


Figura 25 Croquis de elementos de descarga en el paramento
Elaboración: la autora

$$H_o = h_o + \frac{V_a^2}{2g} \quad (4.25)$$

$$V_a = \frac{q}{P+h_o} \quad (4.26)$$

h_o : tirante de diseño

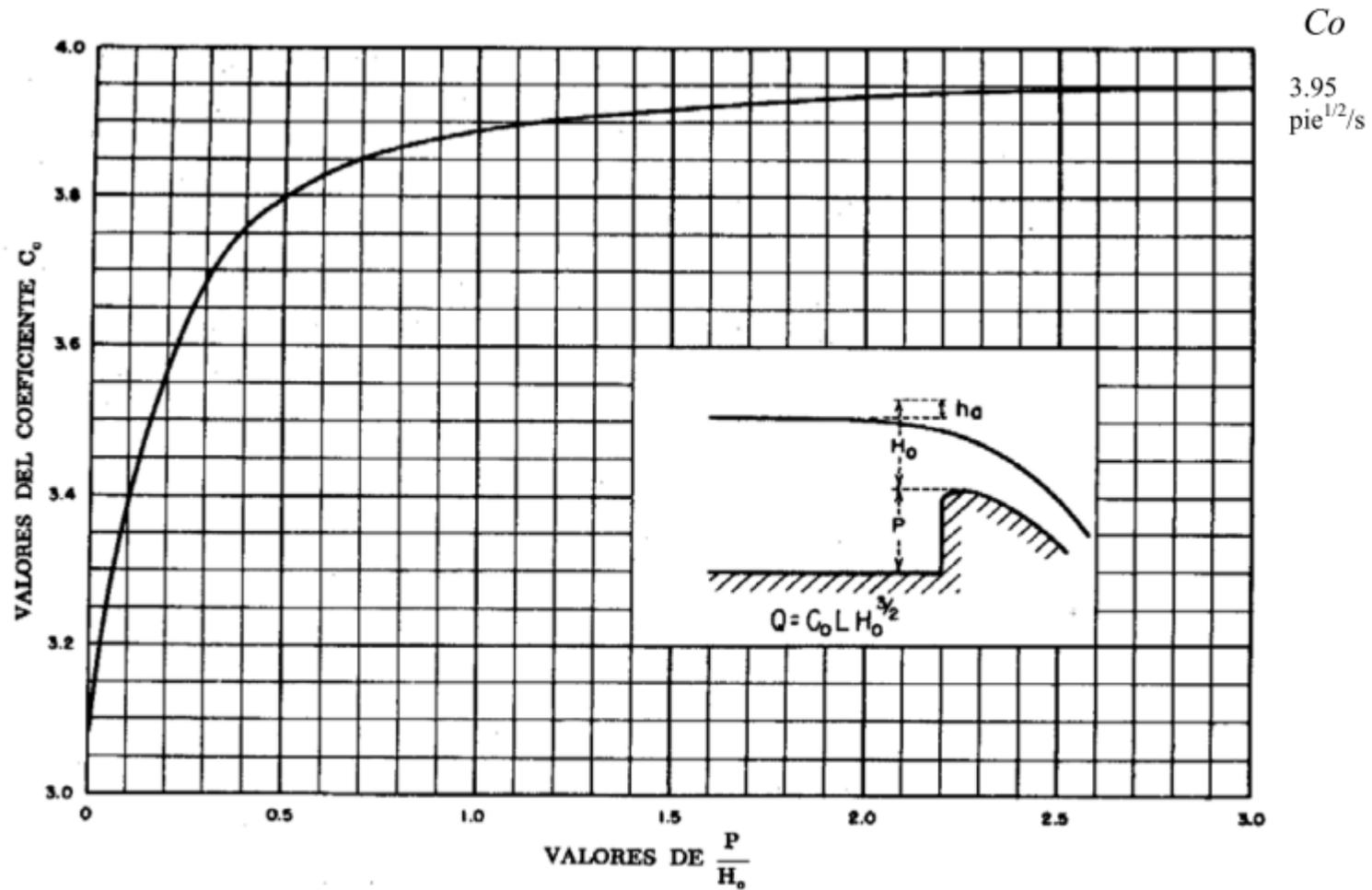
V_a : velocidad de llegada o de aproximación

q : gasto unitario= Q/L

P : altura de paramento = $C_c - C_o$

Se calcula la carga sobre el barraje considerando el caso crítico en que toda la avenida pase sobre el barraje.

Para poder calcular el C , coeficiente de descarga, se debe de usar los valores que se muestran en la Figura 26, los cuales fueron obtenidos de manera experimental por la USBR.



$$(\text{pie}^{1/2}/\text{s}) = C_o/1.811 \text{ (m}^{1/2}/\text{s)}$$

Figura 26 Coeficiente de descarga en barraje de paramento aguas arriba vertical, vertiendo con la carga de diseño (USBR)
Fuente: Bureau of Reclamation

Longitud efectiva de la cresta (L_e), cuando las pilas y los estribos de la cresta tienen una forma que produce contracciones laterales sobre la descarga, la longitud efectiva será menor que la longitud neta de la cresta

$$L_e = L - 2(N * K_p + K_a)H_o \quad (4.27)$$

L: longitud neta de la cresta

N: número de pilas

K_p : coeficiente de contracción de las pilas

K_a : coeficiente de contracción de los estribos

H_o : carga total sobre la cresta

- ❖ K_a , está influenciado por la forma del estribo, el ángulo que forma el muro de acceso aguas arriba con la dirección del flujo, H en relación a H_o y V_a . En la Figura 27, el USBR recomienda valores medios para K_a .

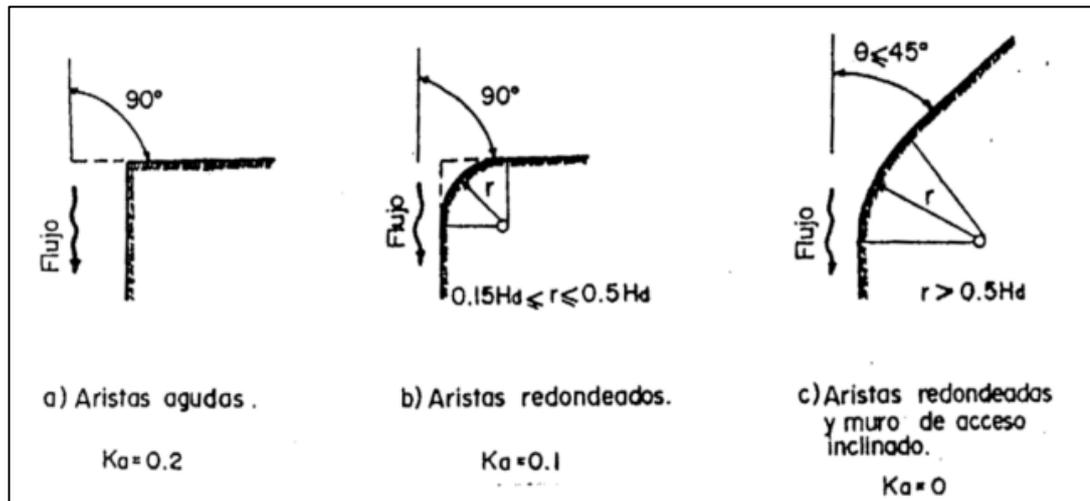


Figura 27 Coeficientes de contracción en estribos (USBR)

Fuente: Bureau of Reclamation

- ❖ K_p , está influenciado por forma y ubicación del tajamar (parte delantera curvada), de las pilas, su espesor, H en relación a H_o , V_a y cuando hay compuertas la operación de las adyacentes a la que se maneja. En la Figura 28 se da diferentes valores de K_p para distintas formas de tajamar, se recomienda las pilas tipo 2 y 3.

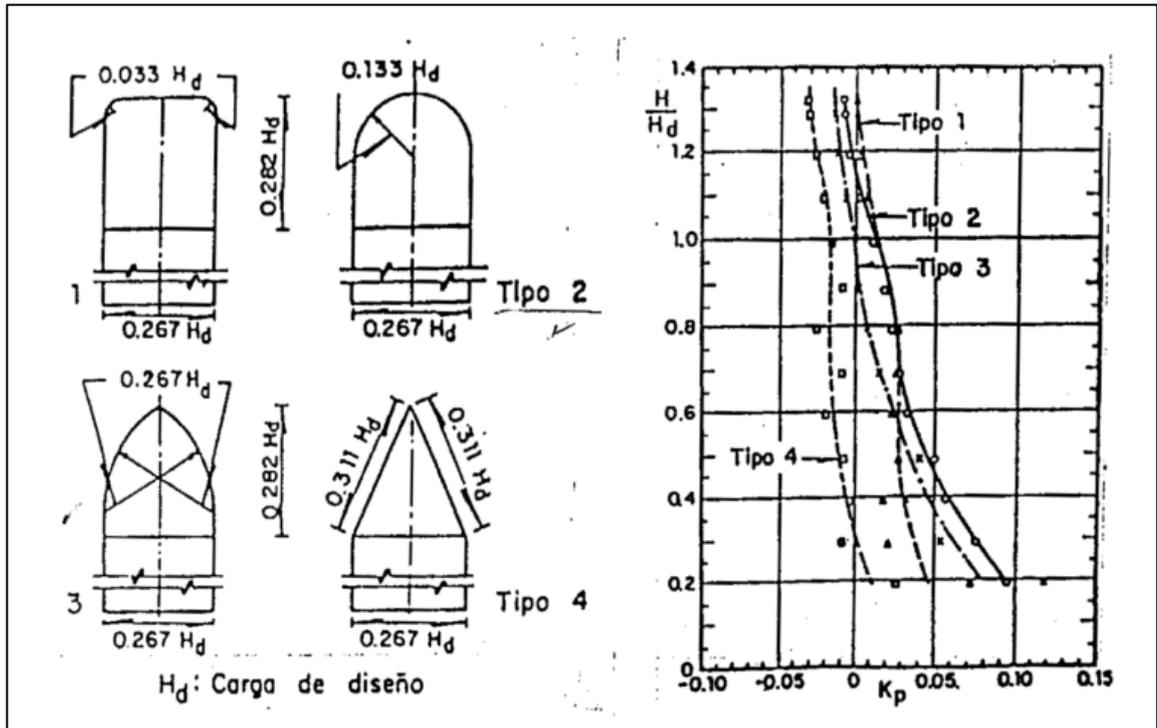


Figura 28 Coeficientes de contracción por pila de formas diferente
Fuente: Bureau of Reclamation

4.2.5 Diseño en avenidas

En condiciones extremas (caudal de avenidas) la ventana de captación se comporta como orificio de descarga sumergida. Para orificios con descarga completamente sumergida (ahogamiento total):

$$Q_v = C_d * A_o * \sqrt{2 * g * \Delta h} \quad (4.28)$$

$C_d = 0.675$, coeficiente de descarga para orificios de pared delgada.

A_o : área del orificio.

Δh : diferencia de niveles.

Q : caudal ingresante [o captación]

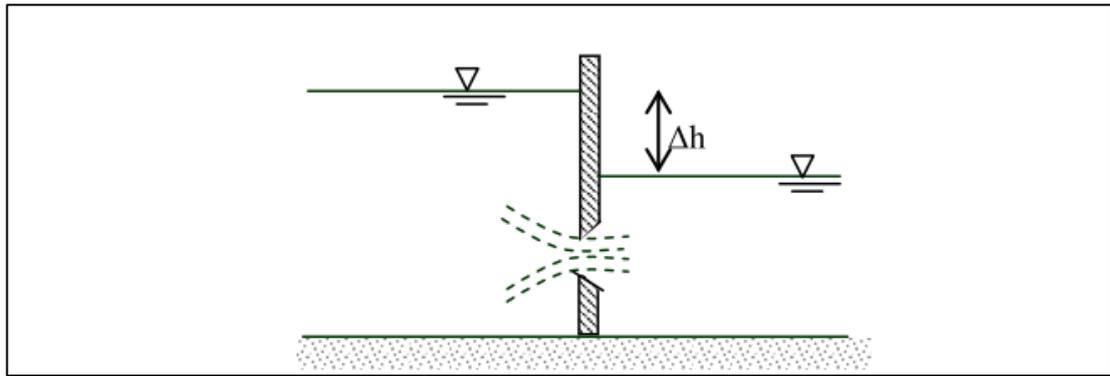


Figura 29 Orificio con descarga sumergida
Elaboración: la autora

Con los siguientes datos:

Caudal de avenidas esperada (m ³ /s)	469
P: altura de paramento	2.425
L: longitud neta de la cresta (m)	95
N: número de pilas	1
K _p : coeficiente de contracción de las pilas	0.017
K _a : coeficiente de contracción de los estribos	0
Nro.de ventanas de captación	2
C _d : Coeficiente de descarga para orificio de pared delgada	0.675
A _o : área del orificio (m ²)	4.02

Se va a obtener los valores siguientes:

h _o	1.64	m
V _a	1.22	m ² /s
H _o	1.71	m
P/H _o	1.42	
C	2.16	
Le	94.94	m ³ /s
Q _v	7.69	m ³ /s
Q _b	460.29	m ³ /s

Se han obtenido los siguientes caudales:

Caudal de diseño para Barraje	460	m ³ /s
Caudal que ingresa por ventana de captación	15.38	m ³ /s
Caudal de diseño para Aliviadero de Demasías : Q _v max - Q Capt	1.68	m ³ /s

4.2.6 Perfil de la cresta

El perfil de la cresta debe ser tal que al verter las aguas sobre ella, se evite la formación de vacíos entre la cara inferior del filete de agua y el perfil de la misma, ya que si ocurren se genera lugares de presión negativa que da lugar al deterioro de la estructura.

Se debe de tomar como referencia para el diseño, los cálculos obtenidos por el USBR, para cualquier talud de la cara aguas arriba del barraje y cualquier profundidad del canal de accesos, se tendrá la siguiente ecuación general:

$$\frac{y}{H_o} = -K\left(\frac{x}{H_o}\right)^n \quad (4.29)$$

x,y: coordenadas del sistema desde el origen

Ho: carga del proyecto

n,K, coeficientes experimentales que dependen del talud del paramento aguas arriba y de la profundidad del canal de acceso.

Se tienen los siguientes datos:

P (m)=	2.425
ho (m)=	1.637
Ho (m)=	1.71
Va (m/s)=	1.22

ha (m)=	0.075
ha/Ho =	0.044

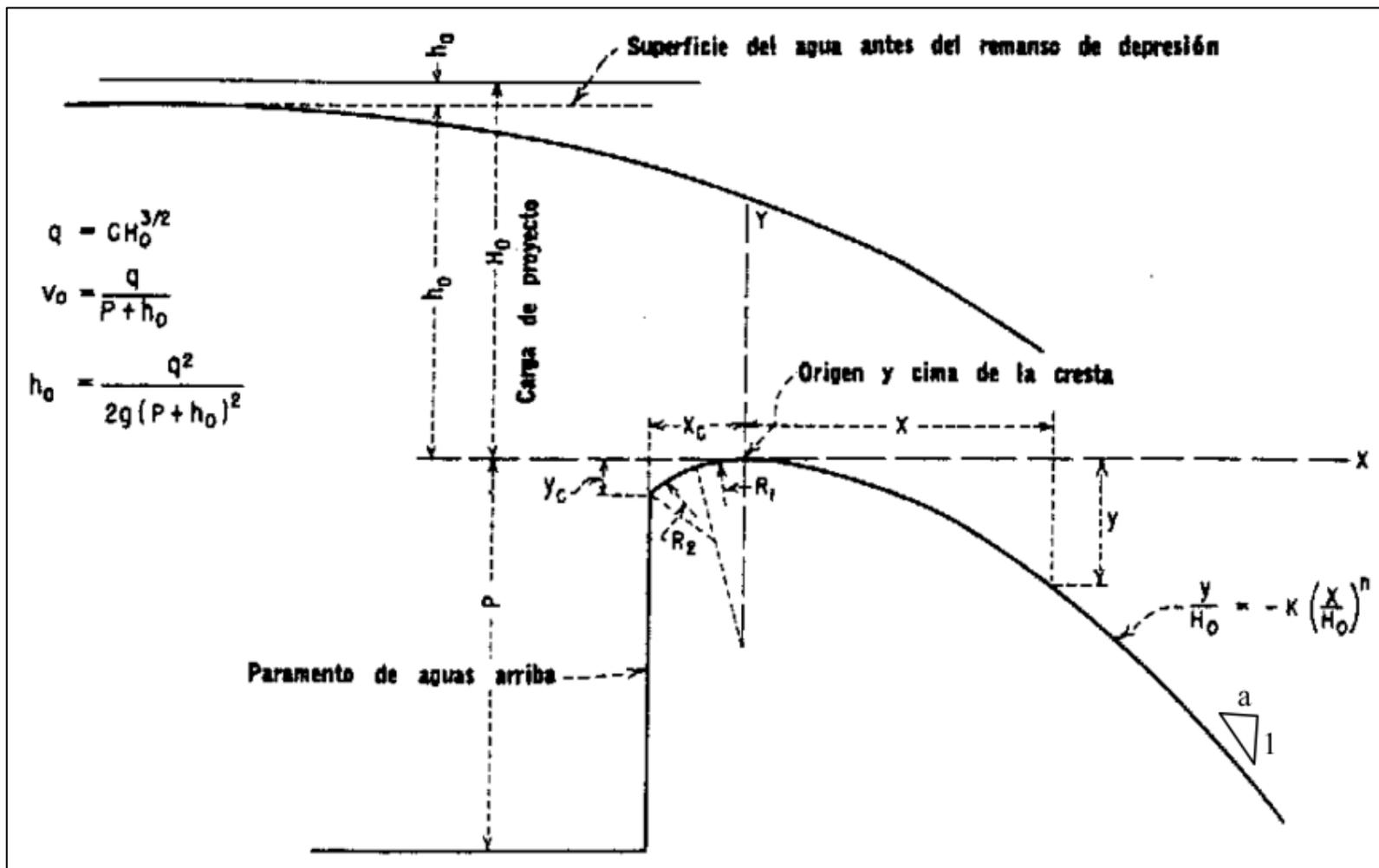


Figura 30 Elementos de las secciones de las crestas
Fuente: Bureau of Reclamation

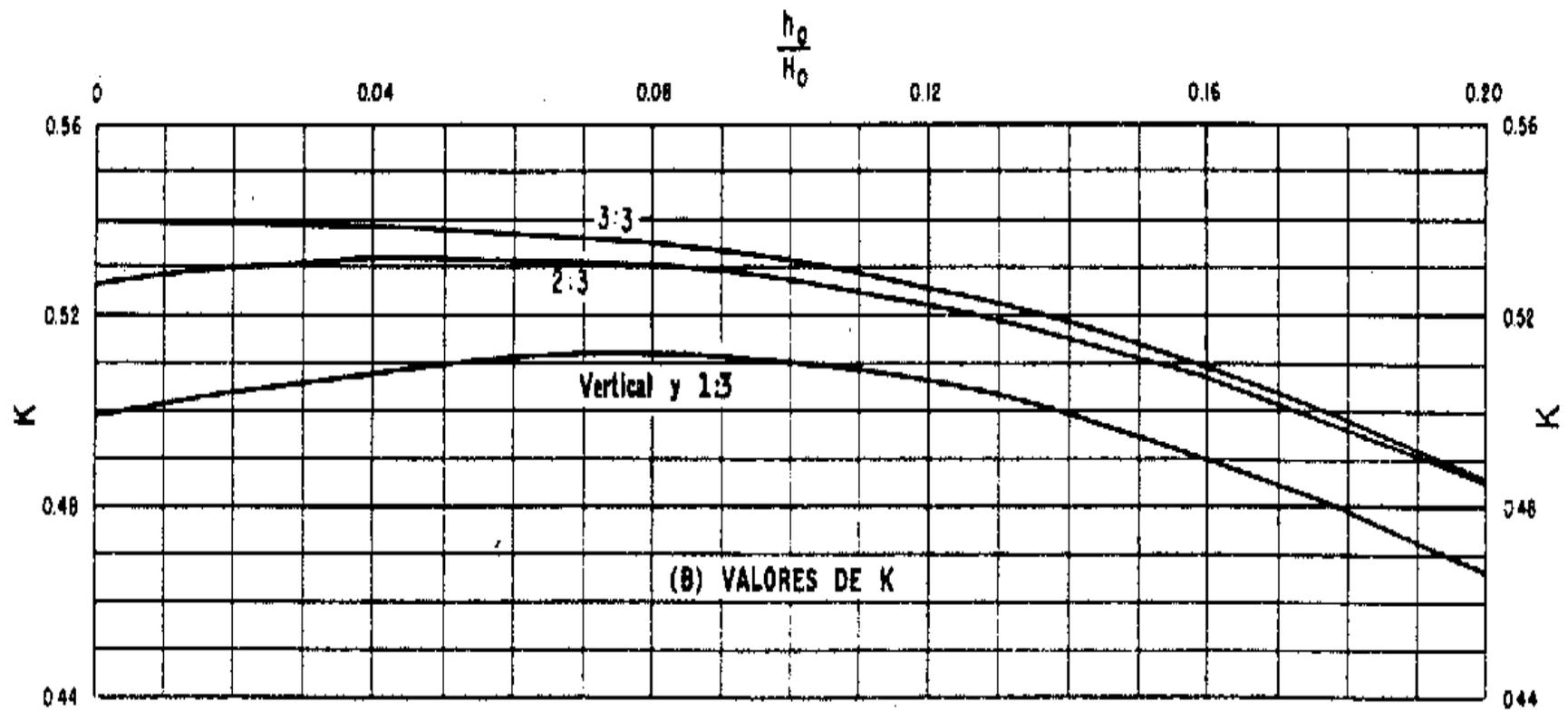


Figura 31 Valores de K
Fuente: Bureau of Reclamation

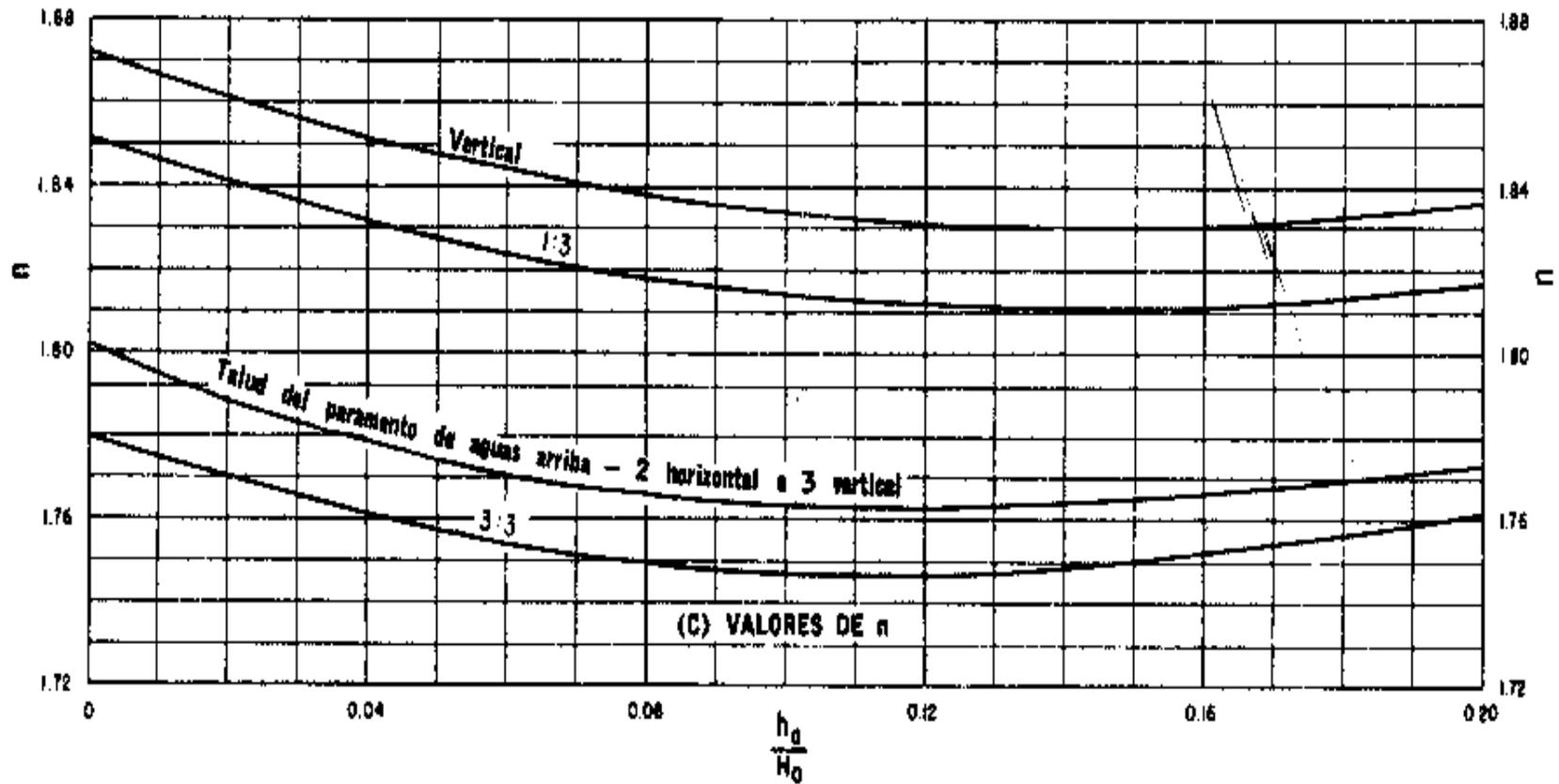


Figura 32 Valores de n
 Fuente: Bureau of Reclamation

La curva del umbral de entrada (antes del origen) y demás geometría (X_c , Y_c , R_1 , R_2) se pueden obtener de la Figura 33.

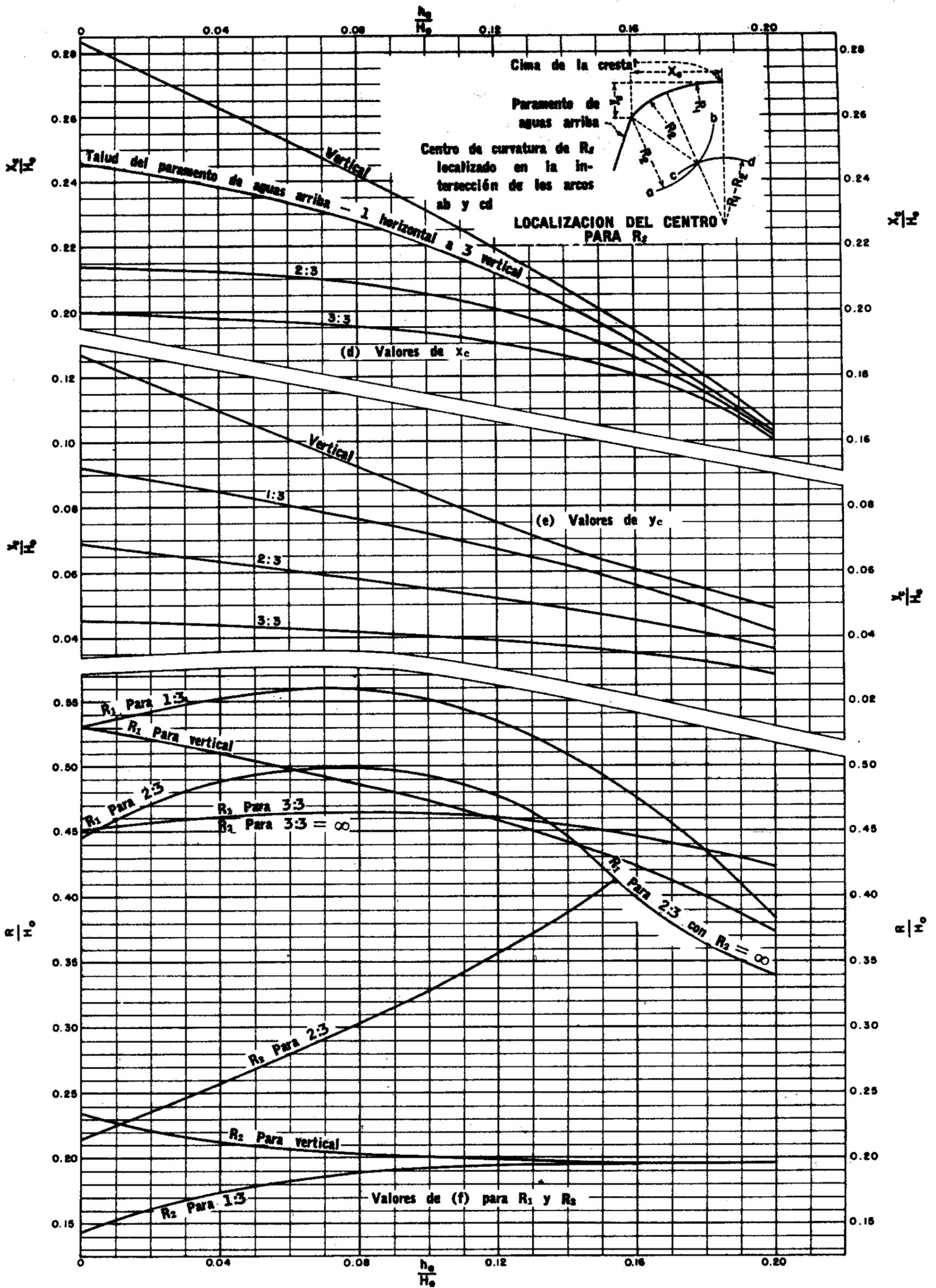


Figura 33 Elementos de cresta
Fuente: Bureau of Reclamation

El punto de tangencia, PT: X_t , Y_t , se da donde se inicia la recta tangente al perfil del conducto de descarga de la lámina, se determinara usando la siguiente ecuación:

$$X_t = -\frac{H_o}{(kan)^{\frac{1}{n-1}}}, \frac{X_t}{H_o} = -\frac{1}{(kan)^{\frac{1}{n-1}}} \quad (4.30)$$

Valores $\frac{x}{H_o} < 0.8$, se suele tomar $\frac{X_t}{H_o} = 0.7$.

Una vez que se tiene los valores de h_a/H_o , se puede calcular las constantes de las ecuaciones con las Figuras 31, 32 y 33:

$$\begin{aligned} K &= 0.5058 && \text{de Figura 22} \\ n &= 1.85 && \text{de Figura 23} \end{aligned}$$

Con lo cual se obtiene las constantes de la siguiente ecuación, y los valores siguientes se obtienen de la Figura 33:

$$\frac{y}{H_o} = -0.503\left(\frac{x}{H_o}\right)^{1.865} \quad (4.31)$$

$$\begin{aligned} X_c &= 0.4450842 \\ Y_c &= 0.18316927 \\ R_1 &= 0.87304978 \\ R_2 &= 0.35949109 \end{aligned}$$

De la ecuación 4.30, despejamos el valor de a , ya que se está tomando $X_t/H_o=0.7$

reemplazando en (4.30): $a \approx 1.45$

de $(X_t/H_o= 0.7)$: $X_t = 1.198$

de X_t en la Ec (4.27), $Y_t = -0.448$ significa que es hacia abajo

Por lo cual se tiene que la longitud de la cresta del barraje es

Longitud de cresta de barraje: $Lo = X_c + X_t + (P-Y_t)*a + (Co-C_1)*a$, sin embargo este valor será parcial, ya que aún no se tiene la cota C_1 que corresponde al fondo del colchón disipador.

$$Lo = 4.505 \text{ mas diferencia de cotas por } a$$

Con los valores antes calculados se puede hallar el perfil tipo Creager del barraje.

De acuerdo a la siguiente expresión:

$$Y/Ho = -k*(X/Ho)^n$$

X, Y = Son las coordenadas del perfil de Creager

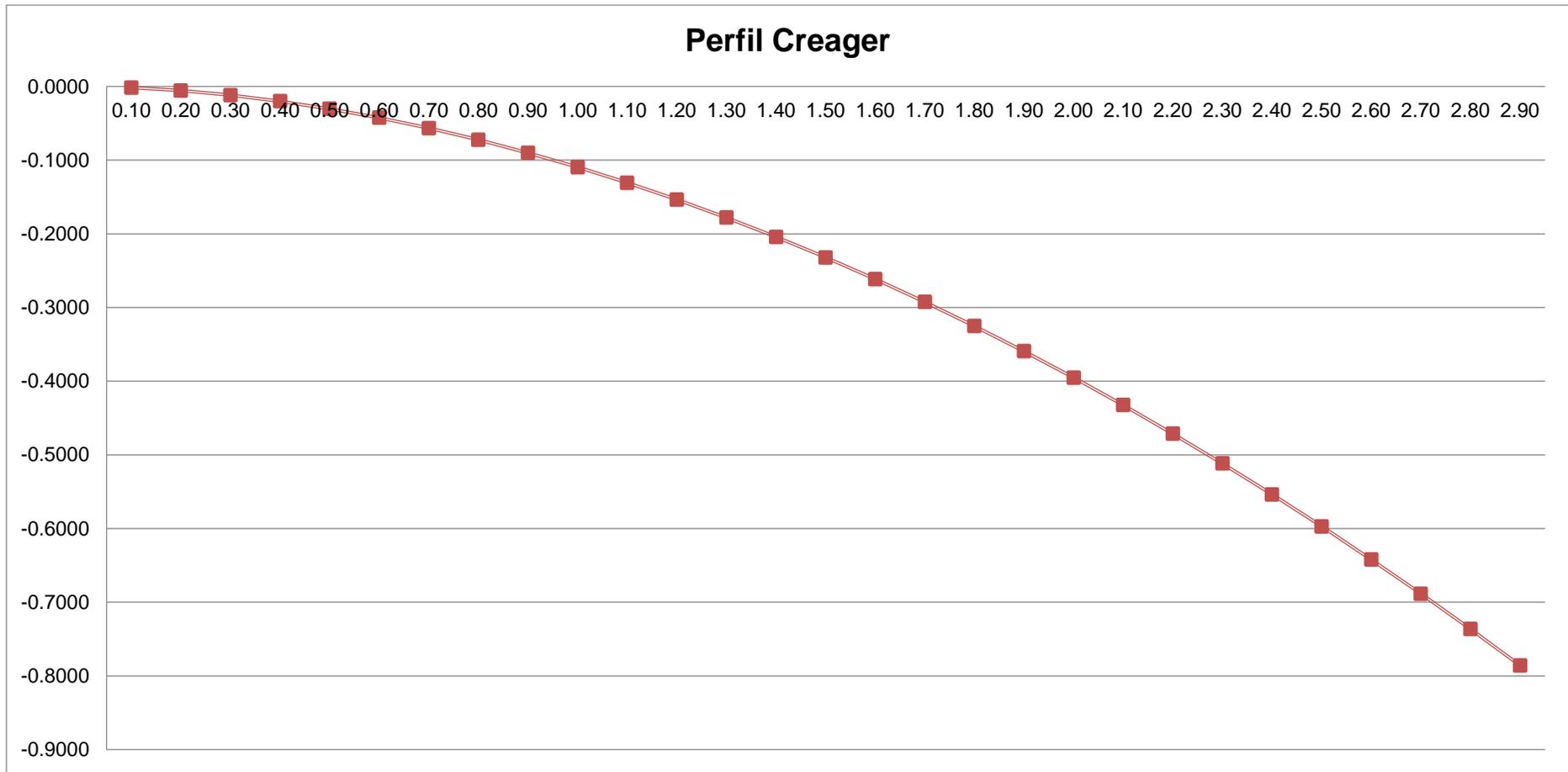
Ho = Carga neta sobre la cresta

k, n = Parámetros

Reemplazando en la ecuación general:

$$Y = -0.110 X^n$$

X	Y
0.10	-0.0015
0.20	-0.0056
0.30	-0.0118
0.40	-0.0201
0.50	-0.0304
0.60	-0.0426
0.70	-0.0567
0.80	-0.0726
0.90	-0.0902
1.00	-0.1096
1.10	-0.1308
1.20	-0.1536
1.30	-0.1781
1.40	-0.2043
1.50	-0.2321
1.60	-0.2616
1.70	-0.2926
1.80	-0.3252
1.90	-0.3594
2.00	-0.3952
2.10	-0.4326
2.20	-0.4714
2.30	-0.5118
2.40	-0.5538
2.50	-0.5972
2.60	-0.6422
2.70	-0.6886
2.80	-0.7365
2.90	-0.7859



*Figura 34 Tabulación perfil Creager
Elaboración: la autora*

4.3 Canal de limpia

4.3.1 Ancho de canal de limpia

Según Alfredo Mansen un ancho referencial se puede determinar de las siguientes relaciones:

$$B = \frac{Q_{CL}}{q} \quad (4.32)$$

$$q = \frac{V_{CL}^3}{g} \quad (4.33)$$

B: ancho del canal de limpia

Qcl: caudal que pasa por el canal de limpia (m³/s)

q: caudal unitario (m²/s)

Vcl: velocidad en el canal de limpia para eliminar el material de arrastre (m/s)

g: aceleración de la gravedad.

En la determinación del ancho del canal de limpia se debe tomar en cuenta que debe ser un décimo de la longitud del barraje.

$$B \text{ (m)} = 9.5$$

4.3.2 Velocidad de arrastre

Es la magnitud capaz de arrastrar los sedimentos depositados, está dada por la siguiente formula:

$$V_c = 1.5 * c\sqrt{d} \quad (4.34)$$

Vc: velocidad requerida para iniciar el arrastre.

C: coeficiente en función del tipo de material.

d: diámetro del grano mayor

Tabla 39
Coeficiente C en función del tipo de material

Material	c
Arena y grava redondeada	3.2
Sección cuadrada	3.9
Mezcla de grava y arena	4.5 a 3.5

Fuente: Apuntes de clases, Hidráulica

Con los siguientes datos se realiza los cálculos:

$$d(m) = 0.1 \text{ m}$$

$$c = 4 \text{ de}$$

$$V_c = 1.89 \text{ m/s}$$

4.3.3 Compuerta de Limpia - Dimensionamiento

Se debe de considerar los siguientes aspectos:

- a) Altura: el nivel de la corona de la compuerta debe de estar a 0.20m por encima de la cresta del vertedero.
- b) Tirante máximo de rebose permisible: de 0.30 a 0.50m cuando la compuerta funciona como rebose libre
- c) Altura de izaje: la compuerta debe de estar 1.5 a 2.0m más alto que el máximo nivel de agua con la avenida del diseño
- d) Velocidad de izaje: se recomienda 30cm/min, es conveniente tener en cuenta que los costos aumentan cuando aumenta la velocidad de izaje.
- e) Coeficiente de seguridad del acero: se puede asumir entre 3 y 4.
- f) Plancha: el espesor mínimo debe entre 6 y 10mm, se debe de considerar el efecto de corrosión.

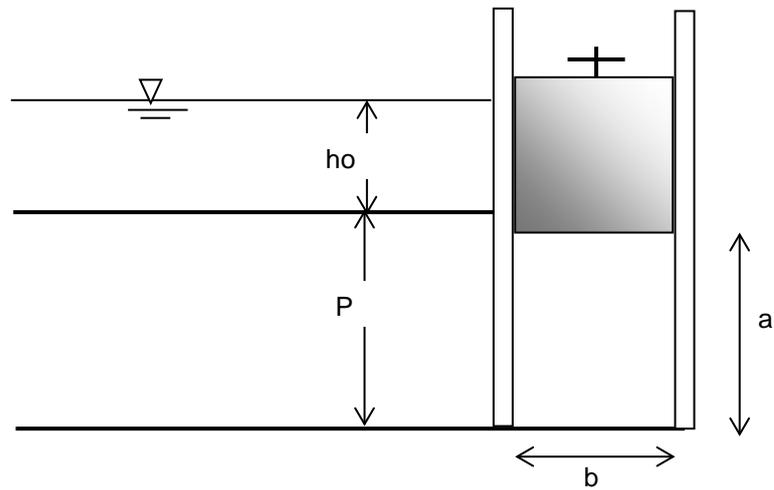
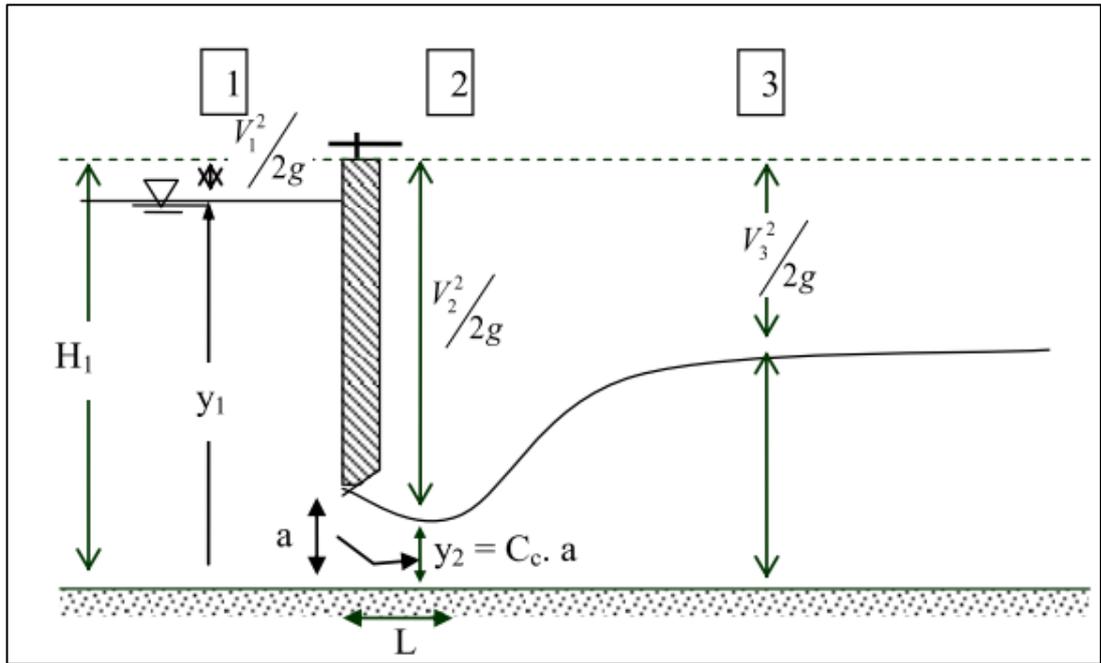


Figura 35 Croquis de alturas de compuerta
Elaboración: la autora

a: abertura de la compuerta

b: ancho de la compuerta

L: longitud desde la compuerta hasta y_2

y_1 : tirante aguas arriba de la compuerta

y_2 : altura de vena contracta aguas debajo de la compuerta

y_3 : tirante aguas debajo de la compuerta

$$Q_{cl} = C_D A_o \sqrt{2g(y_1 - C_c * a)} \quad (4.35)$$

$$C_D = \frac{C_c}{\sqrt{1 + \frac{C_c * a}{y_1}}}, < 0.50 - 0.57 > \quad (4.36)$$

$A_o = a * b$, área del orificio

$C_c \sim 0.61$

Datos de cálculos anteriores

q: gasto unitario = Q75/L	4.94
P: altura de barrage	2.425
L: longitud neta de la cresta (m)	95
N: número de pilas	1
Kp: coef. de contracción de las pilas	0.017
Ka: coef. contracción de los estribos	0
Nro. de ventanas de captación	2
C _d : Coeficiente de descarga orificio	0.675
A _o : área ventana de captación (m ²)	4.0207

En Base a la Figura 35, se tiene

a : Abertura de compuerta (m)	2.625	por teoría P+0.2
b : Ancho de compuerta (m)	9.5	
A _o : Área de Orificio (m ²)	24.937	
C _c : coeficiente de contracción	0.61	

Ancho total de barrage + canal de limpia	10 5	m = Lt	(considerando 50cm ancho de pilar)
--	---------	--------	------------------------------------

Caudal de avenidas esperada (m³/s) 469

Se está usando este valor en función de los 95 m de ancho de barrage del diseño de la bocatoma.

Se obtienen estos resultados:

ho	1.39	m
Va	1.29	m2/s
Ho	1.47	m
P/Ho	1.64	
C	2.18	
Le	94.95	m3/s
Qv	14.17	m3/s
Qb	370.72	m3/s
Qcl	84.1	m3/s
y1	3.81	

Caudal sobre Barraje 370.7 m³/s

Caudal en Canal de Limpia 84.1 m³/s

4.3.4 Pendiente del canal

Para que pueda llegar a la velocidad adecuada de arrastre debe de poseer una pendiente que la genere.

$$Sc = n^2 \frac{g^{10/9}}{q^{2/9}} \quad (4.37)$$

Sc: pendiente crítica

n: coeficiente de Manning

q: caudal unitario (m2/s)

Se tiene los siguientes datos:

q: descarga unitaria (m2/s) = (Qcl/B) q = 8.85

n: coeficiente de Manning n = 0.04 canal maleza, vegetación

$$Sc = 0.01246$$

Con pendiente calculada hallamos la velocidad en CL, aplicando la ecuación de Manning:

b (m)=	9.5
z=	0
S=	0.014
n=	0.04
Q (m ³ /s)=	84.1
Manning:	
y (m)=	2.255
A (m ²)=	21.42
P(m)=	14.01

R (m)=	1.529
T (m)=	9.5
Q (m ³ /s)=	84.1
V (m/s)=	3.926
D (m)=	2.255
F =	0.835

nCL =	0.04
Qd =	84.1
Sc =	0.01246
B (m) =	9.5

De los cálculos anteriores tenemos el tirante y la velocidad,

y (m)=	2.25487
V' (m/s)=	3.92598

Como V' es mayor que V_c, entonces se produce arrastre de sedimentos, por lo que no se debe de diseñar una poza para sedimentos gruesos.

4.4 Colchón disipador

Debido a la colocación del baraje vertedero en el cauce del río, se genera un incremento de energía potencial que se transforma en energía cinética al momento de verter el agua por encima del barraje. Por ello se construyen estructuras de disipación aguas abajo del barraje con el objeto de formar un salto hidráulico para disipar la energía cinética que se gana.

4.4.1 Tirantes conjugados

Para poder calcular los tirantes conjugados, tanto menor como mayor se debe de hacer un balance de energía en el barraje y analizar la ecuación de resalto libre.

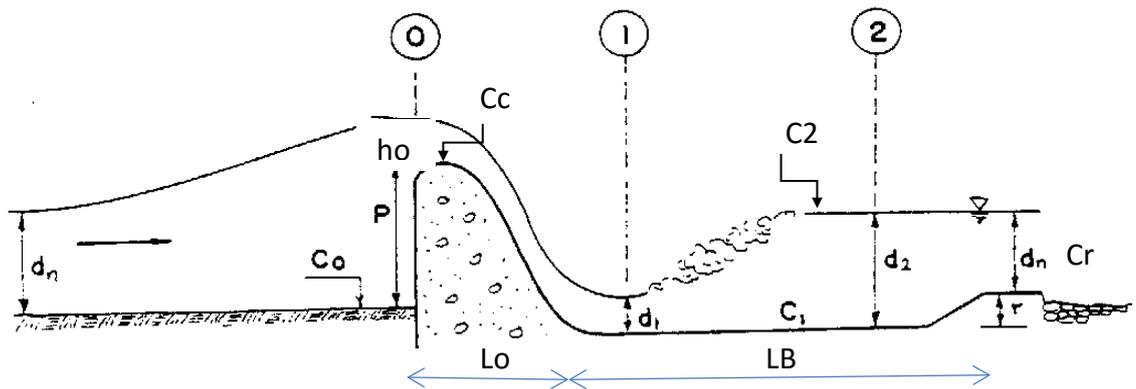


Figura 36 Tirantes conjugados en colchón disipador
Fuente: Apuntes de clase, Hidráulica.

Co: cota del terreno en O

P: altura del paramento

d1: tirante conjugado menor

Vo velocidad de llegada o de aproximación

Q: caudal que pasa sobre barraje

C1: Cota del colchón disipador

ho: altura de la lámina vertiente

V1: velocidad en pie de barraje

q: gasto unitario

L: longitud total del barraje

❖ Cálculo del tirante conjugado menor (d1)

Balance de energía en (0) y (1):

$$E_0 = E_1 + hf_{0-1} \quad (4.38)$$

$$C_0 + P + h_0 + \frac{V_0^2}{2g} = C_1 + d_1 + \frac{V_1^2}{2g} + 0.1 \frac{V_1^2}{2g} \quad (4.39)$$

hf_{0-1} : pérdida de carga por fricción entre 0-1

$$V_0 = \frac{q}{P+h_0} \quad (4.40)$$

Se tiene que tener en cuenta que:

$C_0 - C_1 \approx 0.5$ a 1.0m y $d_1 \geq 0.10\text{m}$

❖ Cálculo del tirante conjugado mayor (d2)

Cuando ya se obtiene el tirante menor d1, se aplica la ecuación de resalto libre para determinar el tirante conjugado mayor.

$$d2 = \frac{d1}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1 \right) \text{ comprobar: } d2 - dn + r \quad (4.41)$$

dn: tirante normal para Qdiseño del río

r: profundidad del colchón disipador

La condición de la ecuación 4.41 pocas veces se presenta, por lo que para buscar un salto sumergido en el colchón disipador se acepta:

$$Cc > C1 + d2, \quad dn + r = 1.15d2$$

Con los siguientes datos calculamos:

Co:	cota del terreno en "o"	237.476	msnm
P:	altura del paramento	2.425	m
Q:	caudal de diseño de barraje	460.00	m ³ /s
ho:	altura de la lámina vertiente	1.637	m
L:	Longitud total del barraje	95	m
q:	gasto unitario	4.842	
Vo:	velocidad de llegada o de aproximación	1.19	m/s

Realizamos balance de energía en las dos secciones 0-1, con referencia a la Figura 36

Sección: Todo el Río	0	Sección: Solo el Barraje	1
Q m3/s	469.000	Q m3/s	460.000
bo (m)	380.000	b1 (m)	95.000
z	0.000	z	0.000
yo (m)	4.062	y1 (m)	0.582
Ao (m2)	1543.392	A1 (m2)	55.264
Vo (m/s)	0.304	V1 (m/s)	8.324
Po (m)	388.123	P1 (m)	96.163
Ro (m)	3.977	R1 (m)	0.575
To (m)	380.000	T1 (m)	95.000
Do (m)	4.062	D1 (m)	0.582
cota o (m)	238.000	cota1 (m)	237.600
Fo	0.048	F1	3.484
ET o =	242.066	ET 1 =	242.066

C ₁ : cota del colchón disipador	236.476	msnm
d ₁ : tirante conjugado menor	0.582	m
V ₁ : velocidad en pie de barraje	8.324	

Para hallar el conjugado mayor (d₂) se aplica la fórmula 4.41:

$$d_2 = 2.590$$

4.4.2 Longitud de colchón disipador

La longitud de resalto (L_b) se define como la distancia media entre la sección de inicio y la sección inmediatamente aguas abajo en que termina la zona turbulenta.

No se ha podido establecer una manera teórica de calcularlo, sin embargo se han realizado varios experimentos hidráulicos que ayudan a poder calcularlo.

- ❖ Schoklitsch: $L_b = 5 a 6(d_2 - d_1)$ para canales de baja pendiente.
- ❖ Safranez: $L_b = 6d_1 * F_1$, siendo $F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g*d_1}}$
- ❖ USBR, método gráfico: L vs. F₁ (Figura 37)

Se usara el promedio de los tres valores.

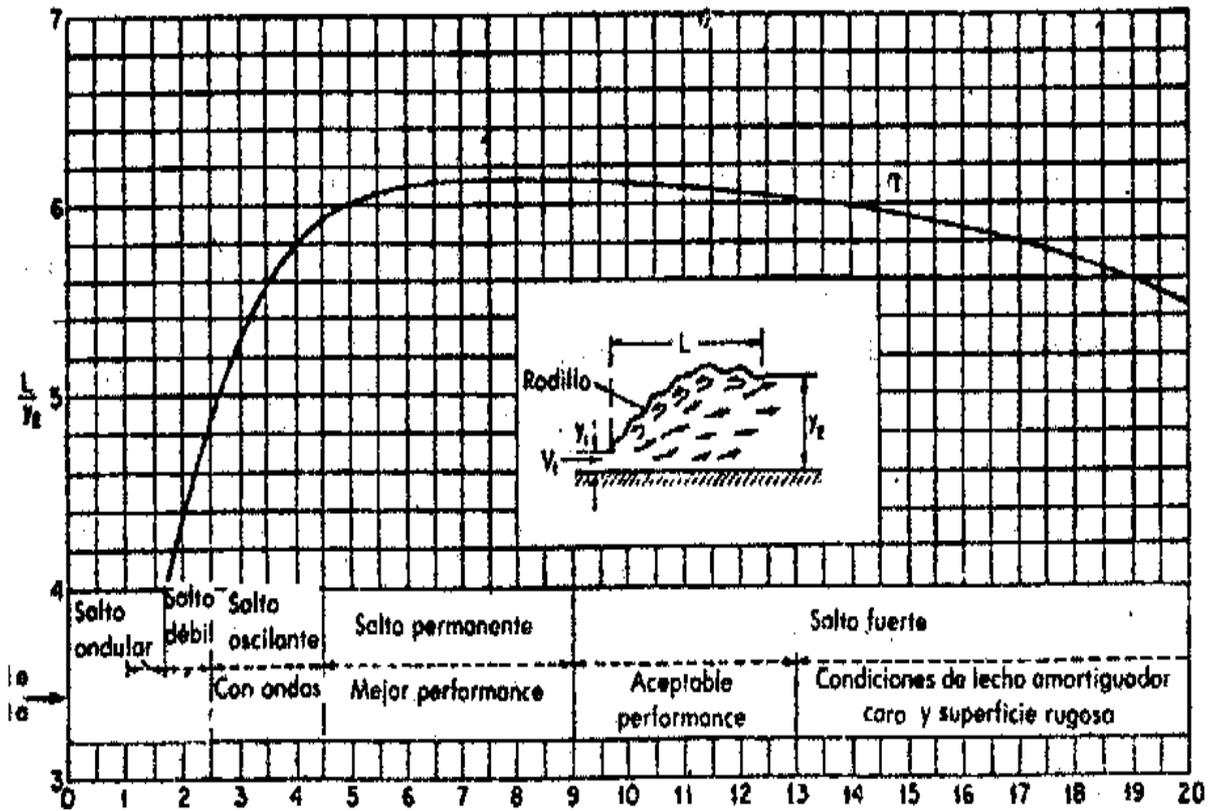


Figura 37 Longitud de resalto hidráulico, USBR, método gráfico: L vs. F_1
Fuente: Bureau of Reclamation

Schoklitsch	12.05
Safranez	12.16
USBR	14.51

Lb = 12.19

	Longitud del barraje:
$Lo =$	$Xc + Xt + (P - Yt) * a + (Co - C1) * a$
$Lo =$	5.95

LT: Long Barraje + Solado $Lo + LB = 19.00$
 Cr : Cota a. abajo solado = $Co - Srio * LT = 237.210$

Para poder seguir calculando los demás componentes, se necesita calcular el Tirante normal, n o dn :

$n =$	0.04
S rio =	0.014
Qd =	460.00
Lt =	380.000

Con Manning

b (m)=	380.000
z=	0
S=	0.014
n=	0.045
Q (m ³ /s)=	460.000
Manning:	
y (m)=	0.629
A (m ²)=	238.908
P(m)=	381.257
R (m)=	0.627
T (m)=	380
Q (m ³ /s)=	460.0
V (m/s)=	1.925
D (m)=	0.629
F =	0.775

$$\begin{aligned}
 dn &= 0.63 \\
 Cn = Cr + dn &= 237.839 \\
 r = Cr - C1 &= 0.734 \\
 dn + r &= 1.363
 \end{aligned}$$

Analizando:

$$\begin{aligned}
 Cc &= 239.90 \\
 C1 &= 236.48 \\
 d2 &= 2.59 \\
 C1 + d2 &= 239.07
 \end{aligned}$$

$$Cc > C1 + d2$$

4.4.3 Control de infiltración

El suelo sobre el que se construye el barraje es permeable, por lo tanto el agua a infiltrarse por los poros e impulsado por la carga hidráulica recorre el cimiento de la estructura hasta encontrar una salida aguas abajo del colchón disipador.

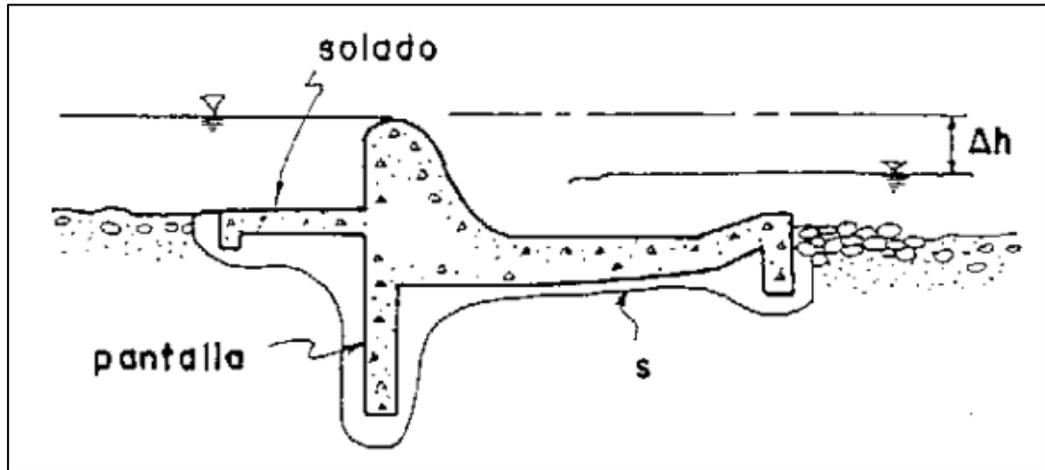


Figura 38 Camino de la percolación
Fuente: Apuntes de clases. Hidráulica

E.W. Lane planteo la siguiente expresión empírica:

$$Lw = \sum L_V + \sum \frac{L_H}{3} > C_L \Delta h \quad (4.42)$$

Lw: longitud del camino de percolación

Lv: longitud de ruptura vertical (con inclinaciones >45°)

LH: Longitud de ruptura horizontal (con inclinaciones <45°)

CL: Coeficiente de Lane

Δh: carga hidráulica sobre la estructura

Tabla 40
Coeficientes de Lane

Material	C _L
Arena muy fina o limo	8.5
Arena fina	7
Arena tamaño medio	6
Arena gruesa	5
Grava fina	4
Grava media	3.5
Grava gruesa	3
Bloques con grava	2.5
Arcilla plástica	3
Arcilla de consistencia media	2
Arcilla dura	1.8
Arcilla muy dura	1.6

Fuente: Apuntes de clase, Hidráulica

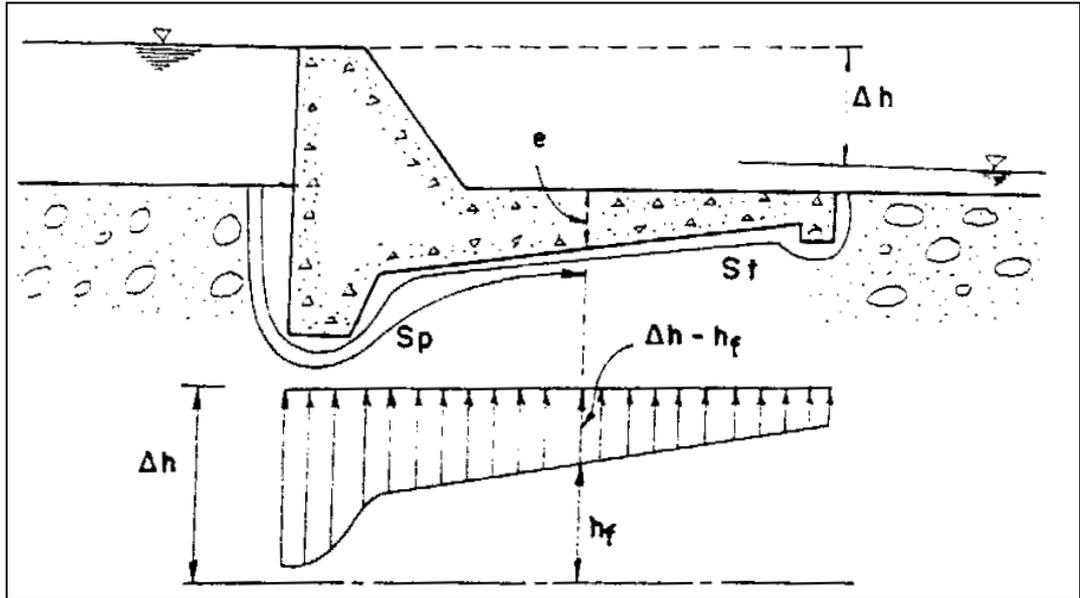


Figura 40 Efecto de supresión
Fuente: Bureau of Reclamation

$$e = \frac{4}{3} * \frac{h}{SG-1}, e \geq 0.90m \quad (4.43)$$

$$SG = \frac{\gamma_s}{\gamma}. SG \text{ concreto} = 2.4 \quad (4.44)$$

$$S_i = \Delta h - \frac{L_{wi}}{L_w} * \Delta h \quad (4.45)$$

e: espesor del solado

γ_s : peso específico del material del solado

γ : peso específico del agua

Se tiene que:

$$SGs \text{ concreto} = 2.4$$

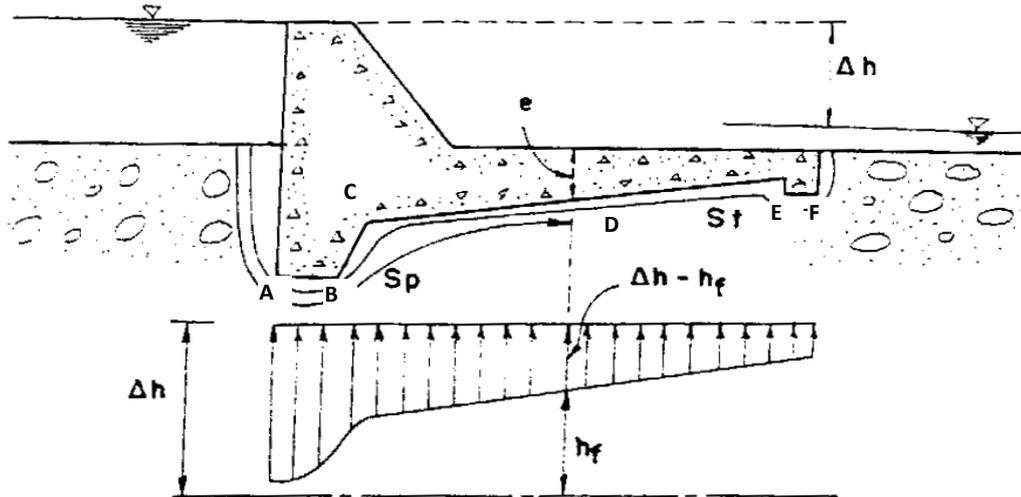


Figura 41 Detalle de Supresión
Fuente: Bureau of Reclamation

De la Figura 40 se puede obtener los siguientes valores:

LWA	3.07
LWB	3.87
LWC	10.70
LWD	11.70
LWE	14.93

	h
SA :	3.1309
SB :	2.9827
SC :	1.717
SD :	1.5318
SE :	0.9328

h ≈	1.717
e ≥	1.635

h barraje =	2.33
-------------	------

4.4.5 Longitud de escollera

Al final del colchón disipador se deberá colocar una escollera o enrocado de manera que se pueda reducir el efecto erosivo. La longitud de escollera recomendada por Bligh:

$$L_s = L_t - L_o \quad (4.46)$$

$$L_t = 0.67C(Db * q)^{1/2} \quad (4.47)$$

$$L_o = 0.60CD1^{1/2} \quad (4.48)$$

$$L_s = 0.60C * \sqrt{D1} \left(1.12 \sqrt{\frac{q*Db}{D1}} - 1 \right) \quad (4.49)$$

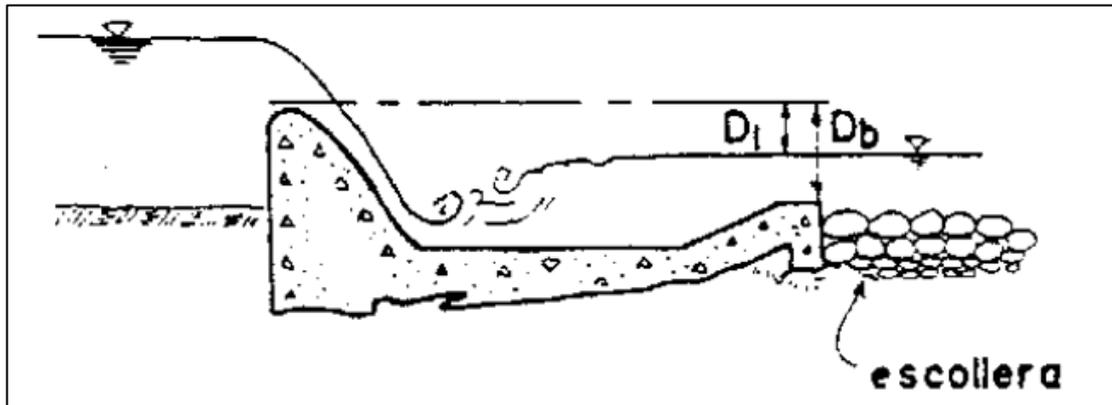


Figura 42 Escollera al final del colchón disipador
Fuente: Bureau of Reclamation

L_s: longitud de escollera

C: coeficiente de Bligh ()

D₁: altura

D_b: altura comprendida entre la cota del extremo de aguas abajo del colchón disipador y la cota de la cresta del barraje (m)

q: avenida de diseño por unidad de longitud del vertedero.

Tabla 41
Coeficientes de Bligh C

Lecho de cauce	C
Arena Fina	18
Limo	15
Arena fina	12
Arena Gruesa	9
Gravas y Arenas	9
Bolones y arena	4 - 6
Arcilla	6 - 7

Fuente: Apuntes de clase, Hidráulica

El diámetro de enrocado recomendado será $\geq 50\text{cm}$ y la longitud mínima de 3 m.

De las tablas y cálculos anteriores se tiene:

$C_B:$	9
$D_1:$	0.835
$D_b:$	2.69
$q:$	4.8421053

Con la Ecuación 4.49 se tiene

$L_s = 17\text{m}$ Longitud del enrocado a la salida del colchón disipador

CONCLUSIONES

1. El diseño hidráulico del proyecto va a beneficiar el riego de 8025.25 Has, ubicadas en el sector de riego Facalá, para lo cual se ha obtenido que en el periodo de análisis de 50 años, se infiere una máxima descarga de 694.80 m³/s y teniendo una mínima de 6.98 m³/s, con estos valores y de acuerdo a la demanda de los cultivos más representativos, se obtiene que el caudal de captación de 13.70m³/s y el caudal de diseño para un periodo de retorno de 75 años es de 469 m³/s
2. Los componentes diseñados de la bocatoma tienen que ver con el caudal de demanda o captación y el caudal de diseño, para obtener un ancho de barraje de 95m, la socavación de acuerdo con el diseño es de 23cm, la rugosidad del cauce es de 0.391, se harán 2 ventanas de captación de 3m de largo por 1.625 de alto, la altura del barraje es de 2.42m., se generará un perfil tipo Creager. El ancho de canal de limpia es de 9.50m, longitud del colchón dissipador es de 12.19m, teniendo una longitud total de la estructura de disipación es de 19m. con espesor de solado de 1.6m, longitud de escollera 17m

RECOMENDACIONES

1. Es recomendable el diseño y construcción de estructuras hidráulicas, en especial bocatomas, a lo largo de los valles de la costa peruana, ya sea con barraje fijo o móvil o mixto, esto dependerá de las características del río, con estas edificaciones se podrán garantizar caudales de captaciones constantes a lo largo del año, con ello obteniendo producciones no solo por temporadas.
2. Se diseñarán desarenadores en caso que las características hidráulicas del río lo requieran, además de tener en cuenta la cantidad de sedimentos que pueda generar la cuenca en las que se desarrollara el proyecto.
3. Para poder evitar la construcción de un desarenador, se debe de reforestar la zona alta de la cuenta con esto, los sedimentos finos no son arrastrados en temporadas de avenidas hacia la parte baja de la cuenta, que es donde se encuentran los valles cultivables.
4. Para determinar un adecuado ancho de encauzamiento, es necesario poder contar con la topografía adecuada, en la zona en que se realizara el proyecto.

5. Se puede observar en los primeros capítulos, que es importante el caudal de captación, saber cuánta cantidad del recurso hídrico se necesita para poder irrigar las hectáreas que son parte del proyecto. Es necesario un adecuado análisis de la demanda del cultivo.
6. Si bien las bocatomas son costosas, es justificable su diseño y construcción debido a que en la actualidad el Perú está entrando en el mundo de las exportaciones agrícolas y esto se logrará con un adecuado sistema de captación. En época de estiaje es donde la bocatoma toma mayor importancia pues logra mantener el caudal de captación necesario para las hectáreas de cultivo.

FUENTES DE INFORMACIÓN

Bibliográficas:

1. Autoridad Nacional del Agua, ANA. (2010). Manual: Criterios de Diseños de Obras Hidráulicas para la Formulación de Proyectos Hidráulicos Multisectoriales y de Afianzamiento Hídrico. Lima, Perú: ANA.
2. Apaella Nalvarte, Ricardo. (2010). Estudio de máximas avenidas en las cuencas de la zona centro de la vertiente del pacífico. Lima, Perú: Dirección de conservación y planeamiento de recursos hídricos, MINAG.
3. Chereque Moran Wendor. (1989). Hidrología para estudiantes de ingeniería civil. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú, obra auspiciada por CONCYTEC.
4. Mansen Valderrama, Alfredo. (2010). Diseño de bocatomas, Apuntes de Clase. . Lima, Perú: Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil, Departamento Académico de Hidráulica E Hidrología.
5. Novillo Barreno, Marcelo. (1985). Manual de Diseño de Pequeñas Centrales Hidroeléctricas, Volumen III. Bucaramanga, Colombia: BID - Olade.
6. United States Department of the Interior. (1970). BUREAU OF RECLAMATION U.S.A Diseño de Presas Pequeñas. Madrid, España: Editorial Dossat.

7. Chow, Ven Te. (1982). Hidráulica de los canales abiertos. México: Editorial DIANA.
8. Schoklitsch. (1971). Arquitectura Hidráulica. Barcelona, España: Editorial Gustavo Hill.
9. Sviatoslov Crochin. (1987). Diseño Hidráulico. Lima, Perú: UNI.
10. Garcia Trisolini, EDUARDO. (2009). Manual Práctico de Pequeñas Irrigaciones. Lima, Perú: Fondo Perú-Alemania, Deuda por desarrollo.
11. OPI – MINAG. (2004). Guía Metodológica para la Identificación, Formulación y Evaluación de Proyectos de Infraestructura de Riego Menor. Lima, Perú: Publicado por el Ministerio de Agricultura, Oficina General de Planificación Agraria”
12. SENAMHI. (2013). Balance Hídrico Superficial – Cuenca Chicama. Lima, Perú: Dirección general de Hidrología.
13. UNESCO. (1982). Guía metodológica para la elaboración del balance hídrico de América del Sur. Montevideo, Uruguay: Oficina Regional de Ciencia y Tecnología de la Unesco para América Latina y el Caribe - ROSTLAC.

Electrónicas:

1. Novena reunión de expertos gubernamentales en estadísticas ambientales de la comunidad andina. (2008). Delimitación y codificación de las cuencas hidrográficas en la can. Marzo 2015, de Comunidad Andina Sitio web: http://intranet.comunidadandina.org/Documentos/Reuniones/DTrabajo/SG_REG_EMAB_IX_dt%203.pdf
2. AGUIRRE Nuñez, Mario. (2007). Delimitación y codificación de unidades hidrográficas del Perú. Marzo 2015, de MINAG - Instituto Nacional de Recursos Naturales Sitio web: <http://www.ana.gob.pe:8094/media/42111/2007%20delimit%20y%20codific%20unidades%20hidrogr%C3%A1ficas%20per%C3%BA,%20resumen.pdf>

3. RUIZ, Rosa, Torres Humberto. (2008). Manual de procedimientos de delimitación y codificación de unidades hidrográficas. Caso: América del Sur. Marzo 2015, de UICN SUR Sitio web: http://75.98.169.113/uploads/documentos/Anexo_3_MANUAL_DE_DELIMITACION_Y_CODIFICACION_UH_Sudamerica_UICN_CAN.pdf
4. UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA Facultad de Ingeniería Geológica Minera y Metalúrgica Instituto de minería y medio ambiente. (2000). Estudio de evaluación ambiental territorial y de planteamientos para la reducción de la contaminación de origen minero en la cuenca del río Chicama. . Marzo 2015, de Ministerio de Energía y Minas Sitio web: <http://www.minem.gob.pe/minem/archivos/file/dgaam/publicaciones/evats/chicama/chicam6.pdf>
5. Gerencia Regional de Agricultura. (Desde 2005). Estadísticas Agropecuarias, Cap. Hidrológico. Marzo 2015, de AgroLibertad - La Libertad, Portal Agrario Regional Sitio web: <http://www.agrolalibertad.gob.pe/?q=node/17>
6. Empresa de Generación Eléctrica CAHUA S.A. (2005). Calculo de la potencia garantizada de Central hidroeléctrica Cahua. Marzo 2015, de OSINERG Sitio web: http://www2.osinerg.gob.pe/procreg/tarifasbarra/ProcMay06-Abril07/Present.COES/Anexo%20F_2.pdf
7. CEPES. (1994). Diagnostico Calidad de Agua del Río Chicama. Marzo 2015, de Centro Peruano de Estudios Sociales Sitio web: http://www.cepes.org.pe/pdf/OCR/Partidos/diagnostico_calidad_agua-tomo1/diagnostico_calidad_agua_cuenca_rio_chicama.pdf
8. Alfaro Abanto Tomas. (2010). Tratamiento de Cauce del rio para el control de inundaciones en la Cuenca Chicama. Marzo 2015, de Autoridad Nacional del Agua Sitio web: <http://www.ana.gob.pe/media/377411/informe%20principal%20tratamiento%20chicama.pdf>
9. MTC, Ministerio de Transportes y Comunicaciones. Manual de hidrología, hidráulica y drenaje. Sitio Web: http://transparencia.mtc.gob.pe/idm_docs/normas_legales/1_0_2950.pdf.

ANEXOS

Relación de láminas (Anexos)

P-1. Ubicación

P-2. Topografía general

P-3. Secciones transversales

P-4. Vista de planta barraje

P-5. Vista de perfil/corte

P-6 Perfil Creager

P-7 Ubicación barraje