

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL
DE HUAMANGA**

FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS

ESCUELA PROFESIONAL DE AGRONOMÍA



TESIS:

**Diseño de estructuras hidráulicas en obra menor para riego
por gravedad Ocros, Puncus, Arccac e Ibias Ayacucho**

Para optar el título profesional de:

INGENIERO AGRÓNOMO

PRESENTADO POR:

Bach. Jorge PALOMINO CARDENAS

ASESOR:

Ing. Orlando Fidel SULCA CASTILLA

AYACUCHO - PERÚ

2024

DEDICATORIA

Esta tesis va dedicado a Máximo (†),
mi padre que en paz descansa y que dios
goce; a Victoria, mi madre, con quien
comparto momentos hermosos; a Edwin,

Saúl y Max, mis hermanos queridos;
a Nancy, mi hermanita adorada; A mis
grandes amigos que siempre estarán
presentes.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, a la Facultad de Ciencias Agrarias y a la Escuela Profesional de Agronomía, alma mater de mis estudios profesionales, que hicieron posible la realización y culminación del presente trabajo.

Al Ing. Orlando F. Sulca Castilla gestor y asesor del presente trabajo y, quien ha confiado en mi persona, que mediante su dinámico apoyo y valiosa orientación se hizo posible culminar el presente trabajo, espero no defraudarle.

A los miembros jurados quienes con sus valiosas opiniones vertidas contribuyeron en la materialización del presente trabajo.

Mi reconocimiento y gratitud a la población del distrito de Ocros, a las autoridades y especial reconocimiento a los agricultores del distrito de Ocros, forjadores de la agricultura de esta región del país.

ÍNDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA	i
AGRADECIMIENTO	ii
ÍNDICE GENERAL	iii
ÍNDICE DE TABLAS	xii
ÍNDICE DE FIGURAS	xv
RESUMEN	1
CAPÍTULO I	4
INTRODUCCIÓN	4
OBJETIVO GENERAL	6
OBJETIVO ESPECÍFICO	7
CAPÍTULO II REVISIÓN DE LITERATURA	8
HIDROLOGÍA	8
Factores que inciden en el diseño de las estructuras hidráulicas	8
Estudios de campo	9
Evaluación de la información hidrológica	10
Estudio de la cuenca hidrográfica	11
Selección del período de retorno	11
Análisis estadístico de datos hidrológicos	13
Determinación de la tormenta de diseño	14
Tiempo de concentración	15

	Pág.
Hietograma de diseño	16
Precipitación total y efectiva	16
Estimación de caudales	17
Avenida de diseño	18
MECÁNICA DE FLUIDOS Y LA HIDRÁULICA	19
FLUIDO	19
PROPIEDADES DE LOS FLUIDOS	20
Peso específico	20
Densidad	20
Densidad relativa	20
Viscosidad de un fluido	21
Presión de vapor	22
Tensión superficial	23
Capilaridad	23
Presión de fluido	23
Presión	24
Diferencia de presiones	24
Variación de la presión en un fluido comprensible	25
Altura o carga de presiones	25
Módulo volumétrico de elasticidad	25
FLUJO DE FLUIDOS	25

	Pág.
FLUJO EN CANALES ABIERTOS	26
TIPOS DE FLUJO EN CANALES	26
Flujo permanente y no permanente	26
Flujo uniforme y variado	27
Flujo gradualmente variado	28
Flujo rápidamente variado	28
ESTADOS DE FLUJO EN CANALES	28
Flujo laminar o turbulento	28
Flujo crítico, subcrítico y supercrítico	29
ECUACIÓN DE CONTINUIDAD	30
ECUACIÓN DE LA ENERGÍA O ECUACIÓN DE BERNOULLI	31
ECUACIÓN DE LA CANTIDAD DE MOVIMIENTO	34
BOCATOMA	36
Muro de encauzamiento	36
Barraje	36
Poza de amortiguación	36
Ventana de captación	36
Compuerta de admisión	37
Desripiador	37
Canal de limpia	37
DESARENADOR	37

	Pág.
Cámara de sedimentación	37
Vertedero lateral	37
Compuerta limpia	38
TOMAS LATERALES	38
RÁPIDAS	38
PUENTE CANAL	38
PUENTE QUEBRADA	39
CANAL TRAPEZOIDAL	39
Caudal	39
Velocidad media	39
Pendiente admisible	39
Taludes	39
Coeficiente de rugosidad	40
Ancho de la solera	40
Tirante	40
Borde libre	40
Profundidad total	40
Área hidráulica	40
Perímetro mojado	41
Radio hidráulico	41
SIFONES INVERTIDOS	41

	Pág.
CAÍDAS	41
TRANSICIONES EN CANAL	42
ALCANTARILLAS	42
CAPÍTULO III. MATERIALES Y MÉTODOS	43
DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	43
Antecedentes	43
Ubicación	45
Limites	45
El espacio	46
Parámetros climáticos	46
Recursos disponibles	47
Vías de acceso	47
Descripción de la estratigrafía del suelo en tramo del proyecto	47
Recurso hídrico	49
MATERIALES Y EQUIPOS	50
Materiales de escritorio	51
METODOLOGÍA	51
Los componentes del parámetro físico y visual	51
Los componentes del parámetro del diseño	51
FASE DE CAMPO	52
FASE DE GABINETE	52

	Pág.
HIDROLOGÍA DE LA SUBCUENCA	53
Generación de caudales mensuales mediante el método NRECA	53
Estimación de parámetros	54
Cálculo del escurrimiento mensual	54
Secuencia de cálculos	55
Determinación del caudal máximo	58
Método del hidrograma unitario de Clark	58
Cálculo del tiempo de concentración	60
Coeficiente de almacenamiento o retardo de la subcuenca	62
Usos y demanda de agua	64
Usos y demanda de agua de la fuente del río Ocros	64
Población beneficiaria	65
Demanda hídrica	65
Situación de la demanda hídrica sin proyecto	65
Cédula de cultivos	65
Coeficiente de cultivo	66
Calendario agrícola	67
Área beneficiaria propuestos	67
Demanda de agua para los cultivos	69
Oferta hídrica para año promedio	72
Balance hídrico	74

	Pág.
DISEÑO DE BOCATOMA DE CAPTACIÓN TIPO BARRAJE FIJO	78
Diseño de barrage fijo	78
Cálculo del ancho estable de encauzamiento del río	79
Cálculo de la sección del cauce revestido	80
Cálculo de barrage fijo	81
Diseño de muros de encauzamiento	105
Cálculo de las fuerzas actuantes	105
Diseño de poza de amortiguación	109
Diseño de la ventana de captación	111
Primer caso – caudal máximo	111
Segundo caso – caudal mínimo	112
DISEÑO DEL DESARENADOR	114
Determinación del tamaño de la partícula que podría ser arrastrado	115
Fuerzas por cantidad de movimiento - actuante	115
Fuerza por presión hidrostática	115
Fuerza por empuje hidrostático	116
Fuerza debido al peso propio	116
Cálculo del diámetro de la partícula de arrastre	116
Conclusión	117
Consideraciones para el diseño hidráulico	117
Diámetro de las partículas	117

	Pág.
Cálculo de la velocidad del flujo (V) en el tanque	118
Cálculo de la velocidad de caída	119
Diseño del desarenador	120
Cálculo de velocidad en el tanque	120
Velocidad de caída del material	120
Pre dimensión del desarenador	120
Tiempo necesario para L/2, con velocidad horizontal constante	120
Cálculo de la aceleración de caída	121
Aceleración de caída en el desarenador	121
Cálculo de la transición	122
Diseño del canal de limpia	122
DISEÑO DEL CANAL PRINCIPAL	123
DISEÑO DEL PUENTE CANAL	123
Cálculo del peso propio de la sección del canal – puente y sobrecarga	131
Cálculo de la carga final del diseño canal-puente y sobrecarga	131
Cálculo del momento máximo	132
Cálculo del área de acero	132
Verificación del acero por cuantía máxima recomendada	133
Cálculo de la deflexión máxima	134
Cálculo del centro geométrico de la sección del canal	134

	Pág.
Cálculo del momento de inercia de la sección de canal-puente	134
Cálculo del módulo de elasticidad	135
Flecha permisible	135
Cálculo de la flecha por el método de doble integración	135
Diseño de estribos para el puente canal	135
Cálculo de las fuerzas actuantes	136
Cálculos de los momentos actuantes	137
Cálculos de las fuerzas resistentes	137
Verificación al volteo	138
Verificación al deslizamiento	138
Estabilidad del muro	139
DISEÑO DEL PUENTE QUEBRADA	139
DISEÑO DE UNA PASARELA	141
CAPÍTULO IV CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	142
CONCLUSIONES	142
RECOMENDACIONES	145
BIBLIOGRAFÍAS	146
ANEXO I - PANEL FOTOGRÁFICO	148
ANEXO II DATOS – BALANCE HÍDRICO	156
ANEXO III - PLANOS	210

ÍNDICE DE TABLAS

		Pág.
Tabla 2.1:	Valores de período de retorno T (años)	13
Tabla 3.1:	Áreas agrícolas de los beneficiarios	46
Tabla 3.2:	Cálculo de caudales mensuales del río Ocros	57
Tabla 3.3:	Las áreas respectivas de la subcuenca	61
Tabla 3.4:	Datos para el hidrograma unitario de ingreso y salida	63
Tabla 3.5:	Cédula y calendario de cultivo sin proyecto	66
Tabla 3.6:	Coefficiente de la cédula de cultivo con proyecto	66
Tabla 3.7:	Cédula y calendario de cultivo con proyecto	67
Tabla 3.8:	Áreas de los cultivos sin proyecto	68
Tabla 3.9:	Áreas de los cultivos con proyecto	69
Tabla 3.10:	Demanda total de agua de los cultivos, método Hargreaves	71
Tabla 3.11:	Resumen de la disponibilidad hídrica en m^3/s y Hm^3	73
Tabla 3.12:	Balance hídrico del proyecto en caudal lt/s	75
Tabla 3.13:	Balance hídrico del proyecto en volumen Hm^3	76
Tabla 3.14:	Características hidráulicas y geométricos de la sección del barraje	83
Tabla 3.15:	Cálculo del perfil del remanso creado por el barraje	83
Tabla 3.16:	Coordenadas de la curva de CREAGER	90
Tabla 3.17:	Cálculo para hallar el centro geométrico de la sección del barraje	101
Tabla 3.18:	Cálculo de las fuerzas resistentes en el muro de encauzamiento	108

	Pág.
Tabla 3.19: Características geométricas de la sección del canal a partir de la ventana de captación a la cámara del desarenador	114
Tabla 3.20: Características hidráulicas de la sección del canal a partir de la ventana de captación a la cámara del desarenador	115
Tabla 3.21: Diámetro de partículas en función de la caída	117
Tabla 3.22: Diámetro de partículas en función a una constante	118
Tabla 3.23: Constante de partículas	120
Tabla 3.24: Características geométricas del canal de limpia	122
Tabla 3.25: Características hidráulicas del canal de limpia	122
Tabla 3.26: Características geométricas del canal principal	123
Tabla 3.27: Características hidráulicas del canal principal	123
Tabla 3.28: Cálculos de la dimensión geométrica de la viga, según AASHTO	124
Tabla 3.29: Cálculos del momento de inercia de la sección transversal de la viga, según AASHTO	125
Tabla 3.30: Categorización de la edificación	125
Tabla 3.31: Cálculos de la dimensión geométrica de la viga, según RNE.	126
Tabla 3.32: Cálculos del momento de inercia de la sección transversal de la viga, según RNE.	126
Tabla 3.33: Cálculos de la dimensión geométrica de la viga en “U”	127
Tabla 3.34: Cálculo para hallar momento de inercia de la sección transversal de la viga en “U”.	128

	Pág.
Tabla 3.35: Características geométricas del puente canal	129
Tabla 3.36: Características hidráulicas del puente canal	130
Tabla 3.37: Peso propio de la sección del canal – puente y sobrecarga	131
Tabla 3.38: Fuerzas resistentes presentes en los estribos del puente canal	137

ÍNDICE DE FIGURAS

		Pág.
Figura 2.1:	Riesgo de por lo menos una excedencia del evento del diseño durante la vida útil	12
Figura 2.2:	Placas paralelas	21
Figura 3.1:	Modelo conceptual para la generación de caudales mensuales	55
Figura 3.2:	Hidrograma unitario de ingreso y salida	64
Figura 3.3:	Demanda total del proyecto (Hm^3)	72
Figura 3.4:	Oferta hídrica (Hm^3)	74
Figura 3.5:	Balance hídrico, oferta por la sub cuenca del río Ocros – punto de bocatoma y demanda por los cultivos de las zonas.	77
Figura 3.6:	Balance hídrico – superávit.	77
Figura 3.7:	Coeficiente de descarga (C_O) en función de la altura del barraje (P) y carga hidráulica de agua (H_O)	84
Figura 3.8:	Perfil de la curva de CREAGER y elementos del perfil de la cresta del agua en forma de napa	87
Figura 3.9:	Valores de k , constante que depende del talud del paramento de aguas arriba y de la carga de velocidad de llegada: $h_a = \frac{V^2}{2g}$	88
Figura 3.10:	Valores de n , constante que depende del talud del paramento de aguas arriba y de la carga de velocidad de llegada: $h_a = \frac{V^2}{2g}$	89
Figura 3.11:	Perfil de la curva de CREAGER	90

	Pág.
Figura 3.12: Relación constante x_c que depende del talud del paramento de aguas arriba y de la carga de velocidad de llegada: $h_a = \frac{V^2}{2g}$	91
Figura 3.13: Relación constante y_c que depende del talud del paramento de aguas arriba y de la carga de velocidad de llegada: $h_a = \frac{V^2}{2g}$	92
Figura 3.14: Relación constante R_1 y R_2 que depende del talud del paramento de aguas arriba y de la carga de velocidad de llegada: $h_a = \frac{V^2}{2g}$	93
Figura 3.15: Sección del barraje	94
Figura 3.16: Fuerzas actuantes en el paramento aguas arriba del barraje	97
Figura 3.17: División en áreas geométricas del perfil del barraje	100
Figura 3.18: Sección del muro de encauzamiento	107
Figura 3.19: Sección del canal – puente diseñado	130
Figura 3.20: Sección del canal-armadura de acero	134
Figura 3.21: Sección del puente canal	140
Figura 3.22: Planta del puente quebrada	140

RESUMEN

El presente trabajo de tesis tiene como objetivo el estudio del diseño hidráulico de la bocatoma, desarenador en el río Ocros, así como del canal y obras de arte en las jurisdicciones denominadas Ocros, Puncus, Arccacc e Ibias del distrito Ocros, provincia Huamanga, región Ayacucho, en base al análisis hidrológico de la zona del proyecto el se aprecia la oferta de agua para las tierras de cultivo de la zona. Este estudio será de gran ayuda para el diseño del sistema de captación (bocatoma y desarenador), sistema de conducción (canal y obras de arte), y sistema de distribución (tomas laterales); las localidades de Ocros, Puncus, Arccacc e Ibias son zonas de cultivos periódicos, siendo las más resaltantes: maíz choclo, papa, alfalfa, cebada, arveja, haba, tomate y frutales, las cuales demandan una cantidad de agua de riego. Puesto que, constituye un problema el alto consumo del recurso hídrico y la falta de un eficiente uso de éste. Por ello, es necesario los estudios de los problemas de la zona, con el fin de realizar el diseño hidráulico de la bocatoma, desarenador, canal y obras de arte. El análisis del presente trabajo de tesis, busca

comprender y promover el adecuado uso de los recursos hídricos a lo largo de la sierra del Perú, especialmente en la zona de valles cultivables; en esta oportunidad, en el distrito Ocros, provincia Huamanga, región Ayacucho; de este modo garantizar la producción de estas tierras agrícolas en temporada de precipitaciones y especialmente en las épocas de sequía. Con el fin de realizar el diseño de estructuras hidráulicas, se ha sustentado en los conceptos básicos de hidráulica, mecánica de fluidos, estructuras hidráulicas, sistema de riego por gravedad y métodos diversos de cálculos. Para el estudio hidrológico de la sub cuenca colectora del río Ocros, se adoptó mecanismos de estimación para el caudal máximo, para un período de retorno de 20 años, por el método de hidrograma unitario de Clark, donde se proyectó la construcción de una bocatoma tipo barraje fijo, así como, se estimó la generación de caudales medios mensuales, mediante el método practicado por la NRECA (National Rural Electric Cooperative Association) de United States; bajo este marco teórico se pudieron evaluar la oferta de agua de la sub cuenca colectora del río Ocros. Con el fin de realizar el diseño de bocatoma, fue en base al caudal máximo estimado de la sub cuenca colectora en el río Ocros, asimismo, para el diseño del barraje fijo, se realizó por el método practicado por el United States Department Of The Interior, Bureau Of Reclamation, igualmente para el diseño del muro de encausamiento, se realizó por la teoría de Rankini, también se verificó la estabilidad de cada elemento estructural de la bocatoma, los cuales llegaron a cumplir con el factor de seguridad. Para el diseño del desarenador se realizó en base al caudal máximo de ingreso por la ventana de captación y el caudal sólido, por otra parte, fue diseñado por el método practicado del Ing. Máximo Villon Bejar, cumpliéndose con la dimensión y volumen. Para el diseño del canal principal, se realizó en base a la demanda de agua máxima estimada por los cultivos de las áreas bajo riego y por incorporar, correspondiente al registro del mes de diciembre, posteriormente, fue diseñado en toda la línea proyectado del canal, respaldado en el principio de conservación de masa,

el principio de la energía cinética, el principio de la cantidad de movimiento y Manning. Para el diseño del puente canal se realizó en base al peso del canal y sobrecarga, igual que, fue diseñado por el método de rotura, el cual nos permitió verificar su resistencia, asimismo, se verificó la rigidez del puente canal, cumpliéndose con la normativa, también se verificó la estabilidad de los estribos del puente canal, el cual llegó a cumplir con el factor de seguridad.

CAPÍTULO I

1.1. INTRODUCCIÓN

El agua dulce, es un recurso fundamental para el hombre; es de saber que la oferta es cada vez más, limitado. El uso en la agricultura, consumo e industria, así como el crecimiento poblacional, fuerzan a tener consideraciones de mucha responsabilidad: para su almacenamiento, derivación, conducción y distribución; así como el tratamiento necesario de las aguas servidas (Rocha, 1998).

El hombre siente la necesidad de desarrollar métodos apropiados, para satisfacer las necesidades inherentes a ella; aplicando las leyes físicas acondicionadas a la naturaleza, buscando evitar posteriores perjuicios, que podrían generar daños, en algunos casos irreparables, debido a una inadecuada práctica en estas actividades (Rocha, 1998).

El desarrollo científico, ingenieril, permite al profesional: plantear, diseñar y construir estructuras hidráulicas, enmarcadas con suma entereza, a las leyes de naturaleza, mediante el

conocimiento teórico y práctica constante; evaluando constantemente la relación estrecha existente, entre estos dos aspectos. (Rocha, 1998).

El desarrollo de las ciencias de agua, es y seguirá siendo una actividad de constante estudio e investigación; el hecho que muchas leyes físicas hidráulicas se descubren desde los años 30, no significan, que todo está dicho, determinado o hasta parametrado; y esta actividad responde a una simple aplicación de fórmulas matemáticas adecuadas a la hidráulica. Nada más equivocado (Chereque, 1989).

El diseño de estructuras hidráulicas, exige: buen conocimiento teórico de mecánica de fluidos (ciencia que estudia las propiedades físico mecánico de los fluidos), la hidráulica (aplicación de la mecánica de fluidos), las matemáticas, herramienta indispensable, el cual permite relacionar y entender las leyes físicas, expresadas en ecuaciones analíticas y actualmente, gracias al desarrollo de la informática, las matemáticas numéricas basada en discretizaciones; permitiendo ahorrar, tiempo y esfuerzo al diseñador (Giles, 2003).

Debido a que un fluido en estudio, es materia inestable en forma y comportamiento, se asumen ciertas condiciones (Medio Continuo), con coeficientes aplicados, producto de los experimentos e investigaciones, para así aproximarse al comportamiento real del fluido (Cadavid, 2006).

La formulación de un estudio completo, requiere la participación de profesionales de distintas especialidades, pero relacionadas entre sí; es necesario la presencia del profesional en: hidrología, geología, geotecnia, hidráulica, estructuras, topografía, informático y dibujante; por así indicar (Rocha, 1998).

Además, de acuerdo al trabajo realizado, se presenta en un escenario, la presente propuesta de “Diseño de estructuras hidráulicas en obra menor para riego por gravedad Ocos, Puncus,

Arccac e Ibias. Ayacucho” implementa un conjunto de cálculos y diseños con la finalidad de generar las condiciones en términos de infraestructura para uso eficaz del agua, especialmente relacionados con las épocas de sequías típicas de la región, protegiendo de esta manera a la población, así como a la base productiva económica y social de Ocros, Puncus, Arccac e Ibias.

Para la elaboración del presente tesis se ha tenido en cuenta como base el proyecto de inversión pública (PIP) a nivel de perfil denominado estudio "Construcción de Canal de riego Ibias” en el distrito de Ocros, provincia Huamanga, departamento Ayacucho, con código SNIP N° 76025; el cual fue declarada viable el 07 de abril de 2008, el monto de inversión declarado viable fue de S/ 2'518,842.00 soles con un plazo de ejecución de 06 meses, la modalidad de ejecución fue por administración directa, la fecha de inicio de ejecución del proyecto fue el 12 de mayo de 2011, la fecha de reformulación del diseño de estructuras hidráulicas fue en el mes de junio de 2011 ,la fecha de culminación del proyecto fue el 15 marzo de 2013, el monto de ejecución para el año 2011 fue de S/ 1'363,595.10 soles y para el año 2012 fue de S/ 955,195.00 soles haciendo un costo total real de S/ 2'318,790.10, la fecha de transferencia del proyecto por parte del PESCS y recepción del proyecto por parte de la municipalidad distrital de Ocros fue el 10 de abril de 2013, la fecha de aprobación de la liquidación del proyecto fue el 11 de octubre de 2016 y por último la fecha de registro del cierre del proyecto fue 27 de septiembre de 2020 (MEF-SSI, 2023).

Por el mencionado al presente trabajo pretende alcanzar los siguientes objetivos:

1.2. OBJETIVO GENERAL

- Diseñar las estructuras hidráulicas de las obras de captación, conducción y distribución por gravedad para dotar agua de riego en áreas de cultivo en las comunidades de Ocros, Puncus, Arccac e Ibias.

1.3. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Llevar a cabo el estudio hidrológico de la zona, (La captación del agua mediante una bocatoma tipo barraje fijo, derivación).
- Realizar los diseños hidráulicos y estructurales de la bocatoma, desarenador, canal y obras de arte por gravedad e implementando estos mismos, para incrementar el área de cultivo bajo riego en las comunidades de Ocros, Puncus, Arccac e Ibias.

CAPÍTULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. HIDROLOGÍA

De acuerdo a Villón, (2021), es una ciencia natural que estudia el agua, su existencia, su circulación y distribución en la superficie terrestre, sus propiedades químicas y físicas, y su relación con el medio ambiente, incluidos los seres vivos. Según Chow (1994). La palabra hidrología proviene de las raíces griegas “hidros” agua y “logos” tratado o sea que la hidrología es la ciencia del agua.

2.1.1. Factores que inciden en el diseño de las estructuras hidráulicas

De acuerdo a Morassutti, (2020), los factores que influyen en la obtención de diseños adecuados que garanticen el buen funcionamiento del sistema hidráulico proyectado, acorde a las exigencias hidrológicas de la zona de estudio.

El factor hidrológico se refiere al tamaño de la cuenca, donde el caudal aportado estará en función a las condiciones climáticas, fisiográficas, topográficas, tipo de cobertura vegetal, tipo de manejo de suelo y capacidad de almacenamiento.

Los factores geológicos e hidrogeológicos que influyen en el diseño se refieren a la presencia de aguas subterráneas, naturaleza y condiciones de las rocas permeables y de los suelos: su permeabilidad, estratificación, conductividad hidráulica, compresibilidad, etc. y también a la presencia de zonas proclives de ser afectadas por fenómenos de geodinámica externa de origen hídrico.

2.1.2. Estudios de campo

De acuerdo Chávez (2006), es necesario el estudio del recurso hídrico, problema complejo que requiere de la caracterización de las cuencas, muchas veces por comparación, contribuyendo de este modo a obtener una idea bastante aproximada de los recursos hídricos que presenta cada cuenca para futuros aprovechamiento.

Todo esto conlleva a una adecuado diseño y construcción de estructuras hidráulicas que permiten una mejora social y económica de las ciudades.

Para la evaluación de las divisorias de aguas de las cuencas se requiere obtener información de elevaciones, con el fin de identificar las zonas altas y bajas en el terreno. Pero no solo se necesita conocer las zonas de mayor elevación, sino conocer como fluye el agua, teniendo en cuenta la topografía.

Para la elaboración de un estudio o informe de hidrología, la actividad de estudio de campo a lo largo del proyecto hidráulico, es de carácter obligatorio, por parte del o las especialistas a cargo de los estudios hidrológicos e hidráulicos.

2.1.3. Evaluación de la información hidrológica

De acuerdo a la Chereque, (1989), para la elaboración de proyectos hidráulicos se requiere de datos sobre precipitación, caudales, etc. Esta información básica la recopila en el país el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI), la hidrología enseña el manejo que se le da a esta información, no siempre completa y muchas veces ausente en el lugar mismo del proyecto.

Es muy importante la clasificación de climas, el cual radica en poder establecer comparaciones, porque en hidrología hace posible aplicar los mismos métodos en lugares de clima similar. en el país, es particularmente frecuente que la región del proyecto carezca de estaciones y que tenga, por eso, que usarse registro de otras regiones de clima similar.

El manejo estadístico de la información hidrométricos como pluviométricos, es decir estudios de comportamiento según modelo matemático, solo es posible realizarlo cuando la información reúne estos tres requisitos: es completa, consistente y de extensión suficiente.

Estimación de datos faltantes, frecuentemente se halla uno con que faltan datos en los registros de lluvias. Esto se debe a ausentismo del operador o a fallas instrumentales.

Análisis de consistencia, cualquier cambio en la ubicación como en la exposición de un pluviómetro puede conllevar un cambio relativo en la cantidad de lluvia captada por el pluviómetro, un registro de este tipo se dice que es inconsistente.

Extensión del registro, un registro pluviométrico para que sea sometido a análisis probabilístico es que sea de extensión suficiente, no es posible precisar cuántos años debe tener un registro pluviométrico. Es evidente, sin embargo, que cuanta mayor extensión tenga es mejor.

2.1.4. Estudio de la cuenca hidrográfica

De acuerdo a Villón (2021), es el área de terreno donde todas las aguas caídas por precipitación, se unen para formar un solo curso de agua. Cada curso de agua tiene una cuenca bien definida, para cada punto de su recorrido.

Según Monsalve (1999), Es importante determinar las características físicas de las cuencas como son: el área, forma de la cuenca, sistemas de drenaje, características de relieve, suelos, etc. Estas características dependen de la morfología (forma, relieve, red de cauces) los tipos de suelos, la cobertura vegetal, la geología, las prácticas agrícolas, etc. Estos elementos físicos proporcionan la más conveniente posibilidad de conocer la variación en el espacio de los elementos del régimen hidrológico.

2.1.5. Selección del período de retorno

De acuerdo a Chow (1994), supóngase que por definición un evento extremo ocurre si una variable aleatoria X es mayor o igual que un cierto nivel x_T . El intervalo de ocurrencia τ es el tiempo entre ocurrencias de $X \geq x_T$. El periodo de retorno T de un evento $X \geq x_T$ es el valor esperado de τ , E_τ , su valor promedio medido sobre un número de ocurrencias suficientemente grande. Por consiguiente, el periodo de retorno de un evento con una magnitud dada puede definirse como el intervalo de ocurrencia promedio entre eventos que igual o exceden una magnitud específica.

Para adoptar el período de retorno a utilizar en el año de una obra, es necesario considerar la relación existente entre la probabilidad de excedencia de un evento, la vida útil de la estructura hidráulica y el riesgo de falla admisible, dependiendo este último, de factores económicos, sociales, técnicos y otros.

El criterio de riesgo es la fijación, a priori, del riesgo que se desea asumir por el caso de que la obra llegase a fallar dentro de su tiempo de vida útil, lo cual implica que no ocurra un evento de magnitud superior durante el primer año, durante el segundo, y así sucesivamente para cada uno de los años de vida de la obra hidráulica.

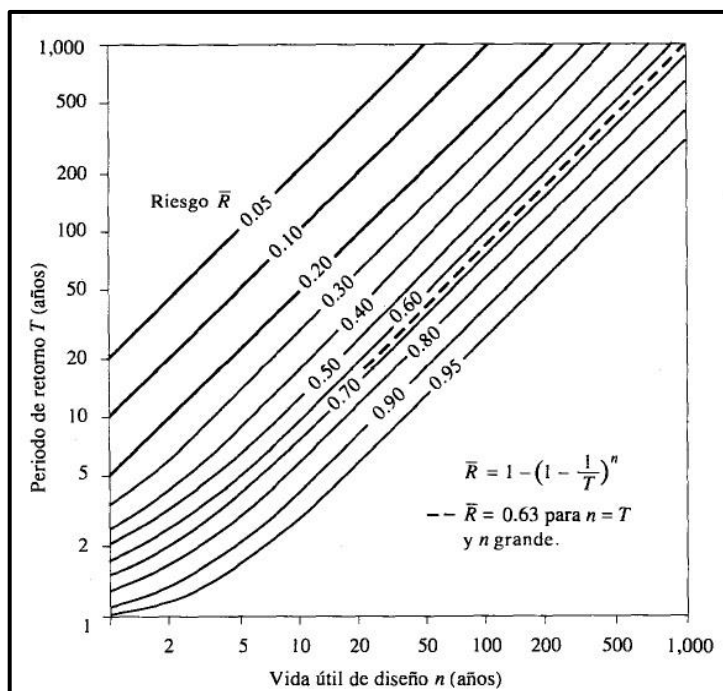
El riesgo de falla admisible en función del período de retorno y vida útil de la obra está dado por:

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

Si la obra tiene una vida útil de n años, la fórmula anterior permite calcular el período de retorno T , fijando el riesgo de falla admisible R , el cual es la probabilidad de ocurrencia del pico de la creciente estudiada, durante la vida útil de la obra. (Ver figura 2.1)

Figura 2.1:

Riesgo de por lo menos una excedencia del evento del diseño durante la vida útil.



Fuente: (Chaw, 1994)

En la tabla 2.1 se presenta el valor T para varios riesgos permisibles R y para la vida útil n de la obra.

Tabla 2.1:

Valores de período de retorno T (años).

Riesgo admisible	Vida útil de las obras (n años)									
	R	1	2	3	5	10	20	25	50	100
0,01	100	199	299	498	995	1990	2488	4975	9950	19900
0,02	50	99	149	248	495	990	1238	2475	4950	9900
0,05	20	39	59	98	195	390	488	975	1950	3900
0,10	10	19	29	48	95	190	238	475	950	1899
0,20	5	10	14	23	45	90	113	225	449	897
0,25	4	7	11	18	35	70	87	174	348	695
0,50	2	3	5	8	15	29	37	73	154	289
0,75	1,3	2	2,7	4,1	7,7	15	18	37	73	144
0,99	1	1,11	1,27	1,66	2,7	5	5,9	11	22	44

Fuente: Monsalve, 1999.

2.1.6. Análisis estadístico de datos hidrológicos

De acuerdo a Villón (2016), el hidrólogo generalmente tendrá disponible un registro de datos hidrometeorológico (precipitación, intensidades, caudales, evapotranspiración, temperaturas, etc.) a través de su conocimiento del problema físico, escogerá un modelo

probabilístico a usar, que represente en forma satisfactoria en comportamiento de la variable. También se podrá determinar la magnitud de un fenómeno para un determinado periodo de retorno.

Las distribuciones teóricas comúnmente utilizadas en hidrología son:

- a) Distribución Normal
- b) Distribución Log Normal 2 parámetros
- c) Distribución Log Normal 3 parámetros
- d) Distribución Gamma 2 parámetros
- e) Distribución Gamma 3 parámetros
- f) Distribución Log Pearson tipo III
- g) Distribución Gumbel,
- h) Distribución Log Gumbel, etc.

2.1.7. Determinación de la tormenta de diseño

De acuerdo a Chow (1994), es un patrón de precipitación definido para utilizarse en el diseño de un sistema hidrológico. Usualmente la tormenta de diseño conforma la entrada al sistema, y los caudales resultantes a través de éste se calculan utilizando procedimientos de lluvia-escorrentía y tránsito de caudales. Una tormenta de diseño puede definir mediante un valor de profundidad de precipitación en un punto, mediante un hietograma de diseño que especifique la distribución temporal de la precipitación durante una tormenta, o mediante un mapa de isoyetas que especifique el patrón especial de la precipitación.

Las tormentas de diseño pueden basarse en información histórica de precipitación de una zona o pueden construirse utilizando las características generales de la precipitación en regiones adyacentes. Su aplicación va desde el uso de valores puntuales de precipitación en el método racional para determinar los caudales picos en alcantarillados de aguas lluvias y alcantarillados de

carreteras, hasta el uso de hietogramas de tormenta como las entradas para el análisis de lluvia-escorrentía en embalses de detención de aguas urbanas o en el diseño de vertederos en proyectos que involucren grandes embalses.

Para determinación de la tormenta de diseño sería recomendable contar con información obtenida a través de un fluviógrafo, ya que este equipo provee información instantánea, sin embargo, la mayoría de estaciones de medición de precipitaciones solo cuentan con pluviómetros que solo proveen de valores medios.

2.1.8. Tiempo de concentración

De acuerdo a Chow (1994), es el tiempo requerido por una gota de agua para fluir desde el punto más remoto en la cuenca hasta el punto de interés. Puede utilizarse un procedimiento de tanteos para determinar el tiempo crítico de concentración donde existen varias rutas posibles que deben considerarse.

El tiempo de concentración real depende de muchos factores, entre otros de la geometría en planta de la cuenca (una cuenca alargada tendrá un mayor tiempo de concentración), de su pendiente pues una mayor pendiente produce flujos más veloces y en menor tiempo de concentración, el área, las características del suelo, cobertura vegetal, etc. El tiempo de concentración, puede obtenerse mediante observaciones experimentales o puede estimarse utilizando ecuaciones como: Kirpich (1940), California Culverts Practice (1942), Izarrad (1946), Federal Aviation Administration (1970), Ecuación de retardo SCS (1973), Ecuación de retardo SCS (1973) y otros.

2.1.9. Hietograma de diseño

De acuerdo a Chow (1994), los métodos de diseño desarrollados más recientemente, los cuales utilizan el análisis de flujo no permanente requieren de predicciones confiables del hietograma de diseño para obtener los hidrogramas de diseño.

Una de las maneras de obtenerlo es a partir de las curvas IDF, dentro de ellas el Método del Bloque Alterno, es una forma simple para desarrollar un hietograma de diseño utilizando una curva de intensidad – duración – frecuencia. El hietograma de diseño producido por este método especifica la profundidad de precipitación que ocurre en n intervalos de tiempo sucesivos de duración Δt sobre una duración total de $T_d = n\Delta t$. Después de seleccionar el periodo de retorno de diseño, la intensidad es leída en una curva IDF para cada una de las duraciones $\Delta t, 2\Delta t, 3\Delta t, \dots$, y la profundidad de precipitación correspondiente se encuentra al multiplicar la intensidad y la duración. Tomando como diferencias entre valores sucesivos de profundidad de precipitación, se encuentra la cantidad de precipitación que debe añadirse por cada unidad de tiempo Δt . Estos incrementos o bloques se reordenan en una secuencia temporal de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración requerida T_d y que los demás bloques queden en orden descendente alternativamente hacia la derecha y la izquierda del bloque central para formar el hietograma de diseño.

2.1.10. Precipitación total y efectiva

De acuerdo a Chow (1994), es 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. 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 pérdidas. Las pérdidas son primordialmente agua absorbida por filtración con algo de intercepción y almacenamiento superficial.

El hietograma de exceso de precipitación puede calcularse a partir del hietograma de precipitación en una o dos formas, dependiendo de si existe o no información de caudales disponibles para la tormenta.

2.1.11. Estimación de caudales

De acuerdo a Villón (2021), la magnitud del caudal máximo, es función directa del periodo de retorno que se le asigne, el que a su vez depende de la importancia de la obra y de la vida útil de ésta. Para utilizar los métodos estadísticos se requiere tener como datos, el registro de caudales máximos anuales, cuanto mayor sea el tamaño del registro, mayor será también la aproximación del cálculo del caudal de diseño, el cual se calcula para un determinado periodo de retorno de interés (2, 5, 10, 20, 50, 100 y 500 años son valores estándar) usando la distribución log normal, log Pearson III y Valor Extremo tipo I (Gumbel), etc.

Existen una gran variedad de métodos empíricos, en general todos se derivan del método racional

Debido a su sencillez, los métodos empíricos tienen gran difusión, pero pueden involucrar grandes errores, ya que el proceso de escurrimiento, es muy complejo como para resumirlo en una formula tipo directo, en el que solo intervienen el área de la cuenca y un coeficiente de escurrimiento.

a) A continuación, nombraremos algunas metodologías:

- b) Método IILA
- c) Método Racional
- d) Hidrograma Unitario
- e) Sistema de Modelamiento Hidrológico (HMS-Hydrologic Modeling System), etc.

2.1.12. Avenida de diseño

De acuerdo a Rocha (2010), es el caudal que se escoge, mediante diversas consideraciones, para dimensionar un proyecto (o una parte de él). Para su determinación se usa la información básica proporcionada por el estudio hidrológico (Estimación de caudales) y se incorporan los conceptos correspondientes a riesgo, vulnerabilidad, importancia y costo de obra y muchas otros más, como por ejemplo el tipo de río y de bocatoma. En nuestro país, existe escasez de datos, por lo que juegan un papel muy importante la experiencia y el buen tino del ingeniero proyectista para escoger la avenida de diseño. Dentro de los criterios para la selección de los valores posibles están los relativos al máximo nivel alcanzado por el agua, la capacidad del encauzamiento, si fuese el caso las máximas socavaciones y muchas otras más.

La Avenida de Diseño debe escogerse de modo de garantizar la estabilidad del río y del puente y teniendo en cuenta la evaluación de los daños potenciales involucrados en una potencia falla.

Se debe tener en cuenta además que los dos últimos fenómenos del niño (1983 y 1998), tuvieron como características, desde el punto de vista hidrológico y en relación con la estabilidad de las estructuras, es la aparición de avenidas de larga duración, de varios días.

2.2. MECÁNICA DE FLUIDOS Y LA HIDRÁULICA

De acuerdo a Giles (2003), la rama de la mecánica aplicada que estudia el comportamiento de los fluidos y la hidráulica. En el desarrollo de los principios de la mecánica de los fluidos algunas de las propiedades de los fluidos juegan un papel preponderante, mientras que otras o influyen muy poco o nada. En la estática de los fluidos la densidad y la viscosidad son las que predominan. Cuando tiene lugar una compresibilidad apreciable es necesario considerar los principios de la termodinámica. Al intervenir presiones manométricas negativas la tensión de vapor pasa a ser importante y la tensión superficial afecta a la estática o cinemática de los fluidos cuando las secciones de paso son pequeñas.

2.3. FLUIDO

De acuerdo a Giles (2003), son sustancias capaces de fluir y que se adaptan a la forma de los recipientes que los contienen. Cuando están en equilibrio, los fluidos no pueden soportar fuerzas tangenciales o cortantes. Todos los fluidos son comprensibles en cierto grado y ofrecen poca resistencia a los cambios de forma.

Los fluidos pueden dividirse en líquidos y gases. Las diferencias esenciales entre líquidos y gases son:

- a) Los líquidos son prácticamente incomprensibles y los gases son comprensibles, por lo que en muchas ocasiones hay que tratarlos como tales y
- b) Los líquidos ocupan un volumen definido y tienen superficies mientras que una masa dada de gas se expansiona hasta ocupar todas las partes del recipiente que lo contenga.

2.4. PROPIEDADES DE LOS FLUIDOS

De acuerdo a Giles (2003), son las siguientes:

2.4.1. Peso específico

De acuerdo a Giles (2003), el peso específico γ de una sustancia es el peso de la unidad de volumen de dicha sustancia. En los líquidos, γ puede considerarse constante para variaciones ordinarias de presión. El peso específico del agua para las temperaturas más comunes es de 1000 kg/m^3 .

2.4.2. Densidad

De acuerdo a Giles (2003), la densidad ρ de un cuerpo es la masa por unidad de volumen de dicho cuerpo. $\rho \text{ (ro)} = \text{masa por unidad de volumen} = w/g$

En el sistema técnico de unidades, la densidad del agua es $1000/9,80665 = 101,972 \text{ (~}102\text{) UTM/m}^3$ o $\text{kg seg}^2/\text{m}^4$. El sistema cgs la densidad del agua es 1 g/cm^3 a 4°C .

2.4.3. Densidad relativa

De acuerdo a Giles (2003), la densidad relativa de un cuerpo es un número adimensional que viene dado por la relación del peso del cuerpo al peso de un volumen igual de una sustancia que se toma como referencia. Los sólidos y líquidos se refieren al agua a 4°C .

$$\text{densidad relativa de una sustancia} = \frac{\text{peso de la sustancia}}{\text{peso de igual volumen de agua}}$$

$$\text{densidad relativa de una sustancia} = \frac{\text{peso específico de la sustancia}}{\text{peso específico del agua}}$$

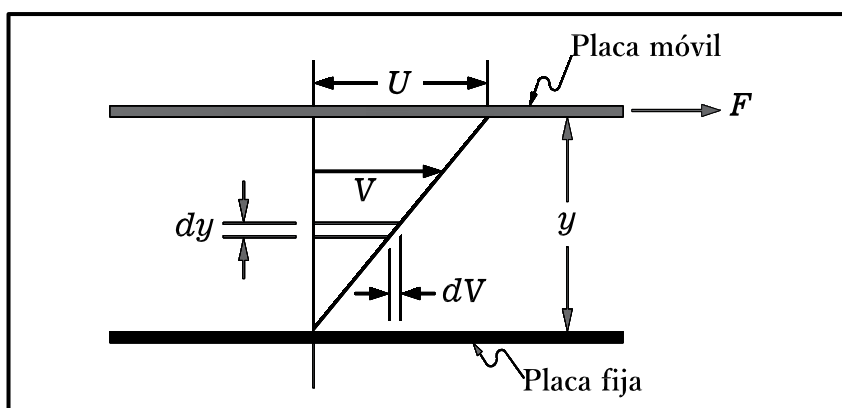
La densidad relativa del agua es 1,00 y la del mercurio 13,57. La densidad relativa de una sustancia viene dado por el mismo número en cualquier sistema de unidades.

2.4.4. Viscosidad de un fluido

De acuerdo a Giles (2003), la viscosidad de un fluido es aquella propiedad que determina la cantidad de resistencia opuesta a las fuerzas cortantes. La viscosidad se debe primordialmente a las interacciones entre las moléculas del fluido.

Figura 2.2.

Placas paralelas.



Con referencia a la figura 2.2, se consideran dos placas paralelas de grandes dimensiones, separadas una pequeña distancia y , y con el espacio entre ellas lleno de un fluido. Se supone que la placa superior se mueve a una velocidad constante U al actuar sobre ella una fuerza F , también constante. El fluido en contacto con la placa móvil se adhiere a ella moviéndose a la misma velocidad U , mientras que el fluido en contacto con la placa fija permanecerá en reposo. Si la separación y y la velocidad U no son muy grandes, la variación de las velocidades (gradiente) vendrá dada por una línea recta. La experiencia ha demostrado que la fuerza F varía con el área de la placa, con la velocidad U e inversamente con la separación y . Como por triángulos semejantes, $U/y = dV/dy$, tenemos

$$F \propto \frac{AU}{y} = A \frac{dV}{dy} \quad \text{o} \quad \frac{F}{A} = \tau \propto \frac{dV}{dy}$$

donde $\tau = \frac{dV}{dy}$ = tensión o esfuerzo cortante. Al introducir la constante de proporcionalidad

μ (mi), llamado viscosidad absoluta o dinámica,

$$\tau = \mu \frac{dV}{dy} \quad \text{o} \quad \mu = \frac{\tau}{dV/dy}$$

Las unidades de μ son $\frac{kg \cdot seg}{m^2}$, ya que $\frac{kg/m^2}{(m/seg)/m} = \frac{kg \cdot seg}{m^2}$. Los fluidos que siguen la relación $\tau = \mu \frac{dV}{dy}$ o $\mu = \frac{\tau}{dV/dy}$ se llaman fluidos newtonianos.

Otro coeficiente de viscosidad, llamado viscosidad cinemática, viene definido por

$$\text{viscosidad cinemática } \nu \text{ (ni)} = \frac{\text{viscosidad absoluta } \mu}{\text{densidad}}$$

$$\nu = \frac{\mu}{\rho} = \frac{\mu}{w/g} = \frac{\mu g}{w}$$

Las unidades de ν son $\frac{m^2}{seg}$, ya que $\frac{(kg \cdot seg/m^2)(m/seg^2)}{kg/m^3} = \frac{m^2}{seg}$.

Las viscosidades en los manuales vienen dadas normalmente en poises y stokes (unidades del sistema *cgs*) y en ocasiones en grados o segundos Saybolt, a partir de medidas en viscosímetros.

En los líquidos la viscosidad disminuye al aumentar la temperatura, pero no se afecta apreciablemente por las variaciones de presión.

2.4.5. Presión de vapor

De acuerdo a Giles (2003), cuando tiene lugar el fenómeno de la evaporación dentro de un espacio cerrado, la presión parcial a que dan lugar las moléculas de vapor se llama presión de vapor. Las presiones de vapor dependen de la temperatura, aumentando con ella.

2.4.6. Tensión superficial

De acuerdo a Giles (2003), una molécula en el interior de un líquido está sometida a la acción de fuerzas atractivas en todas las direcciones, siendo la resultante nula. Pero si la molécula está en la superficie del líquido, sufre la acción de un conjunto de fuerzas de cohesión, cuya resultante es perpendicular a la superficie. De aquí que sea necesario consumir cierto trabajo para mover las moléculas hacia la superficie venciendo la resistencia de estas fuerzas, por lo que las moléculas superficiales tienen más energía que los interiores.

La tensión superficial de un líquido es el trabajo que debe realizarse para llevar moléculas en número suficiente desde el interior del líquido hasta la superficie para crear una nueva unidad de superficie (kgm/m^2). Este trabajo es numéricamente igual a la fuerza tangencial de contracción que actuara sobre una línea hipotética de longitud unidad en la superficie (kg/m).

2.4.7. Capilaridad

De acuerdo a Giles (2003), la elevación o descenso de un líquido en un tubo capilar (o en situaciones físicas análogas, tales como en medios porosos) viene producido por la tensión superficial, dependiendo de las magnitudes relativas de la cohesión del líquido y de la adhesión del líquido a las paredes del tubo. Los líquidos ascienden en tubos que mojan (adhesión > cohesión) y descienden en tubos a los que no mojan (cohesión > adhesión). La capilaridad tiene importancia en tubos de diámetro aproximadamente menos de 10 *mm*.

2.4.8. Presión de fluido

De acuerdo a Giles (2003), la presión de un fluido se transmite con igual intensidad en todas las direcciones y actúa normalmente a cualquier superficie plana. En el mismo plano horizontal, el valor de presión en un líquido es igual en cualquier punto. Las medidas de presión

se realizan con los manómetros, que pueden ser de diversas formas. De no advertir lo contrario, a través de todo el libro las presiones serán las presiones relativas o manométricas. La presión manométrica representa el valor de la presión con relación a la presión atmosférica.

2.4.9. Presión

De acuerdo a Giles (2003), viene expresada por una fuerza dividida por una superficie. En

$$\text{general, } p \text{ (kg/m}^2\text{)} = \frac{dP \text{ (kg)}}{dA \text{ (m}^2\text{)}}$$

Cuando la fuerza P actúa uniformemente distribuida sobre una superficie, tenemos

$$p \text{ (kg/m}^2\text{)} = \frac{P \text{ (kg)}}{A \text{ (m}^2\text{)}} \quad \text{y} \quad p' \text{ (kg/cm}^2\text{)} = \frac{P \text{ (kg)}}{A \text{ (cm}^2\text{)}}$$

2.4.10. Diferencia de presiones

De acuerdo a Giles (2003), la diferencia de presiones entre dos puntos a distintos niveles en un líquido viene dada por

$$p_2 - p_1 = w (h_2 - h_1) \quad \text{en kg/m}^2$$

donde w = peso específico de líquido (kg/m^3) y $h_2 - h_1$ = diferencia en elevación (m).

Si el punto 1 está en la superficie libre del líquido y h es positivo hacia abajo, la ecuación anterior se transforma en

$$p = wh \text{ [en kg/m}^2 \text{ (man)]}$$

Para obtener la presión en kg/cm^2 ,

$$p' = \frac{p}{10^4} = \frac{wh}{10^4} \text{ [en kg/cm}^2 \text{ (man)]}$$

Estas ecuaciones son aplicables en tanto que w se mantenga constante (o varía ligeramente con h , que no introduzca un error significativo en el resultado).

2.4.11. Variaciones de la presión en un fluido compresible

De acuerdo a Giles (2003), las variaciones de presión en un fluido compresible son, por lo general, muy pequeñas ya que los pesos específicos son pequeños, como también lo son las diferencias en elevación consideradas en la mayoría de los cálculos en la hidráulica, cuando se ha tener en cuenta para pequeñas diferencias en elevación dh , la ley de variación de la presión puede escribirse en la forma $dp = - w dh$

El signo negativo indica que la presión disminuye al aumentar la altitud, con h positivo hacia arriba.

2.4.12. Altura o carga de presión

De acuerdo a Giles (2003), la altura de presión h representa la altura de una columna de fluido homogéneo que dé la presión dada. Así h (m de fluido) = $\frac{p \text{ (kg/m}^2\text{)}}{w \text{ (kg/m}^3\text{)}}$

2.4.13. Módulo volumétrico de elasticidad

De acuerdo a Giles (2003), el módulo volumétrico de elasticidad expresa la compresibilidad de un fluido. Es la relación de la variación de presión a la variación de volumen por unidad de volumen.

$$E = \frac{dp'}{-dv/v} = \frac{\text{kg/m}^2}{\text{m}^3/\text{m}^3} = \text{kg/cm}^2$$

2.5. FLUJO DE FLUIDOS

De acuerdo a Giles (2003), Menciona que es el estudio del movimiento de los fluidos. El flujo de fluidos es complejo y no siempre puede ser estudiado de forma exacta mediante el análisis matemático. Contrariamente a lo que sucede con los sólidos, las partículas de un fluido en

movimiento pueden tener diferentes velocidades y estar sujetas a distintas aceleraciones. Tres principios fundamentales que se aplican al flujo de fluidos son:

El principio de conservación de la masa, a partir del caudal se establece la ecuación de continuidad,

El principio de la energía cinética, a partir del cual se deducen ciertas ecuaciones aplicables al flujo, y

El principio de la cantidad de movimiento, a partir del cual se deducen ecuaciones para calcular las fuerzas dinámicas ejercidas por los fluidos en movimiento.

2.6. FLUJO EN CANALES ABIERTOS

De acuerdo a Giles (2003), señala que es un ducto en el que el líquido fluye con una superficie sometida a la presión atmosférica. El flujo se origina por la pendiente del canal y de la superficie del líquido. La solución exacta de los problemas de flujo es difícil y depende de datos experimentales que deben cumplir una amplia gama de condiciones.

2.7. TIPOS DE FLUJOS EN CANALES

De acuerdo a Villón (2019), la clasificación del flujo de un canal depende de la variable de referencia que se somete, así tenemos:

2.7.1. Flujo permanente y no permanente

De acuerdo a Villón (2019), esta clasificación obedece a la utilización del tiempo como variable. El flujo es permanente si los parámetros (tirante, velocidad, etc.), no cambian con respecto al tiempo, es decir, en una sección del canal, en todo el tiempo los elementos del flujo permanecen constantes.

Matemáticamente se puede expresar:

$$\frac{dy}{dt}=0; \quad \frac{dv}{dt}=0; \quad \frac{dA}{dt}=0; \text{ etc.}$$

Si los parámetros cambian con respecto al tiempo, el flujo se llama no permanente, es decir:

$$\frac{dy}{dt} \neq 0; \quad \frac{dv}{dt} \neq 0; \quad \frac{dA}{dt} \neq 0; \text{ etc.}$$

2.7.2. Flujo uniforme y variado

De acuerdo a Villón (2019), esta clasificación obedece a la utilización del espacio como variable.

El flujo es uniforme si los parámetros (tirante, velocidad, área, etc.), no cambian con respecto al espacio, es decir en cualquier sección del canal los elementos del flujo permanecen constantes.

Matemáticamente se puede expresar:

$$\frac{dy}{dL}=0; \quad \frac{dv}{dL}=0; \quad \frac{dA}{dL}=0; \text{ etc.}$$

Si los parámetros varían de una sección a otra, el flujo se llama no uniforme o variado, es decir:

$$\frac{dy}{dL} \neq 0; \quad \frac{dv}{dL} \neq 0; \quad \frac{dA}{dL} \neq 0; \text{ etc.}$$

El flujo variado a su vez se puede clasificar en gradual y rápidamente variado.

2.7.3. Flujo gradualmente variado

De acuerdo a Villón (2019), es aquel en el cual los parámetros hidráulicos, cambien en forma gradual a lo largo del canal, como es caso de una curva de remanso, producida por la intersección de una presa en el cauce principal, elevándose el nivel del agua por encima de la presa, con efecto hasta varios kilómetros aguas arriba de la estructura.

2.7.4. Flujo rápidamente variado

De acuerdo a Villón (2019), es aquel en el cual los parámetros varían instantáneamente en una distancia muy pequeña, como es el caso del resalto hidráulico.

2.8. ESTADOS DE FLUJOS EN CANALES

De acuerdo a Villón (2019), la clasificación del flujo de un canal depende de la variable de referencia que se somete, así tenemos:

2.8.1. Flujo laminar o turbulento

De acuerdo a Villón (2019), el comportamiento del flujo en un canal, está gobernado principalmente por los efectos de las fuerzas viscosas y de gravedad, en relación con las fuerzas de inercia del flujo.

En relación con el efecto de la viscosidad, el flujo puede ser laminar, de transición o turbulento. En forma semejante al flujo en conductos forzados, la importancia de una fuerza viscosa se mide a través del número de Reynolds (Re), que relaciona fuerzas de inercia de velocidad con fuerzas viscosas, definidas en este caso como:

$$Re = \frac{vR}{\mu}$$

Donde:

R : Radio hidráulico de la sección transversal, en metros (m).

v : Velocidad media, en metros por segundo (m/s).

μ : Viscosidad cinemática del agua, en (m^2/s).

En los canales sean comprobados resultados semejantes a flujos en tuberías, por lo que respecta a ese criterio de clasificación. Para propósitos prácticos, en el caso de un canal, se tiene:

Flujo laminar para $Re < 580$, en este estado las fuerzas viscosas son relativamente más grandes que las fuerzas de inercia.

Flujo de transición para $580 \leq Re \leq 750$, estado mixto entre laminar y turbulento.

Flujo turbulento para $Re > 750$, en este estado las fuerzas viscosas son débiles comparadas con las fuerzas de inercia.

En la mayoría de los canales, el flujo laminar ocurre muy raramente, debido a las dimensiones relativamente grandes de los mismos y a la baja viscosidad cinemática del agua.

2.8.2. Flujo crítico, subcrítico y supercrítico

De acuerdo a Villón (2019), en relación con el efecto de la gravedad, el flujo puede ser crítico, subcrítico y supercrítico; la fuerza de gravedad se mide a través del número de Froud (F), que relaciona fuerzas de inercia de velocidad, con fuerzas gravitatorias, definidas en este caso como:

$$F = \frac{v}{\sqrt{gL}}$$

Donde:

v : Velocidad media de la sección, en (m/s).

g : Aceleración de la gravedad, en (m/s^2).

L : Longitud característica de la sección, en m .

En canales, la longitud característica viene dada por la magnitud de la profundidad media o tirante medio $\bar{y} = A/T$, con lo cual se tiene:

$$F = \frac{v}{\sqrt{gy}} = \frac{v}{\sqrt{gA/T}}$$

Entonces por el número de Froud, el flujo puede ser:

Flujo subcrítico si $F < 1$, en este estado las fuerzas de gravedad se hacen dominantes, por lo que el flujo baja velocidad, siendo tranquilo y lento. En este tipo de flujo, toda singularidad, tiene influencia hacia aguas arriba.

Flujo crítico si $F = 1$, en este estado, las fuerzas de inercia y gravedad están en equilibrio.

Flujo supercrítico si $F > 1$, en este estado las fuerzas de inercia son más pronunciadas, por lo que el flujo tiene una gran velocidad, siendo rápido o torrentoso. En este tipo de flujo, toda singularidad, tiene influencia hacia aguas abajo.

2.9. ECUACIÓN DE CONTINUIDAD

De acuerdo a Villón (2019), el caudal Q , o el volumen de flujo que circula por una sección en la unidad de tiempo, está dado por:

$$Q = v.A$$

Donde

v : Velocidad media de la sección normal al flujo

A : Área transversal

Cuando el caudal es constante en un tramo, la ecuación que gobierna el flujo, desde el punto de vista de la conservación de la masa, se llama ecuación de continuidad. Esta ecuación aplicada a las secciones 1, 2, 3, ..., n, se puede escribir:

$$v_1 A_1 = v_2 A_2 = v_3 A_3 \cdots v_n A_n = cte$$

2.10. ECUACIÓN DE LA ENERGÍA O ECUACIÓN DE BERNOULLI

De acuerdo a Villón (2019), en cualquier línea de corriente que atraviesa una sección de un canal, se define como energía total a la suma de la energía de posición, más la de presión y más la de velocidad, es decir:

$$\text{Energía total} = \text{Energía de posición} + \text{Energía de presión} + \text{Energía de velocidad}$$

Si la energía total se expresa por unidad de peso, se obtiene la forma más conocida de la ecuación de Bernoulli, la cual se presenta como:

$$E = Z + \frac{P}{\gamma} + \alpha \frac{v^2}{2g} = cte.$$

$$E = Z + y + \alpha \frac{v^2}{2g} = cte.$$

Donde:

E : Energía total en la sección

Z : Energía de posición o elevación

y : Energía de presión

v : Velocidad media que lleve el flujo en esa sección

α : Coeficiente de Coriolis para la sección

Como la energía por unidad de peso [$m \cdot kg/kg$] se expresa en unidades de longitud, entonces los elementos de:

$$E = Z + y + \alpha \frac{v^2}{2g}$$

Se expresan de la siguiente forma:

E : Altura total de energía

Z : Altura de posición

y : Altura de presión

$\alpha \frac{v^2}{2g}$: Altura de velocidad

Siendo:

$P = Z + y$: La altura piezométrica

En caso de un fluido ideal, la energía E en 1 es igual a la energía en 2. Para el caso de un fluido real hay una pérdida de energía entre 1 y 2. En realidad no es energía perdida, sino transformada a calor debido a la fricción.

$$Z_1 + y_1 + \alpha \frac{v_1^2}{2g} = Z_2 + y_2 + \alpha \frac{v_2^2}{2g} + h_{f_{1-2}}$$

ó

$$E_1 = E_2 + h_{f_{1-2}}$$

Donde:

$h_{f_{1-2}}$: es la disposición de energía entre las secciones 1 y 2

El coeficiente de Coriolis α que aparece en la expresión de energía cinética $\alpha \frac{v^2}{2g}$

representa la relación que existe, para una sección dada, entre la energía real y la que se obtendría

considerando una distribución uniforme de velocidades. Su Valor se calcula con la siguiente ecuación:

$$\alpha = \frac{\int v_h^3 dA}{v^3 \cdot A}$$

Donde:

v_h : Componente vertical de la velocidad a una profundidad h

dA : Diferencial del área correspondiente a la velocidad v_h

v : Velocidad media

A : Área total

Los ensayos experimentales muestran que α varía entre 1.03 y 1.36 para los canales prismáticos (canales con sección transversal y pendiente del fondo constante).

El uso del coeficiente de Coriolis α , depende de la exactitud con que estén haciendo los cálculos, en muchos casos se justifica considerar: $\alpha = 1$, en este caso, la ecuación de la energía, se expresa de la siguiente forma:

$$Z_1 + y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = Z_2 + y_2 + \frac{v_2^2}{2g} + h_{f_{1-2}}$$

$$Z_1 + y_1 + h.v_1 = Z_2 + y_2 + h.v_2 + h_{f_{1-2}}$$

Donde:

$$h.v = \frac{v^2}{2g} \text{ (Carga de velocidad)}$$

2.11. ECUACIÓN DE LA CANTIDAD DE MOVIMIENTO O MOMENTUM

De acuerdo a Villón (2019), en una sección de un canal, en la cual pasa un caudal Q con una velocidad de movimiento en la unidad de tiempo, se expresa por:

$$\text{Cantidad de movimiento} = \beta \cdot \delta \cdot Q \cdot v$$

Donde:

β : Coeficiente de la cantidad de movimiento o coeficiente de Boussinesq que permite el uso de velocidad media. Su valor se determina mediante la siguiente ecuación:

$$\beta = \frac{\int v_h^2 dA}{v^2 \cdot A}$$

Siendo:

v_h : Componente vertical de velocidad a una profundidad h

dA : Diferencial de área correspondiente a la velocidad v_h

v : Velocidad media

δ : Densidad de fluido

Q : Caudal

Para canales prismáticos se tiene usualmente:

$$1.01 < \beta < 1.12$$

Consideremos un tramo de canal de sección transversal cualquiera, por ejemplo, donde se produce el resalto hidráulico, y el volumen de control limitado por las secciones 1 y 2 (antes y después del resalto), por el piso del canal y por la superficie libre.

La variación de la cantidad de movimiento entre las secciones 1 y 2 será:

$$\text{Variación de cantidad de movimiento} = \delta.Q.(\beta_2.v_2 - \beta_1.v_1)$$

De acuerdo con la segunda ley de Newton: “La suma de las fuerzas exteriores es igual al cambio de la cantidad de movimiento”, aplicando este principio a las secciones 1 y 2 del canal, se tiene:

$$\sum F \text{ exteriores} = \text{cambio cantidad de movimiento}$$

$$\sum F \text{ exteriores} = \delta.Q.(\beta_2.v_2 - \beta_1.v_1)$$

Siendo:

$$\sum F_{\text{exteriores}} = F_{P_1} - F_{P_2} + W \text{ sen } \alpha - F_f$$

Donde:

F_{P_1}, F_{P_2} : Fuerza de presión actuando en el centro de gravedad de las dos secciones

W : Peso del fluido ($W \text{ sen } \alpha$, peso del fluido en el sentido del movimiento)

F_f : Fuerza externa total de resistencia que se opone al movimiento.

Luego:

$$\delta.Q.(\beta_2.v_2 - \beta_1.v_1) = F_{P_1} - F_{P_2} + W \text{ sen } \alpha - F_f$$

Esta ecuación es conocida como la ecuación de la cantidad de movimiento o momentum.

2.12. BOCATOMA (BARRAJE FIJO)

De acuerdo a Bejalqui (2002), son estructuras que se construyen para levantar el nivel del tirante de agua de un cauce con la finalidad de derivar una parte del caudal del río a un canal para utilizar el agua en proyectos de irrigación, generación de energía hidroeléctrica o de abastecimiento de agua potable.

2.12.1. Muro de encauzamiento

De acuerdo a Bejalqui (2002), su objetivo es encauzar el río y proteger los terrenos ribereños aguas arriba de la toma y evitar desbordamientos como consecuencia de la instalación del barraje. Los muros pueden ser de concreto armado, presa de gravedad, y de tierra.

2.12.2. Barraje

De acuerdo a Bejalqui (2002), cortina, presa derivadora o barraje es una represa construida transversalmente al río con objeto de levantar el tirante y facilitar el ingreso de agua.

2.12.3. Poza de amortiguación

De acuerdo a Bejalqui (2002), debido a la colocación del barraje vertedero en el cauce del río se genera un incremento de energía potencial que, al momento de verter el agua por encima del barraje se transforma en energía cinética que causa erosión y por lo erosivo se construyen estructuras de disipación, conocidas como: solados (apron), colchón disipador (stilling basin), etc., que buscan o tienen por objetivo formar un salto hidráulico que logra disipar la energía cinética ganada por el barraje vertedero.

2.12.4. Ventana de captación

De acuerdo a Bejalqui (2002), es la estructura que está ubicada en una de las márgenes del río, hacia aguas arriba de la presa derivadora y tiene por finalidad captar las aguas; consta de un vertedero u orificio de captación de rejillas y de compuertas de regulación.

2.12.5. Compuerta de admisión

De acuerdo a Bejalqui (2002), controla el flujo de ingreso hacia el canal de derivación.

2.12.6. Desripiador

Lugar donde quedan retenidas los sólidos que lograron pasar por las ventanas de captación, también es una zona de transición entre las ventanas de captación y las compuertas de admisión.

2.12.7. Canal de limpia

De acuerdo a Bejalqui (2002), esta estructura tiene la finalidad de eliminar los sólidos que se depositen delante de las ventanas de captación.

2.13. DESARENADOR

De acuerdo a Villón (2021), son obras hidráulicas que sirven para separar (decantar) y remover (evacuar) después, el material sólido que lleva el agua de un canal. Por su parte Rocha (1990), es la estructura cuya función es la de retirar de la corriente una determinada cantidad de sólidos. Para el funcionamiento de satisfactorio de un desarenador se requiere de un estudio sedimentológico muy detallado y, en muchos casos, una investigación en modelo hidráulico.

2.13.1. Cámara de sedimentación

De acuerdo a Villón (2021), en la cual las partículas sólidas caen al fondo, debido a la disminución de la velocidad producida por el aumento de la sección transversal.

2.13.2. Vertedero lateral

De acuerdo a Villón (2021), estas estructuras consisten en escotaduras que se hacen en la pared o talud del desarenador para controlar el caudal, evitándose posibles desbordes que podrían causar serios daños, por lo tanto, su ubicación se recomienda en todos aquellos lugares donde exista este peligro.

2.13.3. Compuerta de limpia

De acuerdo a Villón (2021), la compuerta de limpia ubicada en el desarenador, se instala con la finalidad de eliminar los sólidos que lograron pasar a través de las ventanas de captación. Esta debe tener la capacidad de arrastrar los sedimentos hacia el canal de purga y finalmente hacia el río. El caudal de descarga de la compuerta debe ser por lo menos el caudal de derivación.

2.14. TOMAS LATERALES

De acuerdo a Villón (2021), son dispositivos hidráulicos construidos en la cabecera de un canal de riego. La finalidad de estos dispositivos es derivar y regular el agua procedente de un canal principal, a los laterales o de éstos a los sublaterales de éstos últimos a los ramales. Estas obras pueden servir también para medir la cantidad de agua que circula por ellas. Para obtener una medición exacta del caudal a derivar, éstas tomas se diseñan dobles, es decir, se utilizan dos baterías de compuerta; la primera denominada compuerta de orificio y la segunda compuerta de toma y entre ellas un espacio que actúa como cámara de regulación.

2.15. RÁPIDAS

De acuerdo a Villón (2021), son estructuras que sirven para enlazar dos tramos de un canal donde existe un desnivel considerable en una longitud relativamente corta. La decisión entre la utilización de una rápida y una serie de caídas escalonadas está supeditada a un estudio económico comparativo.

2.16. PUENTE CANAL

De acuerdo a Villón (2021), el puente canal o acueducto, es una estructura utilizada para conducir de un canal, logrando atravesar una depresión. La depresión puede ser otro canal, un camino, una vía de ferrocarril o un dren.

2.17. PUENTE QUEBRADA

De acuerdo a French (1988), se define como puente quebrada cuya función es evacuar el flujo superficial proveniente de cursos naturales o artificiales que interceptan el canal de irrigación.

2.18. CANAL TRAPEZOIDAL

De acuerdo a French (1988), es un canal prismático es el que tiene constantes tanto la forma transversal como la pendiente de fondo, es un canal irregular que no tiene ningún lado paralelo.

2.18.1. Caudal

De acuerdo a French (1988), es el gasto o descarga que es el volumen del fluido que atraviesa una sección recta en unidad de tiempo, se le designa por el símbolo Q , se mide en metros cúbicos por segundo y sus dimensiones son (L^3/t) .

2.18.2. Velocidad media

De acuerdo a French (1988), es un valor constante e igual a la relación del gasto entre el área de la sección recta. Esta es la velocidad que se mide con los instrumentos tales como: vertederos, correntómetros etc. Y que nos permitirá determinar los parámetros del flujo se mide en metros por segundo y sus dimensiones son (L/t) .

2.18.3. Pendiente admisible

De acuerdo a French (1988), es la relación entre el desnivel, de dos puntos de la longitud del canal y la distancia que separa estos mismos puntos. Se han encontrado muchos resultados experimentales sobre estos límites, para canales alojados en tierra, en general están comprendidos entre 0.30 y 0.90 m/s .

2.18.4. Taludes

De acuerdo a French (1988), es la relación entre la distancia horizontal a la vertical de la inclinación de las paredes del canal, se le designa con la letra (Z) es adimensional.

2.18.5. Coeficiente de rugosidad

De acuerdo a French (1988), es la resistencia que ofrece el material que constituye las paredes y el fondo del canal.

2.18.6. Ancho de la solera

De acuerdo a French (1988), también conocido como ancho de plantilla, o plantilla, es el ancho de la base de un canal, se mide en metros y dimensionalmente es (L).

2.18.7. Tirante

De acuerdo a French (1988), calado del flujo es la altura o profundidad del nivel del agua con respecto al fondo, generalmente es la profundidad al punto más abajo del fondo del canal, se mide en metros y dimensionalmente es (L).

2.18.8. Borde libre

De acuerdo a French (1988), es la distancia que hay entre el nivel del tirante del flujo uniforme. Y el nivel superior de la pared del canal se representa por (d) se mide en metros y dimensionalmente es (L). y se calcula como una fracción del tirante y, generalmente se considera $0.3Y$. El borde libre funciona cuando el tirante crece por alguna alteración del flujo normal o uniforme, cuando los vientos fuertes crean o las que elevan el nivel de la superficie libre del agua.

2.18.9. Profundidad total

De acuerdo a French (1988), es la sumatoria del borde libre y tirante del agua, es la profundidad máxima del canal, se mide en metros y dimensionalmente es (L).

2.18.10. Área hidráulica

De acuerdo a French (1988), es la superficie de la sección recta del canal que está en contacto con el fluido se mide en metros cuadrados y dimensionalmente es (L^2).

2.18.11. Perímetro mojado

De acuerdo a French (1988), es la longitud de la sección recta del canal que estará en contacto con el fluido, se mide en metros y dimensionalmente es (L).

2.18.12. Radio hidráulico

De acuerdo a French (1988), es la relación entre el área mojada y el perímetro mojado se mide en metros y dimensionalmente es (L).

2.19. SIFONES INVERTIDOS

De acuerdo a Villón (2021), son conductos cerrados que trabajan a presión, se utilizan para conducir el agua en el cruce de un canal con una depresión topográfica en la que está ubicado un camino, una vía de ferrocarril, un dren o incluso otro canal.

2.20. CAÍDAS

De acuerdo a Novak (2001), es una estructura de regulación que disminuye el nivel del agua a lo largo de su curso. En general, la pendiente de un canal es más moderada que la del terreno, como resultado de lo cual un canal construido en corte es una cabecera, pronto superará la superficie del terreno. Para evitar rellenos excesivos, el nivel del lecho del canal aguas abajo se disminuye y los dos tramos se conectan mediante una estructura de caída apropiada. Por su parte Villón (2021), son estructuras utilizadas en aquellos puntos donde es necesario salvar desniveles bruscos en la rasante del canal; permite unir dos tramos (uno superior y otro inferior) de un canal, por medio de un plano vertical, permitiendo que el agua salte libremente y caiga en el tramo de abajo.

El plano vertical es un muro de sostenimiento de tierra capaz de soportar el empuje que estas ocasionan.

2.21. TRANSICIONES EN CANAL

De acuerdo a Villón (2021), es una estructura que se usa para ir modificando en forma gradual la sección transversal de un canal, cuando se tiene que unir dos tramos con diferentes formas de sección transversal, pendiente o dirección.

2.22. ALCANTARILLAS

De acuerdo a Novak (2001), en lo esencial constan de un cuerpo de tubería (parte de conducción) bajo el relleno del terraplén con obras de protección a su entrada y salida. Por su parte Villón (2021), son estructuras de cruce, que sirven para conducir agua de un canal o un dren, por debajo de un camino u otro canal. Generalmente, la alcantarilla disminuye la sección transversal de cauce de la corriente, ocasionando un represamiento del agua a su entrada y un aumento de su velocidad dentro del conducto y a la salida.

CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

3.1.1. Antecedentes

Para la elaboración del presente proyecto ha sido posible la participación, de mí persona, en el diseño de estructuras hidráulicas en obra menor para riego por gravedad, en consecuencia de la intervención y solicitud de la Contraloría de la República del Perú, en la etapa de inicio de ejecución de obra, teniendo en cuenta, el proyecto de Inversión Pública a nivel de perfil denominado estudio "Construcción de Canal de Riego Ibias" en la localidad de Ocros, propuesto por la Oficina de Unidad Formuladora de INADE – SIERRA CENTRO SUR, Agricultura y Riego – Instituto Nacional de Desarrollo INADE, el 11 de febrero del 2008, con código único de inversiones N° 2115573.

El ámbito de influencia del proyecto se encuentra en el distrito de Ocros – Huamanga - Ayacucho, el cual está conformado por las comunidades de Ocros, Puncus, Arccacc e Ibais. La comunidad de Ibais tiene un enorme potencial agrícola aun no aprovechado, con el presente proyecto se pretende incorporar 231 *has* efectuado un total de 380 *has* de potencial agrícola aprovechables.

A la fecha, la comunidad cultiva sólo en 149 *has*, bajo producción en secano, es decir solo aprovecha las épocas de lluvia.

Los beneficiarios mediante sus autoridades ponen a disposición del proyecto, los terrenos para la implementación el canal de riego y obras de captación, conducción y distribución.

Los pobladores de estas localidades Ocros, Puncus, Arccacc e Ibais. Son de vocación agrícola, la producción en su mayoría es de autoconsumo, contando con tierras parceladas para el cultivo, la falta de agua y los problemas de manejo de suelos en laderas, impiden la producción de cultivos aptos para este tipo de suelo.

Por esta causa los pobladores de estas localidades; buscando alternativas de solución, gestionan ante el INADE – SIERRA CENTRO SUR, Agricultura y Riego – Instituto Nacional de Desarrollo INADE, con el fin de llevar agua de riego hasta cabecera de chacra mediante un diseño de estructuras hidráulicas por gravedad y aprovechamiento de agua del río Ocros así poder aplicar nuevas tecnologías de riego, en cultivos rentables como por ejemplo la tara y palto.

“DISEÑO DE ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS EN OBRA MENOR PARA RIEGO POR GRAVEDAD. OCROS, PUNCUS, ARCCAC E IBIAS. AYACUCHO”

3.1.2. Ubicación

Ubicación política

Departamento	Ayacucho
Provincia	Huamanga
Distrito	Ocros
Lugar	Río Ocros

Ubicación geográfica

Latitud Sur	13°23'35”
Longitud Oeste	73°54'18”
Altitud Media	3, 100.00 <i>msnm.</i>

Ubicación hidrográfica

Cuenca	Río Pampas
Subcuenca	Río Ocros

3.1.3. Límites

El distrito de Ocros limita con los siguientes distritos que se detalla a continuación.

- Por el Norte, con el distrito de Luis Carranza de la provincia de La Mar.

- Por el Sur, con el distrito de Concepción de la provincia de Vilcashuamán
- Por el Este, con la provincia de Chincheros del departamento de Apurímac
- Por el Oeste, con los distritos de Acocro de la provincia de Huamanga y Vischongo de la provincia de Vilcashuamán

3.1.4. El espacio

Tabla 3.1.

Áreas agrícolas de los beneficiarios.

Localidad	Extensión bajo riego (<i>has</i>)	Extensión a incorporar (<i>has</i>)	Total
Ocros	20	3	23
Puncus	35	18	53
Arccac	15	9	24
Ibias	79	201	280
TOTAL	149 <i>has</i>	231 <i>has</i>	380 <i>has</i>

Fuente: Elaboración, según información recabada del perfil del proyecto.

3.1.5. Parámetros climáticos

El clima en el distrito de Ocros, varían de húmedo a frío y las lluvias son intensas con promedios anuales de 800 *mm*. En el sector inmediato superior a 3 500 *msnm*, las lluvias incrementan significativamente cuyo promedio anual varían entre 800 a 1 200 *mm*. La precipitación pluvial presenta dos épocas bien marcadas durante el año: una lluviosa que se inicia

en el mes de noviembre hasta abril. Las épocas de menores precipitaciones se dan entre mayo y setiembre.

Las características climáticas en el área de estudio y que comprende los terrenos beneficiados presenta una altitud comprendida entre los 2 900 – 3 000 *msnm*.

En cuanto a la temperatura esta tiene gran variedad en el distrito, en función de la altitud. En las partes bajas y valles amplios la temperatura pudiendo llegar hasta los 20 a 22 °C, en la parte media y en la parte alta, llega hasta los 4 a 5 °C. En ese sentido, no existe riesgo de congelamiento del agua. Los valores mensuales de humedad varían de 40% a 65% de humedad relativa, resultante del régimen térmico.

3.1.6. Recursos disponibles

Cuenta con servicio de fluido eléctrico

3.1.7. Vías de acceso

El distrito de Ocros, se articula con la capital de la República, mediante una vía de carretera asfáltica: Lima-San Clemente – Ayacucho de 575 *km* tiempo de viaje en Bus es de 10 *horas* y vehículos ligeros de 09 *horas*. La zona del proyecto se da principalmente por la carreta asfaltada Ayacucho-Toccto- Ocros de 92 *km*. El tiempo aproximado desde la ciudad de Ayacucho es de 03 *horas*.

3.1.8. Descripción de la estratigrafía del suelo en el tramo del proyecto

El perfil de la estratigrafía de los suelos de cimentación del canal proyectado de riego; se describe a continuación:

El canal proyectado de riego Ibias, en el tramo 0+000 al 8+000 *km* analizado, queda emplazado sobre depósitos aluviales recientes; se encuentra un suelo gravo-limoso, en estado semicompacto, con piedras desde subredondeadas hasta subangulosas cuyo tamaño máximo es de 0.20 *m.* de diámetro.

La presencia de gravas limosas en estado de compacidad media determina que la capacidad portante de los suelos de cimentación se encuentre entre 1.50 a 2.00 *kg/cm²*.

En la progresiva 0+000 de canal proyectado de riego Ibias, el suelo superficialmente está conformado por gravas mal graduadas de color gris claro, completamente húmedos, con presencia de gravas 2" a 10" aproximadamente en un 40%, estos suelos se encuentran medianamente compactos.

En la progresiva 0+015 de canal proyectado de riego Ibias, el suelo está conformado por material orgánico. Luego está conformado por gravas limosa de color beige, medianamente húmedos estos suelos se encuentran medianamente compactos, presentan bolonerías de 4" a 10" aproximadamente en un 25 %.

En la progresiva 1+020 de canal proyectado de riego Ibias, el suelo está conformado por material orgánico, con presencia de raíces. Luego está conformado por grava limosa de color beige claro, relativamente secos, estos suelos se encuentran medianamente compactos y también presentan gravas de 2" a 5" aproximadamente en un 25 %.

En la progresiva 1+580 de canal proyectado de riego Ibias, el suelo está conformado por material orgánico. Luego está conformado por arenas limosas de color beige oscuro, relativamente húmedos, estos suelos se encuentran medianamente compactos.

En la progresiva 2+580 de canal proyectado de riego Ibias, el suelo está conformada, por material orgánico. Luego está conformado por gravas limosas de baja plasticidad de gris claro, relativamente húmedos, los cuales presentan gravas de 2" a 5" aproximadamente en un 30%, estos suelos se encuentran medianamente compactos.

En la progresiva 3+600 de canal proyectado de riego Ibias, el suelo está conformado por cobertura vegetal, boloneras, etc. Luego está conformado por gravas limosas de color gris oscuro, relativamente húmedos, estos suelos se encuentran medianamente compactos.

En la progresiva 4+180 de canal proyectado de riego Ibias, el suelo está conformado por arenas limosas de color gris claro, relativamente secos, estos suelos se encuentran medianamente compactos.

En la progresiva 6+700 de canal proyectado de riego Ibias, el suelo está conformado por material orgánico con presencia de raíces. Luego está conformado por arenas limosas de color gris claro, relativamente secos, estos suelos se encuentran medianamente compactos, con presencia de gravas de 3" a 5" aproximadamente en un 10 %.

3.1.9. Recurso hídrico

El distrito de Ocros, cuenta con recursos hídricos como el río Pampas el cual recorre la gran parte baja del distrito y por otro lado el río Ccaccamarca y muchos riachuelos que recorren gran parte del distrito y sus anexos.

Los afluentes del río Ocros son:

- Quebrada Yauricucho

- Riachuelo Yanamachay
- Riachuelo Mayura
- Riachuelo Palcca
- Quebrada Tatama

La subcuenca Ocros tiene un área de drenaje de 24.46 km^2 , desemboca en el río Pampas.

3.2. MATERIALES Y EQUIPOS

- Estación total
- Nivel de ingeniero
- GPS
- Wincha
- Prismas
- Trípodes
- Cámara digital
- Calculadoras
- Libreta de campo
- Hojas y lapiceros
- Carta nacional

3.2.1 Materiales de escritorio

- 01 Computadora

- Papelería

- 01 Plotter HP Desing Jet 800 (impresión de planos)

- Impresora HP

3.3. METODOLOGÍA

El método a seguir en el presente trabajo se basa en la investigación bibliográfica y de campo. Las etapas de este método son las siguientes.

3.3.1. Los componentes del parámetro físico y visual

- Levantamiento topográfico del sistema hidráulico que comprende desde la bocatoma, conducción (implementación de canal), y ubicación de obras de arte.

- Toma de fotografías, identificación de la captación y obras de arte construidos sin ninguna instrucción técnica asimismo con vida útil pasado y sequias con los que cuenta la zona en estudio.

- Determinación del caudal de oferta y demanda.

- Diseño de bocatoma, desarenador, sistema de conducción (canal y obras de arte), distribución (tomas laterales).

3.3.2. Los componentes del parámetro de diseño

- Levantamiento topográfico (planimetría y altimetría): se realizó con estación total para elaborar los planos y perfiles correspondientes, y sirvió para calcular la planimetría y altimetría

contando para ello con recursos informáticos, como programas de AutoCAD, Civil3D y hojas de cálculo Microsoft Excel.

- Caudal ofertado por el río Ocos, el cual sirvió para el diseño de la bocatoma y desarenador, el cual sirvió para definir los parámetros de esta misma.

- Caudal demandado por las áreas de cultivo con riego y áreas, por incorporar bajo riego, esto nos sirvió para el diseño del sistema de conducción (canal y obras de arte), distribución (toma lateral).

- Fisiografía del área de influencia.

3.4. FASE DE CAMPO

- Reconocimiento de terreno, se realizó con la finalidad de ubicar y determinar la bocatoma, desarenador, sistema de conducción (canal y obras de arte), distribución (toma lateral). vías de acceso, y el método de levantamiento topográfico.

- Levantamiento topográfico, se realizó con el método de radiación, establecimiento BMs con estacas de fierro a cada 500 m, llevando un control planimétrico y altimétrico desde la fuente de agua hasta a zona de áreas de cultivo con riego y áreas por incorporar bajo riego, el cual permitió ubicar y diseñar las tomas laterales para estos mismos.

3.5. FASE DE GABINETE

Estudio topográfico, se procedió a exportar los datos de la estación total a la computadora para obtener los puntos, con esto interpolar los puntos para el trazo de las curvas de nivel, luego dibujar los planos con ayuda del software, y con los datos de la libreta de topográfica se realizó

los cálculos altímetros con una serie de fórmulas matemáticas; con ello se procedió al dibujo del plano topográfico a una escala determinada el cual se determinó el tamaño del área del terreno para el proyecto, áreas de cultivo con riego y áreas por incorporar bajo riego, pendiente topográfica, linderos, ubicación de la fuente de agua y diferentes estructuras del proyecto.

3.6. HIDROLOGÍA DE LA SUBCUENCA

3.6.1. Generación de caudales mensuales mediante el método NRECA (National Rural Electric Cooperative Association)

El método utiliza los datos de precipitación y evapotranspiración potencial mensual. Además, define tres parámetros que caracterizan la subcuenca en estudio: Nominal, Psub y GWF.

Nominal. Es un índice de la capacidad que tiene el terreno para almacenar agua. Si la cantidad de agua almacenada es igual a Nominal entonces, la mitad de la diferencia entre la precipitación y la evapotranspiración real (ETR) o balance de agua, se moverá en forma de escurrimiento directo y subterráneo. Se expresa en (*mm*).

Psub. Es la fracción del escurrimiento que se mueve como flujo subterráneo. Los terrenos poco permeables tienen mayor escurrimiento superficial y, por lo tanto, presentan mayores variaciones estacionales en el caudal de los ríos. Por el contrario, los terrenos con alta capacidad de infiltración tienen caudales más uniformes a lo largo del año.

GWF. Es la fracción del volumen total de agua almacenada en el subsuelo que llegará al río durante el mes en estudio.

3.6.1.1. Estimación de parámetros

Estimación del valor Nominal

$$\text{Nominal} = (100 + C1 \times Pm) \cdot C2$$

Donde:

C1 : Constante empírica, para la zona 0.22

Pm : 960 mm (Información meteorológica)

C2 : Constante para el tipo de vegetación 0.75

Nominal = 233.4

Psub = 0.60 promedio

GWF = 0.5

3.6.1.2. Cálculo del escurrimiento mensual

Asumiendo condiciones iniciales del nivel de humedad en el suelo (HS) y en el sub suelo (Hsub)

HS = 0.10 x Nominal

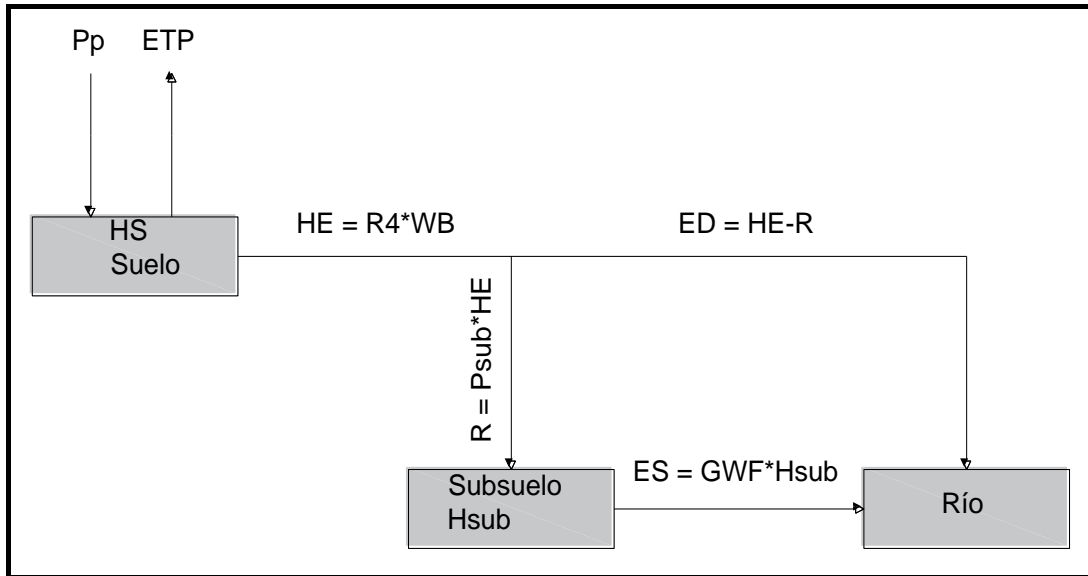
HS = 23.34

Hsub = 0.05 x Nominal

$$H_{sub} = 11.67$$

Figura 3.1.

Modelo conceptual para la generación de caudales mensuales.



3.6.1.3. Secuencia de cálculos

- Asignar valores a las condiciones iniciales del terreno: H_S , H_{sub} .
- Ingresar datos mes a mes: de precipitación (P) y ETP
- Calcular el balance de agua para el mes en estudio $WB = P - ETR$
- Cálculo de $R4 = 1 - (0.5(2-R1))^2$
- Calcular el valor de la humedad en exceso $HE = R4 \times WB$
- Calcular el cambio en el nivel de humedad en el suelo $\Delta H_S = WB - HE$

- Calcular el valor de la humedad almacenada en el sub suelo al final del mes $H_{sub} = H_{sub}(j) + R$
- Calcular la cantidad de agua que se infiltra hacia el subsuelo $E = H_{sub} \times HE$
- Calcular el escurrimiento subterráneo hacia el río $ES = GWF \times H_{sub}$
- Calcular el escurrimiento directo hacia el río $ED = HE - R$
- Calcular la cantidad de agua que se infiltra hacia el sub suelo $R = H_{sub} \times HE$
- Calcular el nuevo valor de la humedad almacenada en el suelo, para el siguiente mes $HS = HS(j) + \Delta HS$
- Calcular el nuevo valor de H_{sub} al inicio del próximo mes $H_{sub} = H_{sub}(j) - ES$.

(Ver tabla 3.2.)

Figura 3.2.

Modelo conceptual para la generación de caudales mensuales.

MES	Pp (mm)	ETP	HS	Hsub(i)/i	R1	$\frac{P}{ETP}$	$\frac{ETR}{ETP}$	ETR	WB	R4	HE	ΔHS	R	Hsub(f)/f	ES	ED	EX	A Km ²	Q m ³ /s	Q	Q
																				(Manat)	(TOTAL)
Enero	160.40	135.72	401.00	128.32	1.25	1.18	1.00	135.72	24.68	0.72	17.74	6.94	10.64	138.96	41.69	7.10	48.78	24.44	0.4600	0.6000	1.0600
Febrero	170.70	117.79	407.94	97.27	1.27	1.45	1.00	117.79	52.91	0.73	38.88	14.03	23.33	120.60	36.18	15.55	51.73	24.44	0.4878	0.0600	0.5478
Marzo	158.10	117.39	421.98	84.42	1.32	1.35	1.00	117.39	40.71	0.77	31.17	9.54	18.70	103.12	30.94	12.47	43.40	24.44	0.4093	0.0600	0.4693
Abril	58.50	110.72	431.52	72.19	1.35	0.53	0.90	99.65	-41.15	0.79	-32.32	8.82	-19.39	52.79	15.84	12.93	28.77	24.44	0.2712	0.0600	0.3312
Mayo	17.30	102.23	440.34	36.95	1.37	0.17	0.75	76.67	-59.37	0.80	-47.69	11.68	-28.61	8.34	2.50	19.08	21.58	24.44	0.2035	0.0600	0.2635
junio	10.20	92.40	452.02	5.84	1.41	0.11	0.25	23.10	-12.90	0.83	-10.65	2.25	-6.39	-0.55	-0.17	4.26	4.09	24.44	0.0386	0.0400	0.0786
Julio	17.90	91.67	454.28	-0.39	1.42	0.20	0.75	68.75	-50.85	0.83	-42.18	8.67	-25.31	-25.69	-7.71	16.87	9.16	24.44	0.0864	0.0400	0.1264
Agosto	27.40	104.12	445.61	-17.99	1.39	0.26	0.72	74.97	-47.57	0.81	-38.69	8.88	-23.21	-41.20	-12.36	15.48	3.12	24.44	0.0294	0.0400	0.0694
Setiembre	32.50	119.74	436.73	-28.84	1.36	0.27	0.80	95.79	-63.29	0.80	-50.39	12.91	-30.23	-59.07	-17.72	20.15	2.43	24.44	0.0229	0.0450	0.0679
Octubre	55.90	141.64	423.82	-41.35	1.32	0.39	0.90	127.48	-71.58	0.77	-55.08	16.49	-33.05	-74.40	-22.32	22.03	-0.29	24.44	-0.0027	0.0450	0.0423
Noviembre	61.30	148.37	407.33	-52.08	1.27	0.41	0.95	140.95	-79.65	0.73	-58.41	21.24	-35.05	-87.13	-26.14	23.37	-2.77	24.44	-0.0261	0.0450	0.1890
Diciembre	434.00	142.53	386.09	-60.99	1.20	3.04	1.00	142.53	291.47	0.68	199.02	92.45	119.41	58.42	17.53	79.61	97.13	24.44	0.9159	0.0600	0.9759

Fuente: Elaboración, cálculos obtenidos.

3.6.2. Determinación del caudal máximo

3.6.2.1. Método del hidrograma unitario de Clark

Método expuesto por Clark (1945); se basa el método en la distribución de la superficie de la subcuenca entre líneas isócronas, para computar el volumen de agua caída sobre cada una de las superficies y considerar el retraso producido por el tránsito del agua a lo largo de la subcuenca.

El tránsito en una subcuenca obedece a una relación lineal, entre el volumen almacenado en el depósito y el caudal de salida.

Se esquematiza las fases de cálculo. Para calcular un hidrograma, a partir de precipitaciones:

1. Cálculo de la precipitación neta.
2. Cálculo del hidrograma producido por esa precipitación neta.
3. Tránsito de ese hidrograma a lo largo de un tramo de río aguas abajo.

En este método se mezclan los pasos 2 y 3; calcula los volúmenes de agua recibidos (área x altura de precipitación) y también tiene en cuenta el retardo producido por el necesario desplazamiento de ese volumen de agua desde las partes más alejadas hasta la salida de la subcuenca.

$$S = Q \cdot R \quad (1)$$

Donde:

S : Volumen almacenado

Q : Caudal de salida de un embalse o depósito.

R : Constante de proporcionalidad.

Por otra parte, es evidente que para una Δt (Variación de tiempo) dado, la variación de volumen, viene a ser:

$$\boxed{V_{in} - V_{sa} = \Delta S} \quad (2)$$

Donde:

V_{in} : Volumen de entrada en un Δt

V_{sa} : Volumen que ha salido en el mismo Δt

ΔS : Variación del volumen almacenado en ese Δt

Dividiendo la expresión (2) por Δt resulta el caudal.

$$\boxed{I - Q = \Delta S / \Delta t} \quad (3)$$

Donde:

I : Caudal de entrada medio en ese Δt

Q : Caudal de salida medio en este Δt

Los caudales medios de entrada (I) y de salida (Q) a lo largo del intervalo Δt , podemos considerarlos como la media de los caudales en los extremos del Δt . I el ΔS es: $S_i - S_{i-1}$.
reemplazando estos valores en (3), resulta.

$$\frac{I_{i-1} + I_i}{2} - \frac{Q_{i-1} + Q_i}{2} = \frac{S_i - S_{i-1}}{\Delta t}$$

E introduciendo aquí el valor de S expresado en (1), resulta:

$$\frac{I_{i-1} + I_i}{2} - \frac{Q_{i-1} + Q_i}{2} = R \frac{Q_i - Q_{i-1}}{\Delta t}$$

Finalmente despejando Q_i , resulta:

$$Q_i = \frac{I_{i-1} + I_i}{2} \cdot c + Q_{i-1} \cdot (1 - c)$$

Donde:

$$c = \frac{2 \cdot \Delta t}{2R + \Delta t}$$

Donde:

I_{i-1}, I_i : Caudal de entrada en tiempos, t_{i-1}, t_i

Q_{i-1}, Q_i : Caudal de salida en tiempos, t_{i-1}, t_i

Δt : Incremento de tiempo entre los tiempos t_{i-1}, t_i

R : Coeficiente de almacenamiento del depósito o embalse

SUBCUENCA DEL RÍO OCROS

3.6.2.2. Cálculo del tiempo de concentración

Longitud del río = 5.85 km.

Área de la subcuenca = 24.46 km²

Por Kirpich

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

Donde:

t_c : Tiempo de concentración en horas

L : Longitud del río principal en *km*. (5.850 *km*)

H : Diferencia de alturas entre la cota más alta y el punto de aforo (0.975 *km*).

Como resultado tenemos:

$t_c = 0.5155$ horas.

Calculando para cada cinco minutos, o sea en seis intervalos. Subdividimos la longitud de la subcuena en seis partes y determinamos el área de cada uno.

Tabla 3.3.

Las áreas respectivas de la subcuena corresponden a:

Orden	Tc (horas)	Área (km ²)	Volumen (m ³)		Caudal (m ³ /s)	
			Pp neta = 1mm	Pp neta = 1mm	Pp neta = 1mm	Pp neta = 1mm
1	0.0859	5.10	5,100.00		16.4888	
2	0.1718	8.41	8,410.00		27.1904	
3	0.2578	3.66	3,660.00		11.8332	
4	0.3437	3.84	3,840.00		12.4151	
5	0.4296	1.24	1,290.00		4.1707	
6	0.5155	2.16	2,160.00		6.98350	

Fuente: elaboración, cálculos obtenidos.

3.6.2.3. Coeficiente de almacenamiento o retardo de la subcuenca

La mayor dificultad de este procedimiento es que se necesita un coeficiente de almacenamiento “R” en horas, que representa el retardo que la subcuenca impone a la escorrentía superficial para desplazarse. Puede calcularse disponiendo de un hidrograma real de esa subcuenca o evaluarse de algún modo. Algunos autores suponen que es similar al tiempo de retardo, o que es una fracción del tiempo de concentración, multiplicándose éste por un factor de 0.75.

$$R = 0.31$$

$$\Delta t = 0.086 \text{ horas.}$$

$$c = 0.24$$

$$t_r = 0.30 \text{ horas}$$

Cálculo del tránsito de avenidas.

$$Q_i = \frac{I_{i-1} + I_i}{2} \cdot c + Q_{i-1} \cdot (1 - c)$$

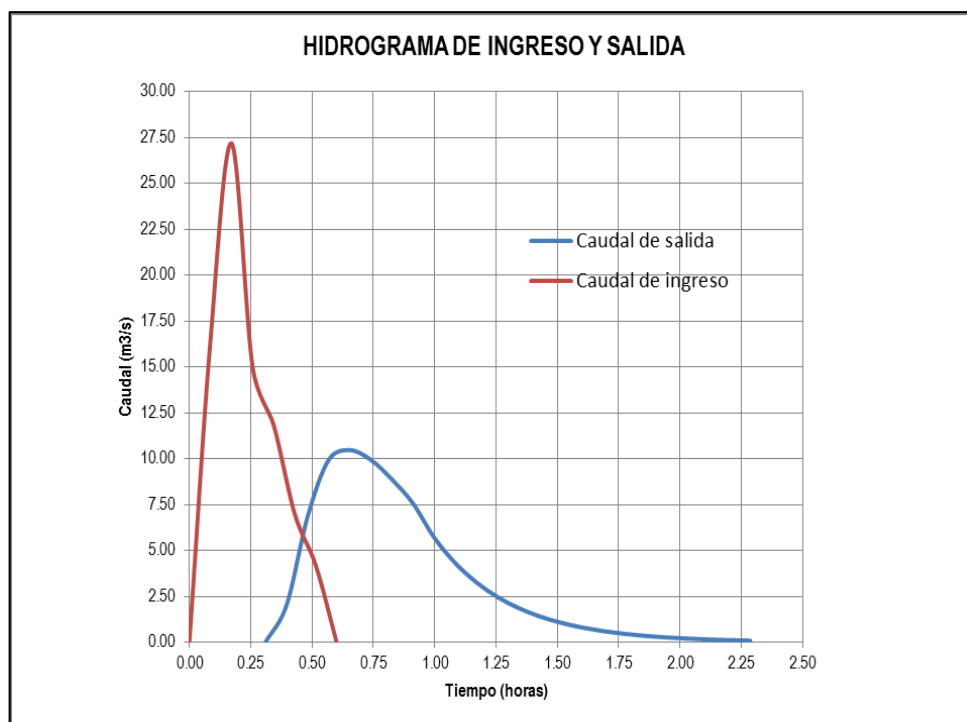
Tabla 3.4:*Datos para el hidrograma unitario de ingreso y salida*

<i>t (horas)</i>	<i>Qs (l)</i>	<i>Qi (l)</i>	<i>Qi(2)</i>	<i>c</i>
0.31	0.00	0.00	0.00	0.24
0.40	2.01	16.46	0.00	0.24
0.48	6.85	16.49	27.19	0.24
0.57	9.94	27.19	11.83	0.24
0.65	10.47	11.83	12.42	0.24
0.74	9.94	12.42	4.17	0.24
0.83	8.87	4.17	6.98	0.24
0.91	7.56	6.98	0.00	0.24
1.00	5.72	0.00	0.00	0.24
1.08	4.32	0.00	0.00	0.24
1.17	3.27	0.00	0.00	0.24
1.26	2.47	0.00	0.00	0.24
1.34	1.87	0.00	0.00	0.24
1.43	1.41	0.00	0.00	0.24
1.51	1.07	0.00	0.00	0.24
1.60	0.81	0.00	0.00	0.24
1.68	0.61	0.00	0.00	0.24
1.77	0.46	0.00	0.00	0.24
1.86	0.35	0.00	0.00	0.24
1.94	0.26	0.00	0.00	0.24
2.03	0.20	0.00	0.00	0.24
2.11	0.15	0.00	0.00	0.24
2.20	0.11	0.00	0.00	0.24
2.29	0.09	0.00	0.00	0.24

Fuente: elaboración, cálculos obtenidos.

Figura 3.2.

Hidrograma unitario de ingreso y salida.



El caudal de diseño máximo de la captación es de $10.47 \text{ m}^3/\text{s}$.

3.6.3. Usos y demanda de agua

3.6.3.1. Usos y demanda de agua de la fuente del río Ocros

Antes de la formulación del presente trabajo de tesis, las localidades Ocros, Puncos, Arccac e Ibias contaban con la oferta hídrica superficial de las quebradas de Yauricucho, Yanamachay, Mayura, Palleca y Tatama, adicionalmente contaban con canales de tierra en mal estado para riego tradicional. En la actualidad la fuente del río Ocros ya están siendo utilizadas. Razón a ello se elabora el presente trabajo de tesis, con la finalidad de determinar la cantidad de hectáreas a irrigar

con el sistema propuesto y la oferta hídrica de la fuente mencionada. La disponibilidad hídrica superficial con fines agrarios fue estimada para el proyecto: "Construcción del Canal de Irrigación Ibias", a favor de las 380 hectáreas proyectadas por irrigar, con un volumen anual acumulado de 11.086 Hm³ en la quebrada del río Ocos.

3.6.3.2. Población beneficiaria

La población de todo el distrito de Ocos, alcanza la cifra de unos 5,853 habitantes, siendo 1015 la población urbana y 4838 la población rural (Fuente: población censada el 2007 - INEI), las localidades beneficiarias con este canal de irrigación son cuatro localidades Ocos, Puncos, Arccac e Ibias, estas localidades están ubicados muy cerca uno del otro, haciendo un total de 140 familias.

3.6.4. Demanda hídrica

3.6.4.1. Situación de la demanda hídrica sin proyecto

La cédula de cultivo sin proyecto está compuesta por cultivos transitorios cultivados en el área de influencia del proyecto como son: papa, frijol, maíz choclo, haba, cebada, trigo, olluco, arveja g.v., ajo, frutales, hortalizas. Como cultivo permanente tienen la alfalfa.

3.6.4.2. Cédula de cultivos

Teniendo como base la información obtenida del trabajo de campo en el ámbito de las localidades de Ocos, Puncos, Arccac e Ibias, el análisis edafológico y el perfil denominado "Construcción del Canal de Irrigación Ibias", distrito de Ocos, provincia de Huamanga, región Ayacucho.

Tabla 3.5:

Cédula y calendario de cultivo sin proyecto.

Cedula de Cultivo																					
Ingrese por cada mes Kc y modalidad de cultivo (base "B", de rotación "R") correspondientes.																					
CULTIVOS BASE	ÁREA		FECHA PROM. SIEMBRA	PERIODO (días)	Modalidad de cultivo												CULTIVOS DE ROTACIÓN	ÁREA		FECHA PROM. SIEMBRA	PERIODO (días)
	Ha	%			Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Agos	Set	Oct	Nov	Dic		Ha	%		
1 Papa	14.90	10.00%	Octubre	180	B	B	B	B	R	R	R	R	R		B	B	Frijol	2.00	18.18%	Junio	150
2 Maíz choclo	96.85	65.00%	Octubre	150	B	B	R	R	R	R					B	B	Haba	3.00	27.27%	Marzo	120
3 Alfalfa	8.94	6.00%	Agosto	365	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	-	-	-	-	-
4 Cebada	2.98	2.00%	Noviembre	150	B	B	B								B	B	-	-	-	-	-
5 Trigo	5.96	4.00%	Diciembre	150	B	B	B	B	R	R	R	R	R	R		B	Olluco	3.00	27.27%	Mayo	180
6 Areveja	7.45	5.00%	Agosto	150	R	R	R	R	R	R			B	B	B	B	Ajo	3.00	27.27%	Enero	180
7 Frutales	2.98	2.00%	Agosto	360	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	-	-	-	-	-
8 Hortalizas	8.94	6.00%	Agosto	160	B	B	B								B	B	-	-	-	-	-
Cultivado (ha)	149.0	100%			149	149	149	137	137	137	33	40	40	131	143	149	11.0	100%			

Fuente: Elaboración, según información recabada en el trabajo de campo

3.6.4.3. Coeficiente de cultivo

Para el cálculo de la demanda hídrica, primero determinaremos el coeficiente de cultivo teniendo en cuenta la etapa de crecimiento de cada cultivo, en la tabla N° 3.6 se presentan los resultados.

Tabla 3.6.

Coeficiente de la cédula de cultivo con proyecto.

Cedula de Cultivo																						
Ingrese por cada mes Kc y modalidad de cultivo correspondientes.																						
CULTIVOS BASE	ÁREA		Fecha prom. Siembra	PERIODO (días)	Kc de los cultivos												CULTIVOS DE ROTACIÓN	ÁREA		Fecha prom. Siembra	PERIODO (días)	
	Ha	%			Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Agos	Set	Oct	Nov	Dic		Ha	%			
1 Alcachofa	152.0	40.00%	Octubre	150	0.90	0.82		0.50	0.67	0.90	0.90	0.82		0.50	0.67	0.90	Alcachofa	20	28.57%	Abril	150	
2 Papa	38.0	10.00%	Diciembre	180	0.63	1.02	1.05	1.05	0.87	0.50	0.67	1.05	1.05	0.96		0.50	Frijol	10	14.29%	Junio	150	
3 Maíz choclo	121.6	32.00%	Noviembre	150	0.84	1.15	1.15	1.10				0.30	0.90	1.10	0.82	0.60	Haba	10	14.29%	Agosto	120	
4 Alfalfa	11.4	3.00%	Annual	3 cortes (120)	0.83	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.95	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	-	-	-	-	-	
5 Cebada	7.6	2.00%	Agosto	150	0.34	1.10	1.15	1.15	0.58			0.50	0.67	0.90	0.90	0.82	Alcachofa	10	14.29%	Enero	150	
6 Trigo	11.4	3.00%	Diciembre	180	0.68	1.10	1.15	1.15	0.58	0.50	0.63	1.00	1.05	1.05	0.87	0.30	Papa	10	14.29%	Mayo	180	
7 Areveja	15.2	4.00%	Agosto	150	0.50	0.66	0.92	1.00	1.00	0.83		0.50	0.74	1.10	1.10	1.00	Ajo	10	14.29%	Febrero	180	
8 Frutales	7.6	2.00%	Annual	365	0.81	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.91	0.85	0.60	0.60	0.67	-	-	-	-	-
9 Hortalizas	15.2	4.00%	Enero	160	0.70	0.80	1.05	1.05	1.05	1.00							-	-	-	-	-	
Cultivado (ha)	380.0	100%			380	380	228	380	258	251	220	365	213	365	327	365	70.0	100%				

Fuente: elaboración, cálculos obtenidos.

3.6.4.4. Calendario agrícola

En el distrito de Ocros, se tienen cultivos transitorios y permanentes, es por eso que recurso hídrico tendrá que ser distribuido en todo el año y por horas establecidas.

Tabla 3.7.

Cédula y calendario de cultivo con proyecto.

Cedula de Cultivo
Ingrese por cada mes Kc y modalidad de cultivo (Campaña grande "CG", Campaña chica "CC") correspondientes.

CULTIVOS BASE	ÁREA		Fecha prom. Siembra	PERIODO (días)	Modalidad de cultivo												CULTIVOS DE ROTACIÓN	ÁREA		Fecha prom. Siembra	PERIODO (días)
	Ha	%			Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Agos	Set	Oct	Nov	Dic		Ha	%		
1 Alcachofa	152.00	40.00%	Octubre	150	CG	CG		CC	CC	CC	CC	CC		CG	CG	CG	Alcachofa	20	28.57%	Abril	150
2 Papa	38.00	10.00%	Diciembre	180	CG	CG	CG	GC	CG	CC	CC	CC	CC	CC		GC	Frijol	10	14.29%	Junio	150
3 Maíz choclo	121.60	32.00%	Noviembre	150	CG	CG	CG	CG					CC	CC	CC	CC	Haba	10	14.29%	Agosto	120
4 Alfalfa	11.40	3.00%	Anual	3 cortes (120)	CG	CG	CG	CG	CG	CG	CG	CG	CG	CG	CG	CG	-	-	-	-	-
5 Cebada	7.60	2.00%	Agosto	150	CC	CC	CC	CC	CC				CG	CG	CG	CG	Alcachofa	10	14.29%	Enero	150
6 Trigo	11.40	3.00%	Diciembre	180	CG	CG	CG	CG	CG	CC	CC	CC	CC	CC	CC	CG	Papa	10	14.29%	Mayo	180
7 Areveja	15.20	4.00%	Agosto	150	CC	CC	CC	CC	CC	CC			CG	CG	CG	CG	Ajo	10	14.29%	Febrero	180
8 Frutales	7.60	2.00%	Anual	365	CG	CG	CG	CG	CG	CG	CG	CG	CG	CG	CG	CG	-	-	-	-	-
9 Hortalizas	15.20	4.00%	Enero	160	CG	CG	CG	CG	CG	CG							-	-	-	-	-
Cultivado (ha)	380.0	100%			380	380	228	380	258	251	220	365	213	365	327	365	70.0	100%			

Fuente: Elaboración, según información recabada en el trabajo de campo

3.6.4.5. Área beneficiaria propuestos

Para determinar la demanda de agua es necesario plantear primero la cédula de cultivos, sin proyecto y con proyecto. Los cultivos más representativos considerados y que marcan una diferencia sustancial en cuanto a su manejo y eficiencia económica, son las que han determinado la representación de la cédula de cultivos del proyecto, en este sentido se eligieron aquellos que con mayor frecuencia se siembran en el lugar.

Tabla 3.8.*Áreas de los cultivos sin proyecto*

Cultivo	Área por campaña (Ha)		
	Principal	Rotación	Total
1 Papa/ Frijol	14.90	2.00	16.90
2 Maíz choclo/Haba	96.85	3.00	99.85
3 Alfalfa	8.94	0.00	8.94
4 Cebada	2.98	0.00	2.98
5 Trigo/Olluco	5.96	3.00	8.96
6 Arveja/Ajo	7.45	3.00	10.45
7 Frutales	2.98	0.00	2.98
8 Hortalizas	8.94	0.00	8.94
TOTAL	149.00	11.00	160.00

Fuente: Elaboración, según información recabada en el trabajo de campo

Tabla 3.9.*Áreas de los cultivos con proyecto*

Cultivo	Área por campaña (Ha)		
	Principal	Rotación	Total
1 Alcachofa/Alcachofa	152.00	20.00	172.00
2 Papa/ Frijol	38.00	10.00	48.00
3 Maíz choclo/Haba	121.60	10.00	131.60
4 Alfalfa	11.40	0.00	11.40
5 Cebada/ Alcachofa	7.60	0.00	7.60
6 Trigo/Papa	11.40	10.00	21.40
7 Arveja/Ajo	15.20	10.00	25.20
8 Frutales	7.60	10.00	17.60
9 Hortalizas	15.20	0.00	15.20
TOTAL	380.00	70.00	450.00

Fuente: Elaboración, según información recabada en el trabajo de campo

La cédula de cultivos abarca una extensión de 380 *has*, que serán distribuidos entre los diferentes cultivos a desarrollarse; tales como alcachofa, papa, frijol, maíz choclo, haba, alfalfa, cebada, trigo, arveja, ajo, frutales y hortalizas.

3.6.4.6. Demanda de agua para los cultivos

Se realizó el análisis considerando los cultivos, el calendario de cultivo y los factores meteorológicos, todos los cálculos se muestran en la sección del anexo N° 02.

$$D_b = \frac{10 * A * (ET_o * K_c * Pp_e)}{E_r}$$

Donde:

D_b : Demanda bruta m^3/ha

A : Área cultivada en *has*

ET_o : Evapotranspiración potencial mm/mes

K_c : Coeficiente de cultivo

Pp_e : Precipitación efectiva

E_r : Eficiencia de riego

$$Q_{hrs} = \frac{D_b}{d * S * 3600}$$

Donde:

Q_{hrs} : Caudal de diseño m^3/s

$$M_r = \frac{Q_{hrs}}{A} * 1000$$

Donde:

M_r : Modulo de riego $lt/s/ha$

A continuación, se muestra la demanda hídrica para las localidades de Ocros, Puncos, Arccac e Ibias que realizan uso de riego, los cálculos completos se muestran en el anexo N° 02.

Tabla 3.10.

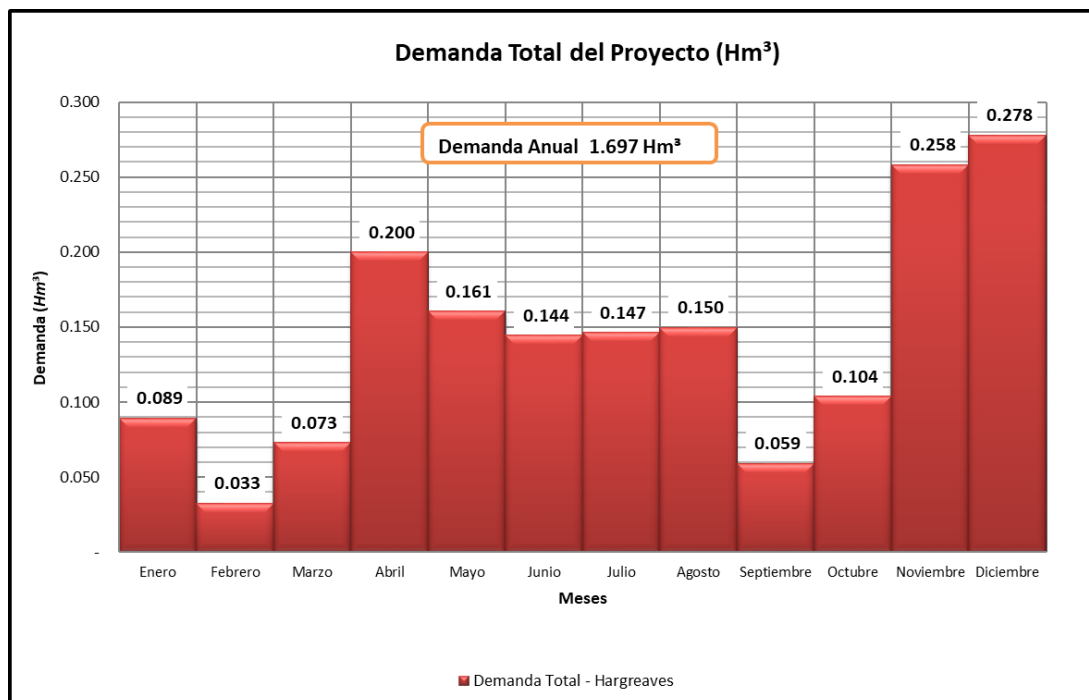
Demanda total de agua de los cultivos, método Hargreaves

Meses del año	Volumen de agua	Demanda de agua
	requerido	requerido
	$H m^3/mes$	lt/s
Enero	0.089	33.408
Febrero	0.033	13.574
Marzo	0.073	27.325
Abril	0.200	77.168
Mayo	0.161	59.974
Junio	0.144	55.728
Julio	0.147	54.705
Agosto	0.105	55.971
Setiembre	0.059	22.887
Octubre	0.104	38.754
Noviembre	0.258	99.684
Diciembre	0.287	103.840

Fuente: elaboración, cálculos obtenidos.

Figura 3.3.

Demanda total del proyecto (Hm³).



3.6.5. Oferta hídrica para año promedio

La oferta del recurso la constituye el recurso hídrico disponible en el río Ocos, que cubre al 100% los requerimientos del área de los cultivos.

En la zona de influencia se tiene recursos hídricos cercanos (ríos; puquiales), se tiene el río Ocos, que conduce un caudal mensual de 0.35 m³/seg en promedio, pero no se cuenta con una adecuada infraestructura de riego, para solucionar el problema; por lo que en la actualidad la única oferta son las precipitaciones pluviales que se presentan en su época, los mismos que generan que las siembras sean en una sola campaña y en limitados terrenos. La oferta con la ejecución del presente proyecto; fue la construcción de una bocatoma, construcción línea de conducción y

distribución del recurso hídrico a los campos agrícolas, de las localidades de Ocros, Puncos, Arccac e Ibias, así garantizando la producción agrícola para 380 *has* en una campaña. La fuente hídrica que oferta agua para satisfacer las demandas de riego de la cedula de cultivos proyectada, es el río Ocros.

Tabla 3.11.

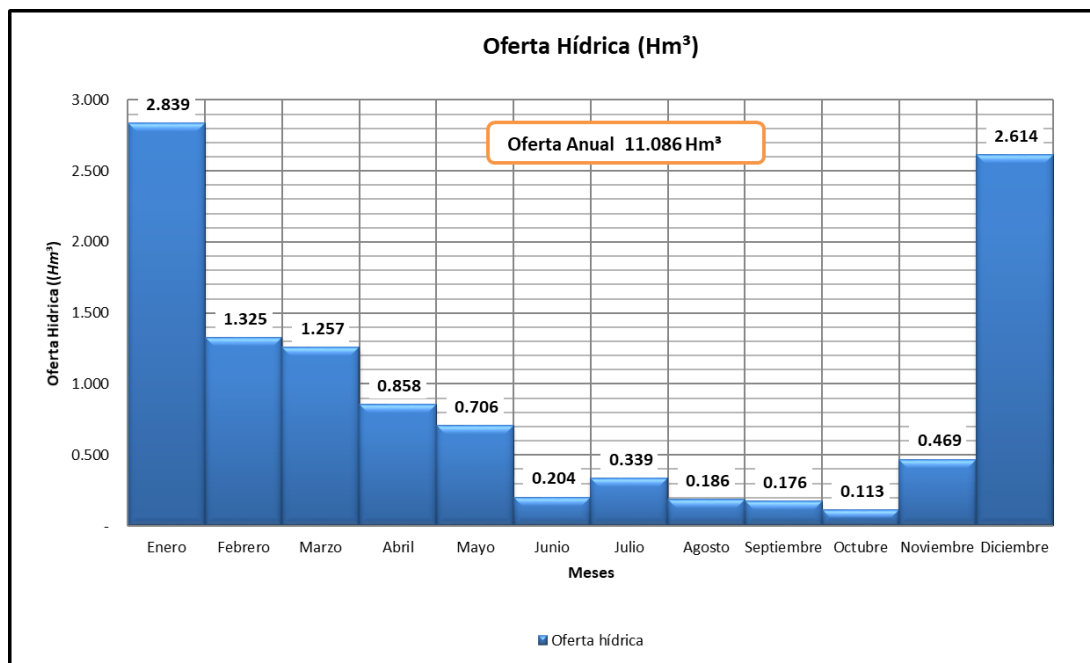
Resumen de la disponibilidad hídrica en m^3/s y Hm^3

Meses del año	Sub cuenca del río Ocros - punto de bocatoma	
	m^3/s	Hm^3
Enero	1.0600	2.8391
Febrero	0.5478	1.3252
Marzo	0.4693	1.2570
Abril	0.3312	0.8585
Mayo	0.2635	0.7058
Junio	0.0786	0.2037
Julio	0.1264	0.3385
Agosto	0.0694	0.1859
Setiembre	0.0679	0.1760
Octubre	0.0423	0.1133
Noviembre	0.1809	0.4899
Diciembre	0.9759	2.6139

Fuente: elaboración, cálculos obtenidos.

Figura 3.4.

Oferta hídrica del río Ocros – punto de bocatoma.



3.6.6. Balance hídrico

Se ha generado las descargas medias mensuales para la sub cuenca del río Ocros – punto de bocatoma, para el periodo 1962 – 2007, a partir de esta información se ha obtenido la disponibilidad hídrica y se ha estimado la demanda hídrica para riego para la situación actual (con proyecto), con esta información fue posible hacer los balances hídricos respectivos para cada situación a fin de establecer la existencia de un superávit o déficit hídrico.

Tabla 3.12.*Balance hídrico del proyecto en caudal lt/s*

Meses del año	Oferta	Demanda	Superavit	Déficit
	<i>lt/s</i>	<i>lt/s</i>	<i>lt/s</i>	<i>lt/s</i>
Enero	1060.0	33.41	1026.59	-
Febrero	547.80	13.57	534.23	-
Marzo	469.30	27.32	441.98	-
Abril	331.20	77.17	254.03	-
Mayo	263.50	59.97	203.53	-
Junio	78.60	55.73	22.87	-
Julio	126.40	54.71	71.69	-
Agosto	69.40	55.97	13.43	-
Setiembre	67.90	22.89	45.01	-
Octubre	42.30	38.75	3.55	-
Noviembre	180.90	99.68	81.22	-
Diciembre	975.90	103.84	872.06	-

Fuente: elaboración, cálculos obtenidos.

La demanda máxima se registra en el mes de diciembre la cual es de 103.84 *lt/seg.*, por tanto, el caudal de diseño considerado es de 100 *lt/seg.*

Tabla 3.13.Balance hídrico del proyecto en volumen Hm^3

Meses del año	Oferta	Demanda	Superavit	Déficit
	Hm^3	Hm^3	Hm^3	Hm^3
Enero	2.8391	0.0895	2.7496	-
Febrero	1.3252	0.0328	1.2924	-
Marzo	1.2570	0.0732	1.1838	-
Abril	0.8585	0.0200	0.8385	-
Mayo	0.7058	0.1606	0.5452	-
Junio	0.2037	0.1445	0.0592	-
Julio	0.3385	0.1465	0.1920	-
Agosto	0.1859	0.1499	0.0360	-
Setiembre	0.1760	0.0593	0.1167	-
Octubre	0.1133	0.1038	0.0095	-
Noviembre	0.4899	0.2584	0.2315	-
Diciembre	2.6139	0.2781	2.3358	-

Fuente: elaboración, cálculos obtenidos.

Figura 3.5.

Balance hídrico – oferta por la sub cuenca del río Ocros – punto de bocatoma y demanda por los cultivos de las zonas.

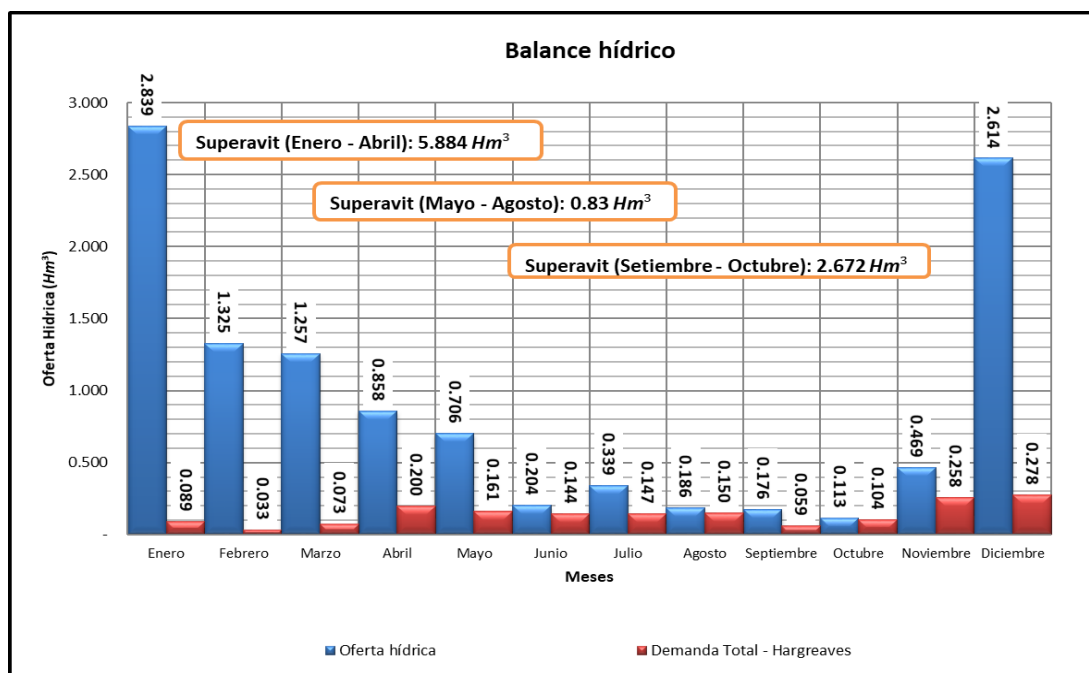
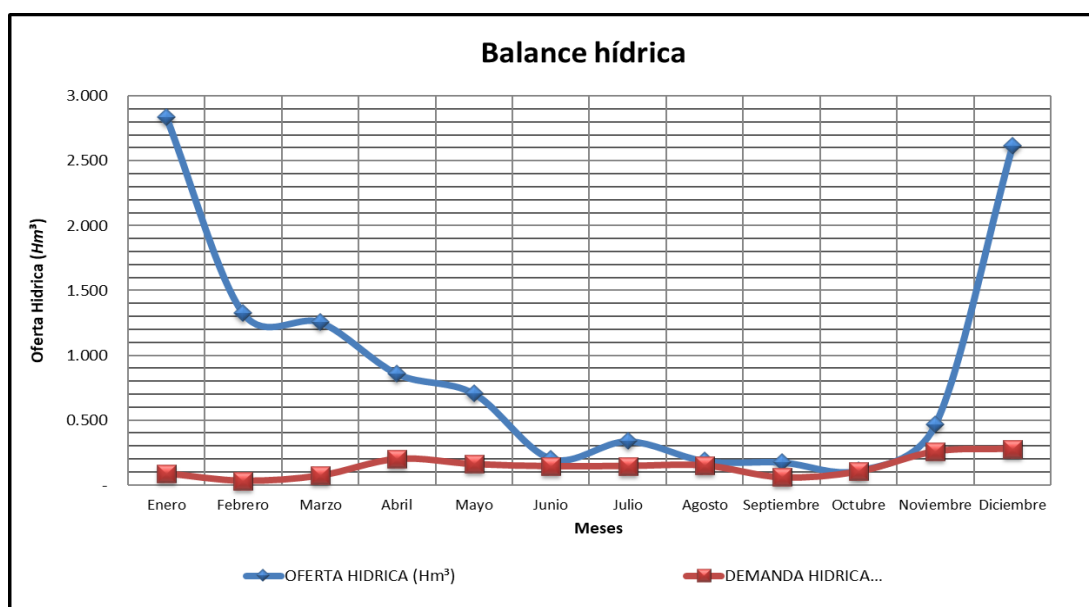


Figura 3.6.

Balance hídrico – superávit.



De acuerdo al balance hídrico, si satisfacen la demanda hídrica de los sectores de riego para la cédula de cultivo planteada; La demanda máxima se registra en el mes de diciembre la cual es de 103.84 *lt/seg.*, por tanto, el caudal de diseño considerado es de 100 *lt/seg.*

3.7. DISEÑO DE BOCATOMA DE CAPTACIÓN TIPO BARRAJE FIJO

Las bocatomas del tipo indicado, constituyen de muros de encauzamiento, construidos en forma paralela al cauce del río, de modo que se canalice con forma geométrica definida, en forma perpendicular a estos dos muros, se construye el barraje, conformado por un muro, de modo que permita desviar el caudal requerido hacia una ventana de captación, favoreciendo a su vez la retención del material de arrastre de diámetros mayores, evitando el ingreso de estos al canal principal. Una captación de esta naturaleza consta de: muros de encauzamiento, barraje fijo, ventana de captación y un colchón hidráulico.

3.7.1. Diseño de barraje fijo

- Ancho del río estable 7.00 *m*
- Pendiente promedio en el río 0.076366
- Tirante en el cauce natural máximo 0.4367 *m*.

Para el diseño de la bocatoma de captación consideramos como si fuese una sección rectangular con pendiente acorde a las exigencias de diseño.

Caudal de diseño 10.50 *m³/s*

3.7.1.1. Cálculo del ancho estable de encauzamiento del río

El ancho estable, se calculó en consideración 5 criterios o métodos: (a) método de Blench, (b) método de Altunin y (c) método de Petit. Todos estos métodos son empíricos y bajo la teoría de régimen estable.

3.7.1.1.1. Por Blench

$$B = 1.8l \sqrt{\frac{Q \cdot F_b}{F_s}}$$

Donde:

B : Ancho estable del río (*m*)

Q : Caudal máximo de diseño ($10.50 \text{ m}^3/\text{s}$)

F_s : Factor de orilla (0.9)

F_b : Factor de fondo (1.0)

$$B = 4.88 \text{ m}$$

3.7.1.1.2. Por Altunin

$$B = a \cdot \frac{Q^{1/2}}{S^{1/2}}$$

Donde:

B : Ancho estable del río (*m*)

Q : Caudal máximo de diseño ($10.50 \text{ m}^3/\text{s}$)

a : Factor de río (1.05)

S : Pendiente del río (0.07634)

$$B = 6.16 \text{ m}$$

3.7.1.1.3. Por Petit

$$B = 2.45 * Q^{1/2}$$

Donde:

B : Ancho estable del río (m)

Q : Caudal máximo de diseño ($10.50 \text{ m}^3/\text{s}$)

$$B = 7.94 \text{ m}$$

Consideramos el promedio aritmético, el cual resulta ser:

$$B = 6.50 \text{ m}$$

3.7.1.2. Cálculo de la sección de cauce revestido

Este cálculo efectuamos valiéndonos de la ecuación de Manning, considerando un canal artificial en el cauce del río.

Coefficiente de rugosidad de Manning 0.018, concreto.

Pendiente 0.002

Luego de los cálculos por Manning.

$$Q_{m\acute{a}x} = \frac{1}{n} \cdot S^{1/2} \cdot A \cdot R^{2/3}$$

$$y = 0.75 \text{ m}$$

$$b = 6.50 \text{ m}$$

$$z = 0$$

$$S = 0.002$$

$$Q = 10.50 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A = 4.875 \text{ m}^2$$

$$P = 8.00 \text{ m}$$

$$R = 0.609 \text{ m}$$

$$V = 2.14 \text{ m/s}$$

$$E = 1.20$$

$$F = 0.77 \text{ flujo sub cr\acute{it}ico}$$

3.7.1.3. C\`alculo de barraje fijo

Para la determinaci3n de la altura del barraje, caudal a derivar y compuerta desripiadora, se toman las siguientes consideraciones:

3.7.1.3.1. Cálculo de la curva de remanso

Los valores a tener en cuenta, tales como la altura de agua sobre el cuerpo del barraje, que se presenta debido a represamiento, es necesario tener en cuenta la longitud aguas arriba del agua necesaria para alcanzar la altura deseada. Para desarrollar utilizaremos el método denominado como integración gráfica. (Ven Te Chow).

Para determinar la altura de agua sobre el barraje, previamente desarrollamos este proceso.

$$Q = 10.50 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$b = 6.50 \text{ m}$$

Por el método de integración directa. La ecuación de flujo gradualmente variado se convierte en

$$\frac{dy}{dx} = S_o \frac{1 - (y_n/y)^N}{1 - (y_c/y)^M}$$

De acuerdo a Chézy, N y M toman el valor de 3. Luego

$$dx = \frac{1}{S_o} * \frac{y^3 - y_c^3}{y^3 - y_n^3} * dy$$

Cálculo del tirante crítico

$$V_c = \sqrt{gD} \text{ m/s}$$

Tabla 3.14.*Características hidráulicas y geométricos de la sección del barraje*

Vc	G	D	A	b	Ac	Yc
(m/s)	(m/s ²)	(m)	(m ²)	(m)	(m ²)	(m)
2.7100	9.8100	0.7500	4.8750	6.5000	3.8508	0.5924

Fuente: elaboración, cálculos obtenidos.

La altura necesaria de la curva de remanso debe de ser 0.5924 m; para desarrollar la interacción dividimos en diez partes la variación de “y” ($\Delta y = 0.0592$)

Tabla 3.15.*Cálculo del perfil del remanso creado por el barraje*

Ax	So	Y	Yc	Yn	ΔY	b	X
88.259	0.02	0.809	0.592	0.750	0.0592	6.500	13.578
56.798	0.02	0.868	0.592	0.750	0.0592	6.500	8.738
46.449	0.02	0.928	0.592	0.750	0.0592	6.500	7.146
41.367	0.02	0.987	0.592	0.750	0.0592	6.500	6.364
38.384	0.02	1.046	0.592	0.750	0.0592	6.500	5.905
36.443	0.02	1.105	0.592	0.750	0.0592	6.500	5.607
35.094	0.02	1.165	0.592	0.750	0.0592	6.500	5.399
34.111	0.02	1.224	0.592	0.750	0.0592	6.500	5.248
33.369	0.02	1.283	0.592	0.750	0.0592	6.500	5.134
32.794	0.02	1.342	0.592	0.750	0.0592	6.500	5.045

Fuente: elaboración, cálculos obtenidos.

Por tanto, la longitud del canal de la captación debe de ser 5.00 m.

3.7.1.3.2. Determinación de la ecuación de CREAGER

De acuerdo al texto Diseño de Presas Pequeñas: United States Department Of The Interior, Bureau Of Reclamation.

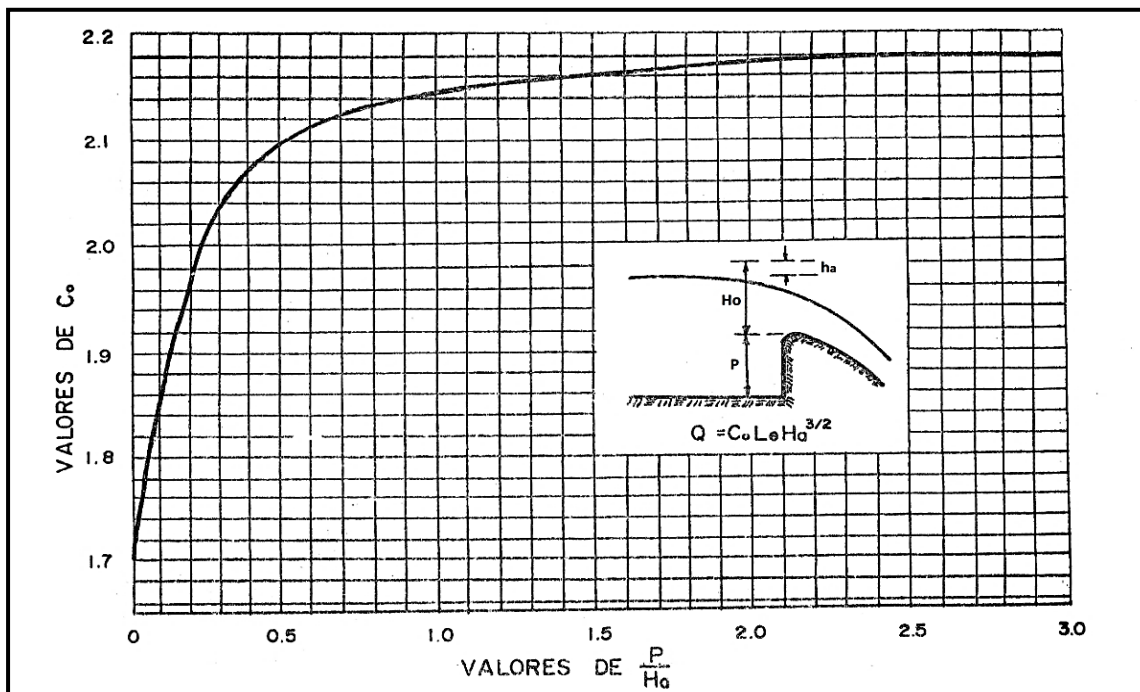
La carga de velocidad es.

$$h_o = \frac{V^2}{2g}$$

$$h_o = \frac{2.14^2}{2 \times 9.81} = 0.23 \text{ m.}$$

Figura 3.7.

Coficiente de descarga (C_o) en función de la altura de barraje (P) y carga hidráulica de agua (H_o).



Fuente: (Bureau of Reclamation, 1987)

Para hacer ingreso en el ábaco contamos con la siguiente información de datos:

$$P = 0.75 \text{ m.}$$

$$H_o = 0.82 \text{ m.}$$

De donde obtenemos:

$$\frac{P}{H_o} = 0.91$$

En el ábaco obtenemos el valor de $C = 2.14$

Con este primer valor verificamos el caudal, con la siguiente ecuación.

$$Q_i = C \cdot L \cdot H_o^{3/2}$$

Donde:

Q_i : Descarga máxima m^3/s

C : Coeficiente de descarga. (Ábaco = 2.14)

L : Longitud efectiva de la cresta (6.50 m).

H_o : Altura total de agua sobre la cresta, considerando la carga de velocidad. Valor que se ha de calcular. (0.82 m.)

$$Q_i = 10.33 \text{ m}^3/s$$

Es aceptable el valor obtenido de modo que ya no requiere más interacciones; puesto que la diferencia de 0.17 consideramos no significativo.

De la ecuación general.

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

Considerando caudal unitario tenemos.

$$q = C \cdot H_o^{3/2}$$

$$q = 2.14 \times 0.82^{3/2}$$

$$q = 1.59 \text{ m}^3/\text{s}.$$

La velocidad unitaria será.

$$V_a = \frac{q}{P + h_o}$$

$$V_a = \frac{1.59}{0.82 + 0.23}$$

$$V_a = 1.51 \text{ m/s}.$$

Para el cálculo de h_a , utilizamos la siguiente expresión.

$$h_a = \frac{Q^2}{2gL^2(P + h_o)^2}$$

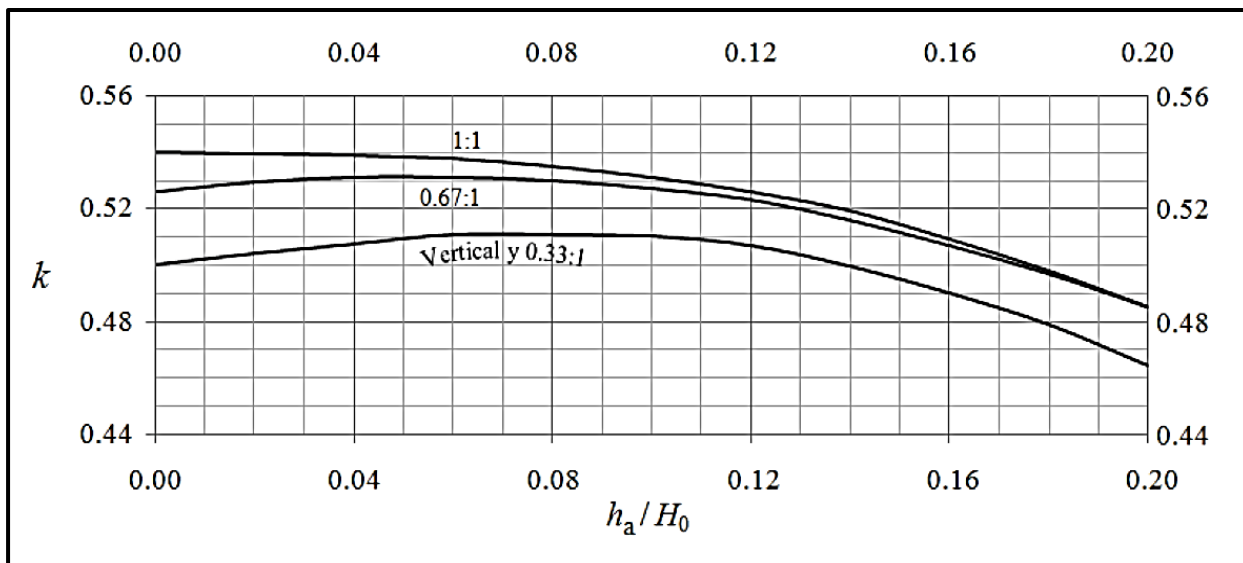
$$h_a = \frac{10.5^2}{2 \cdot 9.81 \cdot 6.5^2 \cdot (0.82 + 0.23)^2}$$

$$h_a = 0.12 \text{ m}$$

Figura 3.9.

Valores de k , constante que depende del talud del paramento de aguas arriba y de la carga de

velocidad de llegada: $h_a = \frac{v^2}{2g}$



Fuente: (Bureau of Reclamation, 1987)

Con la relación entre

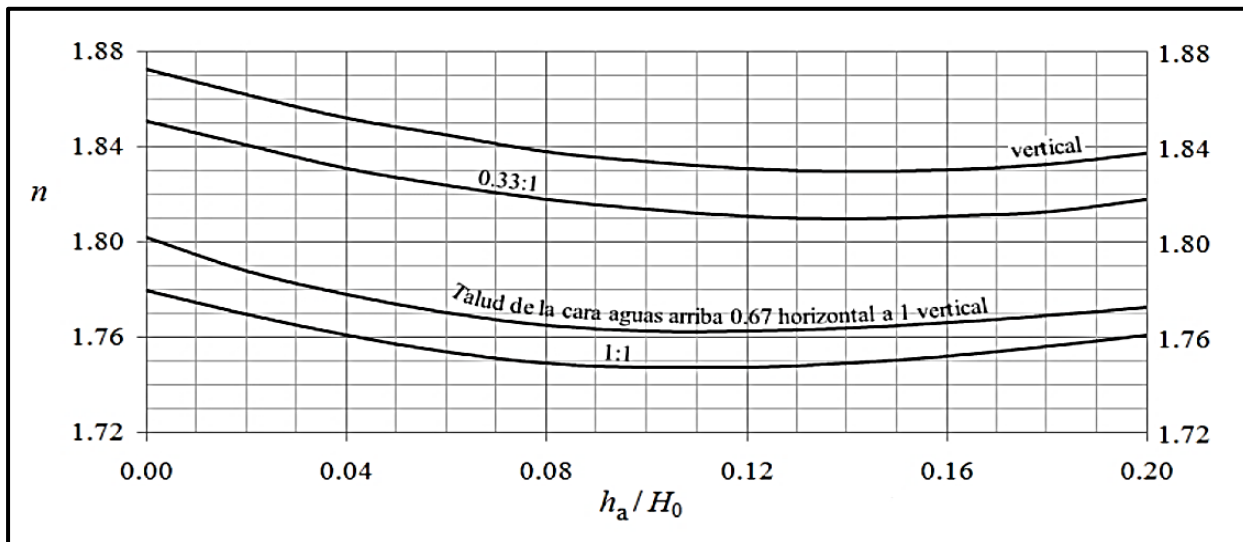
$$\frac{h_a}{H_0} = \frac{0.12}{0.82} = 0.15$$

$$k = 0.50$$

Figura 3.10.

Valores de n , constante que depende del talud del paramento de aguas arriba y de la carga de

velocidad de llegada: $h_a = \frac{v^2}{2g}$



Fuente: (Bureau of Reclamation, 1987)

$$n = 1.83$$

$$\frac{y}{H_0} = -K \cdot \left(\frac{x}{H_0}\right)^n$$

$$\frac{y}{H_0} = -0.50 \left(\frac{x}{H_0}\right)^{1.83}$$

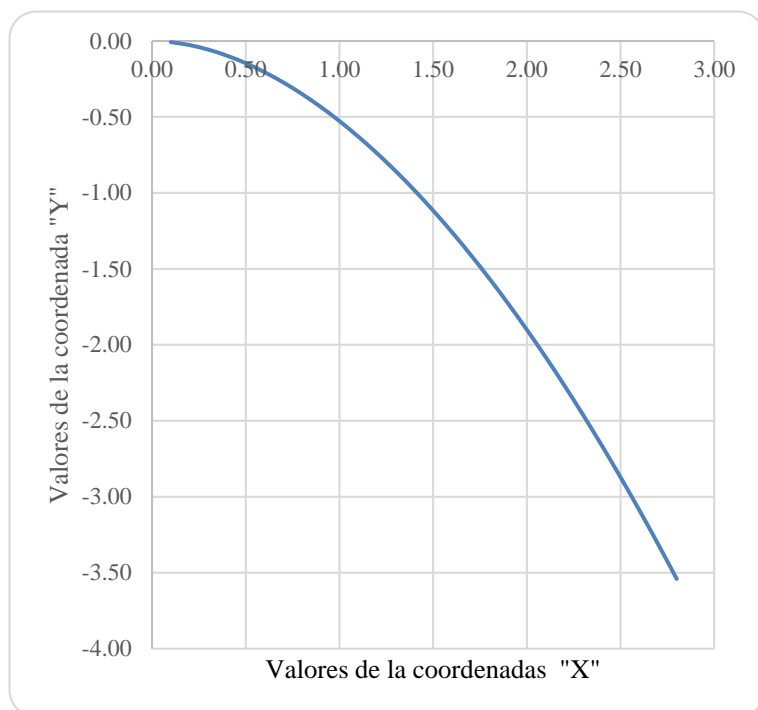
Son los valores de las coordenadas “x” “y”, con las que obtenemos la curva de CREAGER:

Tabla 3.16.*Coordenadas de la curva de CREAGER*

x	y	x	y	x	y	x	y
0.10	-0.01	0.80	-0.35	1.50	-1.09	2.20	-2.17
0.20	-0.03	0.90	-0.43	1.60	-1.22	2.30	-2.35
0.30	-0.06	1.00	-0.53	1.70	-1.37	2.40	-2.54
0.40	-0.10	1.10	-0.62	1.80	-1.51	2.50	-2.73
0.50	-0.15	1.20	-0.73	1.90	-1.67	2.60	-2.93
0.60	-0.21	1.30	-0.84	2.00	-1.83	2.70	-3.14
0.70	-0.28	1.40	-0.96	2.10	-2.00	2.80	-3.35

*Fuente: elaboración propia***Figura 3.11.**

Perfil de la curva de CREAGER



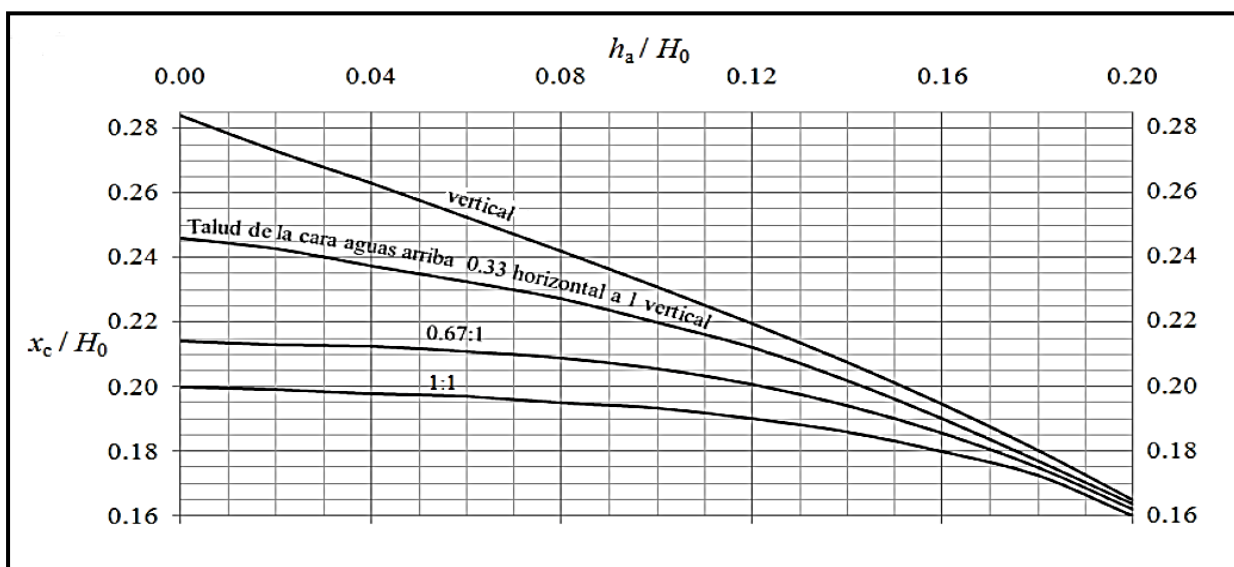
Con la relación entre

$$\frac{x_c}{H_0} = 0.20$$

Figura 3.12.

Relación constante x_c que depende del talud del paramento de aguas arriba y de la carga de

velocidad de llegada: $h_a = \frac{V^2}{2g}$



Fuente: (Bureau of Reclamation, 1987)

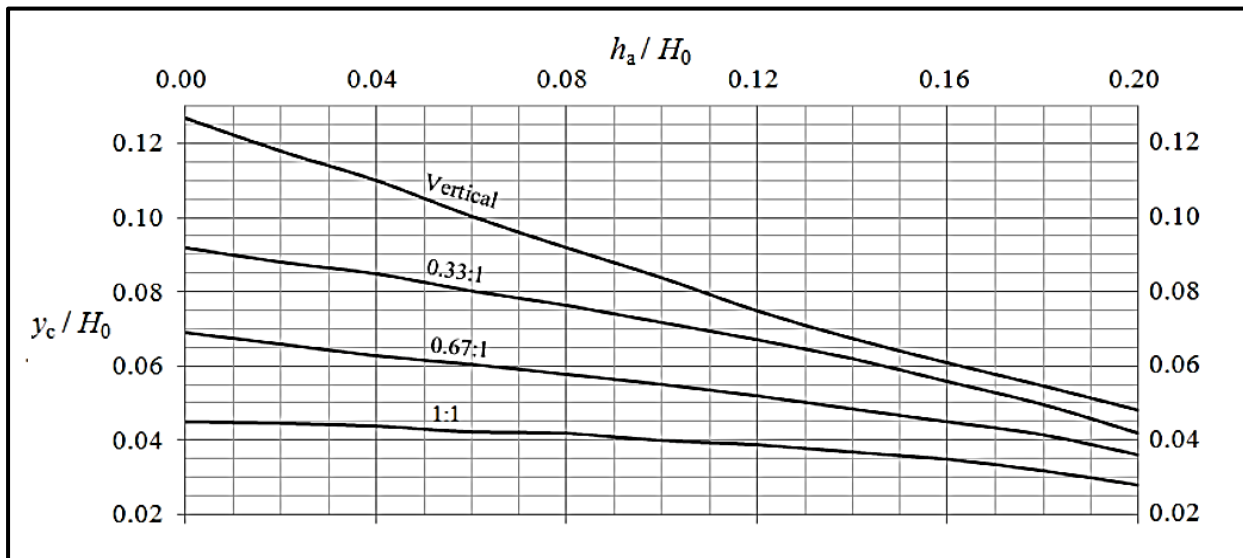
Con la relación entre

$$\frac{Y_c}{H_0} = 0.07$$

Figura 3.13.

Relación constante y_c que depende del talud del paramento de aguas arriba y de la carga de

velocidad de llegada: $h_a = \frac{V^2}{2g}$



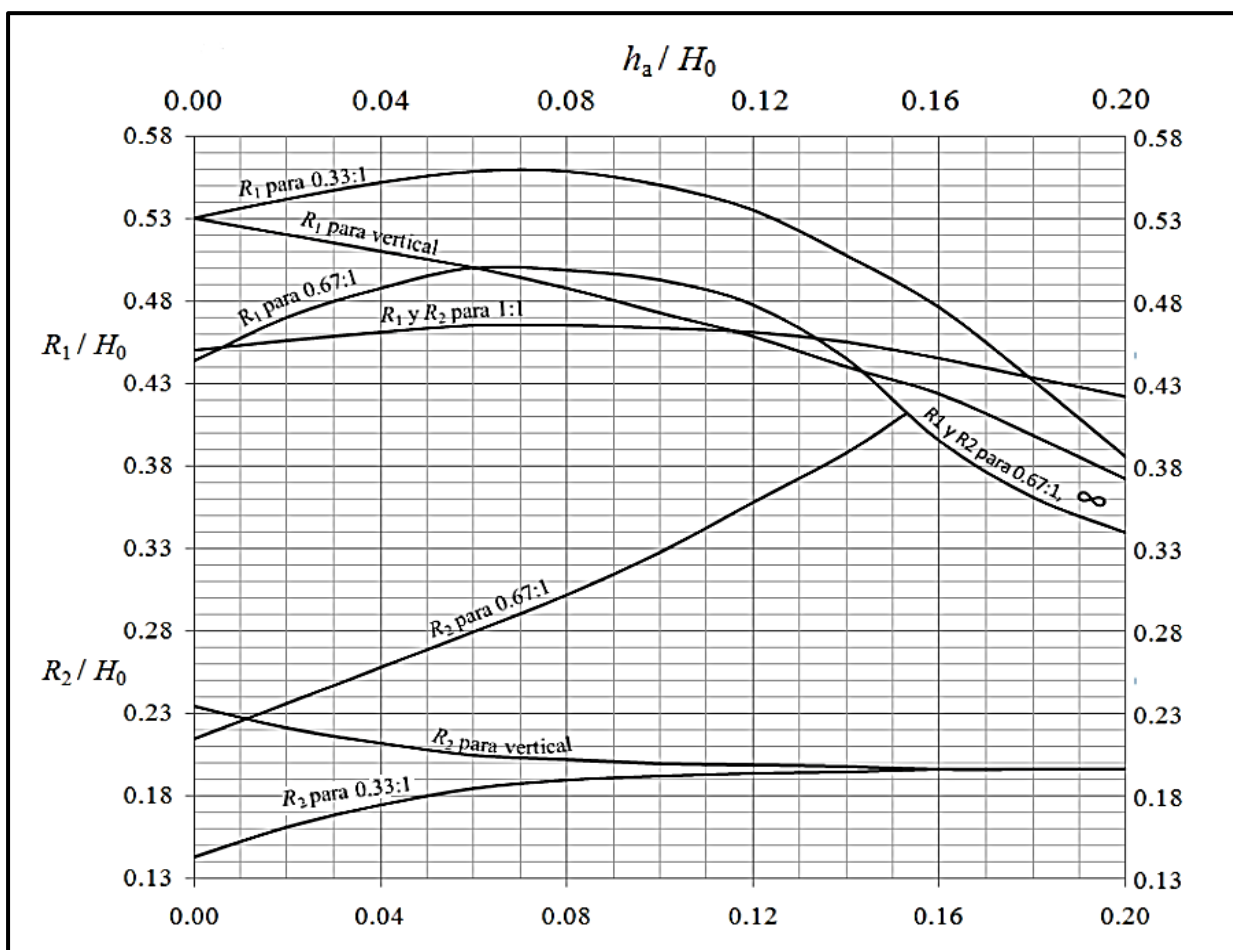
Fuente: (Bureau of Reclamation, 1987)

Cálculo de R_1 y R_2 , para este caso acudimos al ábaco siguiente.

Figura 3.14.

Relaciones constantes R_1 y R_2 que depende del talud del paramento de aguas arriba y de la carga

de velocidad de llegada: $h_a = \frac{v^2}{2g}$



Fuente: (Bureau of Reclamation, 1987)

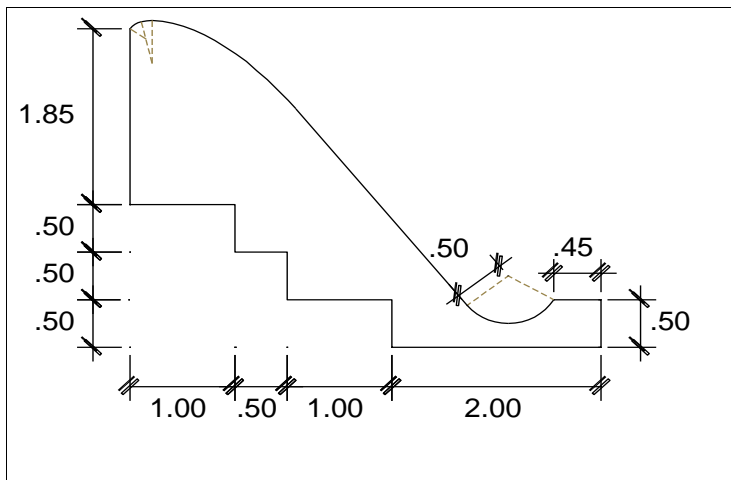
$$\frac{R_1}{H_0} = 0.43$$

$$\frac{R_2}{H_0} = 0.20$$

Con los valores obtenidos, se grafica la sección recomendada del barraje

Figura 3.15.

Sección del barrajes



Estas dimensiones nos permiten realizar las verificaciones de estabilidad y resistencia del barraje indicado.

3.7.1.3.3. Cálculo de estabilidad y fuerzas actuantes

3.7.1.3.3.1. Empuje activo debido a $H_o - F1$

Empuje debido a la altura H_o

$$p = \gamma \cdot H_o$$

Donde:

p : Presión hidrostática (kg/m^2)

γ : Peso específico del agua ($1000 kg/m^3$)

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{1.23^2}{(2*9.81)} = 0.077 \text{ m (Carga de velocidad)}$$

Ho : Altura de agua más carga de velocidad $(0.75 + 0.077)m$

$$p = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.83 \text{ m}$$

$$p = 830 \text{ kg/m}^2$$

Cálculo de la fuerza actuante debido a Ho

$$F_1 = p \cdot A$$

Donde:

F_1 : Fuerza horizontal debido a Ho (kg)

p : Presión debido a Ho (kg/m²).

A : Área de acción (Se considera 1.0 m de ancho por la altura del barraje)

h_1 : Altura de acción, corresponde a la altura total del barraje 3.35 m.

$$F_1 = 830 * 3.35 \text{ kg.}$$

El resultado es:

$$F_1 = 2,781.50 \text{ kg.}$$

Cálculo del momento actuante debido a H_o . Este momento se calcula respecto al punto más bajo de apoyo del barraje, para todos los casos; el valor indicado corresponde a 3.35 m medidos a partir de la cresta del barraje.

$$M_1 = \frac{h_1}{2} \cdot F_1$$

Donde:

M_1 : Momento actuante debido a H_o

$h_{1/2}$: Distancia al punto de equilibrio

F_1 : Fuerza actuante debido a H_o

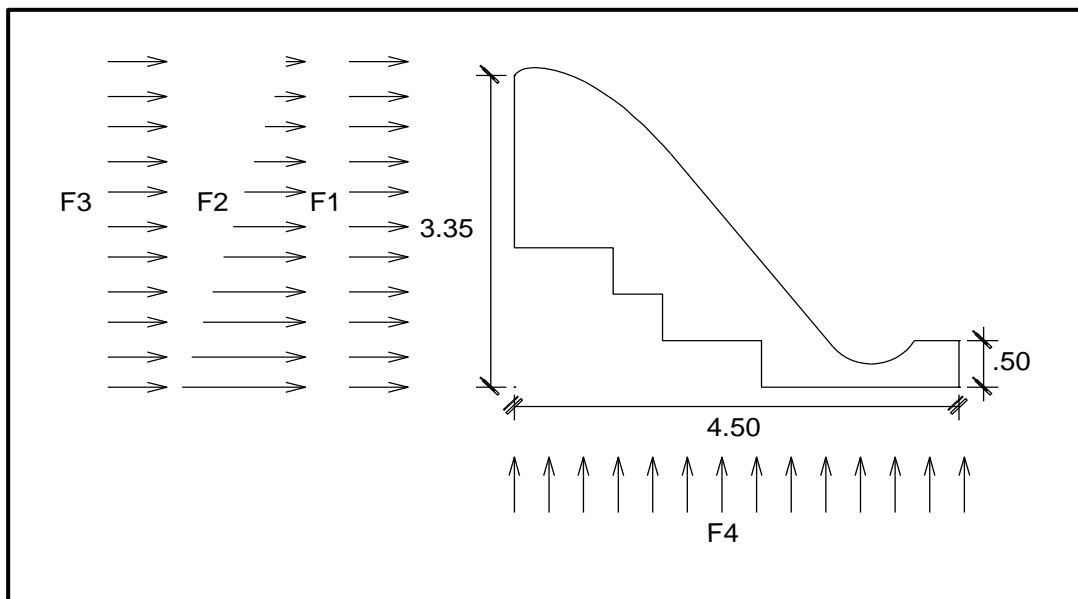
El resultado es:

$$M_1 = \frac{3.35}{2} * 2,781.50 \text{ m-kg.}$$

$$M_1 = 4,657.34 \text{ m-kg.}$$

Figura 3.16.

Fuerzas actuantes en el paramento aguas arriba del barrage.



3.7.1.3.3.2. Empuje activo debido a la altura estática del agua en el barrage – F_2

Cálculo de la fuerza actuante debido a h_2

$$F_2 = \frac{1}{2} \gamma \cdot h_2^2$$

Donde:

F_2 : Fuerza actuante debido a h_2 (kg)

h_2 : Altura en la que actúa el agua en forma estática (3.35 m)

$$F_2 = \frac{1}{2} * 1000 * 3.35^2 \text{ kg}$$

El resultado es:

$$F_2 = 5,611.25 \text{ kg}$$

Cálculo del momento debido a h_2

$$M_2 = \frac{1}{3} h_2 \cdot F_2$$

$$M_2 = \frac{1}{3} * 3.35 * 5,611.25 \text{ m-kg}$$

El resultado es:

$$M_2 = 6,265.90 \text{ m-kg}$$

3.7.1.3.3.3. Empuje activo debido a la cantidad de movimiento o impacto – F3

Cálculo de la fuerza actuante

$$F_3 = m \cdot \frac{dv}{dt}$$

Donde:

F_3 : Fuerza debida a la cantidad de movimiento (*kg*)

m : Masa de agua por metro lineal (*kg. masa*)

dv : Variación de velocidad medidos en el ante canal y en el barraje (*m/seg*)

dt : Variación de tiempo

Si contamos con distancia “x”, por la regla de la cadena

$$F_3 = m \cdot \frac{v dv}{dx}$$

Integrando la ecuación de F3, tenemos:

$$F_3 \int dx = m \int_{v_f}^{v_i} v dv$$

$$v_i = 2.14 \text{ m/s}$$

$$v_f = 2.71 \text{ m/s}$$

$$F_3 = 888.40 \text{ kg}$$

Cálculo del momento actuante generado por la cantidad de movimiento.

$$M_3 = \frac{1}{2} \cdot h_3 \cdot F_3$$

Donde:

M_3 : Momento debido a la cantidad de movimiento

h_3 : Distancia respecto al punto de equilibrio de la velocidad media

F_3 : Fuerza debido a la cantidad de movimiento

$$M_3 = \frac{1}{2} * 1.24 * 888.40 \text{ m-kg}$$

El resultado es:

$$M_3 = 550.71 \text{ m-kg}$$

3.7.1.3.3.4. Empuje activo debido al empuje hidrostático – F4

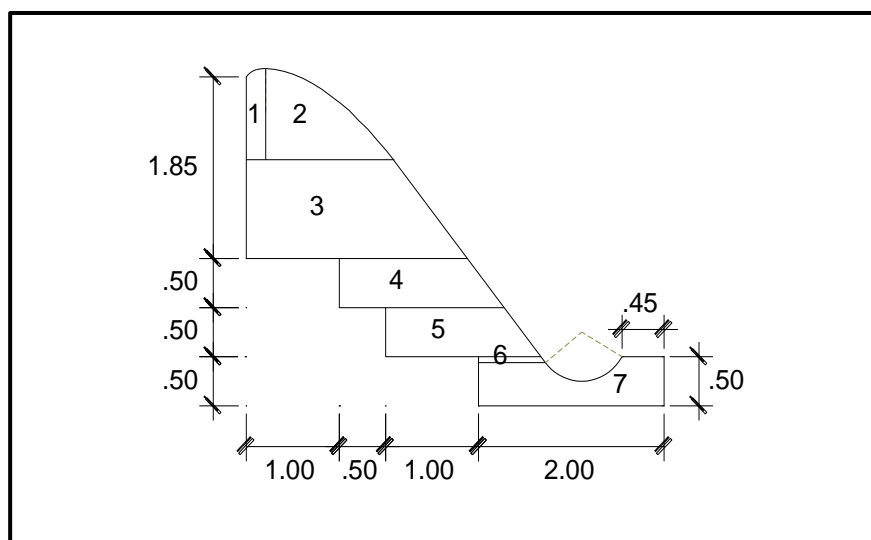
Si consideramos una estructura sin cimiento empotrado, consideramos la acción del empuje hidrostático, para poder demostrar la gran inestabilidad que causa la acción de esta fuerza, si la estructura está afecto al empuje de flotación.

Esta fuerza está en función al volumen del cuerpo de presa sumergido o considerado sumergido.

En primera instancia determinamos el área de la sección considerada sumergida. Para el que discretizamos la sección propuesto del barraje fijo y ubicamos la coordenada “Xg” del centro de geométrico de la sección.

Figura 3.17.

División en áreas geométricas del perfil del barraje



Se calcula la distancia “Xg” respecto al punto “A”

Tabla 3.17.

Cálculo para hallar el centro geométrico de la sección del barraje

Bloque	Tipo	Ancho (m)	Altura (m)	Área (m ²)	Brazo (m)	Brazo *Área (m ³)	Xg (m)
1	Rectángulo	0.210	0.930	0.195	4.105	0.802	
2	Ecuación	1.370	0.930	0.849	3.900	3.313	
3	Trapezio	2.000	1.000	2.000	3.880	7.760	
4	Trapezio	1.590	0.500	0.795	2.520	2.003	
5	Trapezio	1.470	0.500	0.735	2.470	1.815	
6	Rectángulo	0.720	0.060	0.043	1.620	0.070	
7	Rectángulo	0.210	0.930	0.195	4.105	0.802	
TOTAL				5.618		16.763	2.984

Fuente: elaboración, cálculos obtenidos.

La resultante actúa a 2.984 m respecto al punto “A”. Es también el punto donde actúa el empuje hidrostático.

Para el cálculo del empuje hidrostático consideramos un ancho de 1.00 m de muro, obtener el volumen, el cual es 5.193 m³ por el peso específico del agua tenemos que la fuerza debido al empuje hidrostático es de 5,193 kg fuerza en sentido vertical y actúa a 2.612 m del punto “A”.

$$F_4 = V \cdot \gamma_{agua}$$

$$F_4 = 5,193 \text{ kg.}$$

El momento actuante debido al empuje hidrostático es de:

$$M_4 = F_4 \cdot "X"$$

$$M_4 = 5,193 \times 2.612$$

$$M_4 = 13,564.12 \text{ m-kg.}$$

3.7.1.3.3.5. Resumen

Fuerzas actuantes horizontales

$$F_a = F_1 + F_2 + F_3$$

$$F_a = 2,781.50 + 5611.25 + 888.40 \text{ kg.}$$

$$F_a = 9,281.15 \text{ kg.}$$

Momentos actuantes

$$M_a = M_1 + M_2 + M_3 + M_4$$

$$M_a = 4657.34 + 6265.90 + 550.71 \text{ m-kg}$$

$$M_a = 11,473.95 \text{ m-kg}$$

3.7.1.3.3.6. Cálculo de las fuerzas resistentes

Están compuesta específicamente por el peso del barraje, similar al caso anterior evaluaremos para un metro lineal de ancho.

Del cálculo anterior conocemos el área de la sección, el que corresponde a 5.193 m^2 , el cual multiplicando por el peso específico del concreto nos permite obtener el peso de la estructura.

$$F_r = V \cdot \gamma_{\text{concreto}}$$

Donde:

F_r : Peso o fuerza resistente del barraje

γ_{concreto} : Peso específico del concreto $2,200 \text{ kg/m}^3$

V : Volumen del concreto 5.618 m^3

$$F_r = 12,359.60 \text{ kg}$$

El momento resistente corresponde a:

$$M_r = F_r * "X"$$

Donde:

M_r : Momento resistente

X : Brazo palanca, cuyo valor es 2.984 m .

$$M_r = 36,881.05 \text{ m-kg}.$$

Contamos con bolones de piedra ubicados en la parte aguas arriba del barraje los que también ejercen fuerzas y momentos a favor de la estabilidad.

$$F_r = V \cdot \gamma_{\text{roca}}$$

$$F_r = 7,750.00 \text{ kg.}$$

El momento resistente debido a las rocas es de:

$$M_r = F_r * "X"$$

$$M_r = 7,750 \times 2.55$$

$$M_r = 19,762.50 \text{ m-kg}$$

3.7.1.3.3.7. Sumatoria de fuerzas resistentes

$$F_r = 12,359.60 + 7,750.00 \text{ kg}$$

$$F_r = 20,109.60 \text{ kg}$$

3.7.1.3.3.8. Sumatoria de momentos resistentes

$$M_r = 36,881.05 + 19,762.50 \text{ kg}$$

$$M_r = 56,643.55 \text{ kg}$$

3.7.1.3.3.9. Verificación al volteo

Según indica en el literal b), numeral 39.11.6 estabilidad global, artículo 39.- sostenimiento de excavaciones de la norma técnica E. 050, contempla un F.S. mínimo de 1.5 en condición estática.

$$F.S.V. = \frac{\sum M_r}{\sum M_a} \geq 1.5$$

Donde:

$\sum M_r$: Sumatoria de los momentos resistentes

$\sum M_a$: Sumatoria de los momentos actuantes

F.S.V. : Factor de seguridad al volteo

$$F.S.V. = \frac{56,643.55}{11,473.90} = 4.93 \geq 1.5 \text{ (cumple, según indica norma técnica E. 050)}$$

3.7.1.3.3.10. Verificación al deslizamiento

También podrían aplicarse el F.S. explicados en el ítem c.9.

$$F.S.D. = \frac{\sum F_r * 0.70}{\sum F_a} \geq 1.5$$

$\sum F_r$: Sumatoria de las fuerzas resistentes

$\sum F_a$: Sumatoria de las fuerzas actuantes

F.S.D. : Factor de seguridad al deslizamiento

$$F.S.D. = \frac{20,109.60 * 0.70}{9,281.15} = 1.52 \geq 1.5 \text{ (Si cumple, según indica norma técnica E. 050)}$$

3.7.2. Diseño de muros de encauzamiento

Los muros de encauzamiento se dimensionan como muros de contención, deberán soportar la presión que ejerce el relleno, con estos valores se calculan la estabilidad del mismo.

3.7.2.1. Cálculo de las fuerzas actuantes

Datos:

- Altura del muro 2.50 m
- Ángulo de fricción interna del material de relleno \emptyset 30°
- Peso específico del material de relleno, 1,600 kg/m³.
- Material a usar concreto ciclópeo cuyo peso específico es 2,200 kg/m³
- Coeficiente activo de estabilidad del material de relleno, 0.33

$$F_a = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma \cdot H^2$$

Donde:

F_a : Fuerza actuante debido al relleno (kg)

K_a : Coeficiente activo del material de relleno

γ : Peso específico del material de relleno (1,800 kg/m³)

H : Altura de relleno. (2.20 m)

\emptyset : Ángulo de fricción interna del relleno. (30°)

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\emptyset}{1 + \text{sen}\emptyset}$$

$$K_a = 0.33$$

$$F_a = \frac{1}{2} * 0.33 * 1800 * 2.20^2$$

$$F_a = 1,437.48 \text{ (kg)}$$

$$M_a = \frac{H}{3} \times F_a$$

$$M_a = \frac{2.20}{3} \times 1437.48$$

$$M_a = 1,054.15 \text{ m-kg.}$$

Figura 3.18.

Sección del muro de encauzamiento

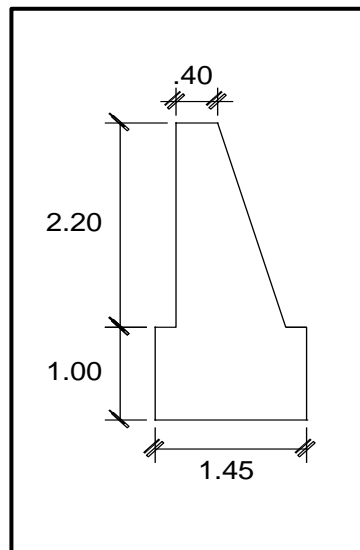


Tabla 3.18.

Cálculo de las fuerzas resistentes en el muro de encauzamiento.

Bloque	Tipo	Ancho (m)	Altura (m)	Área (m ²)	Brazo (m)	Peso	Peso (kg)	Momento (m-kg)
						Específico Concreto (kg/m ³)		
1	Rectángulo	0.400	2.200	0.880	0.400	2200.000	880.000	352.000
2	Triángulo	0.300	2.200	0.660	0.800	2200.000	1760.000	1408.000
3	Rectángulo	1.400	1.000	1.400	0.700	2200.000	1540.000	1078.000
TOTAL							4180.000	2838.000

Fuente: elaboración, cálculos obtenidos.

3.7.2.1.1. Verificación al volteo

De acuerdo al literal b) estabilidad interna, numeral 39.13.6, numeral 39.13 muros de contención, artículo 39.- sostenimiento de excavaciones de la norma técnica E. 050, contempla un F.S. mínimo de 1.5 en condición estática.

$$F.S.V. = \frac{\sum M_r}{\sum M_a} \geq 1.5$$

Donde:

$\sum M_r$: Sumatoria de los momentos resistentes

$\sum M_a$: Sumatoria de los momentos actuantes

F.S.V. : Factor de seguridad al volteo

$$F.S.V. = \frac{2,838.00}{1,054.15} = 2.69 \geq 1.5 \text{ Si cumple, según indica norma técnica E. 050}$$

3.7.2.1.2. Verificación al deslizamiento

También podrían aplicarse el F.S. explicados en el ítem a.

$$F.S.D. = \frac{\sum F_r \times 0.60}{\sum F_a} \geq 1.5$$

Donde:

$\sum F_r$: Sumatoria de los fuerzas resistentes

$\sum F_a$: Sumatoria de los fuerzas actuantes

F.S.D. : Factor de seguridad al deslizamiento

$$F.S.D. = \frac{4,180.00 \times 0.60}{1,437.48} = 1.74 \geq 1.5 \text{ Si cumple, según indica norma técnica E. 050}$$

3.7.3. Diseño de poza de amortiguación

Luego del ingreso del flujo por la ventana de captación, existe un desnivel de terreno; el cual hace necesario la construcción de una obra de arte consistente en rápida con su poza de amortiguación y un aliviadero tipo vertedor lateral.

Los datos con los que se cuentan corresponden a:

$$Q = 1.62 \text{ m}^3/\text{s. (Caudal unitario)}$$

$$h = 3.14 \text{ m.}$$

$$\theta = 51.43^\circ$$

$$V_1 = 4.89 \text{ m/s.}$$

$$y_1 = 0.33 \text{ m.}$$

Cálculo del tirante conjugado:

$$y_2 = -\frac{y_1}{2} + \sqrt{\left(\frac{y_1}{2}\right)^2 + \frac{2Q^2}{g y_1}}$$

Donde:

y_2 : Tirante conjugado

$$y_2 = 1.12 \text{ m}$$

Este valor se considera razonable, en la práctica ya no se tuvo en cuenta, debido a que la pendiente del cauce es fuerte, conformado por la presencia de grandes bolones de piedra.

La presencia de los bolones, nos permite la no construcción de la poza de amortiguación, que teóricamente se recomienda: de 3.5 a 5 veces la diferencia de los tirantes, cuyos valores corresponderían a:

$$L_1 = (y_2 - y_1) * 3.5 \text{ m}$$

$$L_1 = 2.77 \text{ m}$$

$$L_2 = (y_2 - y_1) * 5.0 \text{ m}$$

$$L_2 = 3.95 \text{ m}$$

3.7.4. Diseño de la ventana de captación

La ventana de captación se refiere al orificio ubicado en el muro de encauzamiento hacia el lado por donde se va a conducir el agua requerida. Las dimensiones nos deben de garantizar el ingreso del caudal mínimo requerido, y en el caso de presencia de grandes caudales en el río, no ingrese demasiado caudal, buscando además un menor ingreso de caudal sólido.

3.7.4.1. Primer caso – caudal máximo

Para el primer caso, debemos considerar el caudal máximo calculado, temiendo en cuenta que la ventana de ingreso se comporta como orificio sumergido, significa que existe cierta presión por la altura de agua presente, el cual permite un mayor caudal de ingreso.

Consideraciones:

La ventana sugerida es de 0.20 x 1.00 *m*, con rejillas de platinas de acero de ¼” de espesor y espaciados a 0.05 *m*

Área total 2000 *cm*²

Área de rejillas 266.7 *cm*²

$$C_a = \frac{A_r}{A_o}$$

$$C_a = 0.866$$

El caudal de ingreso corresponde a:

$$Q_o = \frac{2}{3} C_d \cdot C_a \cdot A \cdot \sqrt{2g} \cdot \left(\frac{H_2^{3/2} - H_1^{3/2}}{H_2 - H_1} \right)$$

Donde:

$$C_d = 0.61$$

$$C_a = 0.866$$

$$H_2 = 0.85 \text{ m}$$

$$H_1 = 0.65 \text{ m}$$

Desarrollando los cálculos, obtenemos:

$$Q_o = 0.351 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_i = 1.76 \text{ m}^3/\text{s}$$

3.7.4.2. Segundo caso – caudal mínimo

Para el segundo caso se toma en cuenta los caudales mínimos presente, de modo que el agua ingrese por rebose, sin que exista presión de altura alguna.

3.7.4.2.1. Caudal de oferta mínimo presente.

$$Q_{(\text{octubre})} = 0.0423 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{(\text{octubre})} = C \cdot L$$

$$C = 2.41 \text{ (Tomamos un valor referencial)}$$

$$L = 1.00 \text{ m}$$

$$H_o = 0.02 \text{ m}$$

3.7.4.2.2. Perdidas de carga por escalón de ingreso (Método de cálculo hidráulico: Dr.

Yutaca Ishibashi)

$$Q_{(\text{octubre})} = C_o \cdot L \cdot H_o^{3/2}$$

En condiciones de energía mínima, la velocidad de ingreso se considera:

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{1}{2} \text{ De la profundidad hidráulica}$$

$$A \cdot T = D$$

Donde:

A : Área hidráulica de ingreso (0.02 m²)

T : Espejo de agua (1.00 m)

D : Profundidad hidráulica

Desarrollando se obtiene: $D = 0.02 \text{ m}$

La velocidad de ingreso, corresponde al valor de: $V_{(ingreso)} = 0.443 \text{ m/s}$

3.8. DISEÑO DEL DESARENADOR

El desarenador es una estructura, que se construye después de la captación, cuya función es recoger o almacenar el material sólido que ingresa por la ventana de captación producto del arrastre de material sólido en épocas de fuertes lluvias, por el tamaño de este material no es recomendable el ingreso al canal principal, reteniéndose en esta estructura hidráulica, permitiendo el paso del agua sin la presencia de este material.

Para dimensionar el desarenador se deberá tener en consideración el caudal máximo de ingreso, el caudal sólido, peso específico del material de arrastre.

Datos: Estos datos corresponden a la sección del canal a partir de la ventana de captación a la cámara del desarenador.

Tabla 3.19.

Características geométricas de la sección del canal a partir de la ventana de captación a la cámara del desarenador.

Base	Altura	Talud	Rugosidad	Pendiente	Espesor
(m)	(m)			(%)	(m)
0.60	0.60	0	0.018	0.01	0.10

Fuente: elaboración, cálculos obtenidos.

Tabla 3.20.

Características hidráulicas de la sección del canal a partir de la ventana de captación a la cámara del desarenador.

Caudal (m^3/s)	Tirante (m)	Área hidráulica (m^2)	Perímetro mojado (m)	Velocidad (m/s)	Número de Froude
0.350	0.35	0.21	1.30	1.65	0.6934

Fuente: elaboración, cálculos obtenidos.

3.8.1. Determinación del tamaño de la partícula que podría ser arrastrado

El caudal máximo previsto en el río Ocos es de $10.50 m^3/s$, analizando por metro lineal para un ancho estable de encauzamiento de $6.50 m$, tenemos un caudal de $1.61 m^3/s$ por cada metro.

3.8.1.1. Fuerzas por cantidad de movimiento - actuante

$$F_i \int dt = m \int_{v_f}^{v_i} \frac{v dv}{dx}$$

Para una variación de tiempo $1 s$, y variación de velocidad de $2.17 m/s$. Tenemos.

$$F_i = 0.176 \text{ gramos fuerza}$$

3.8.1.2. Fuerzas por presión hidrostática

$$F_p = \frac{1}{2} \gamma \cdot h^2$$

$$F_p = 0.5 D^2 \text{ gramos fuerza}$$

3.8.1.3. Fuerzas por empuje hidrostático

$$F_e = V_c \cdot \gamma_a$$

$$V_c = \frac{4}{3} \pi \left(\frac{D}{2} \right)^3$$

$$F_e = 0.524 * D^3 \text{ gramos fuerza}$$

3.8.1.4. Fuerzas debido al peso propio

$$W_c = V_c \cdot \gamma_c$$

$$\gamma_c = 2.2 \text{ grs/cm}^3$$

$$W_c = 1.152 * D^3 \text{ gramos fuerza}$$

3.8.1.5. Cálculo del diámetro de la partícula de arrastre

Debemos igualar las ecuaciones actuantes y las resistentes:

$$F_i + F_p = W_c - F_e$$

$$D = 1.03 \text{ cm}$$

3.8.1.6. Conclusión

El río está en condiciones de mantener material sólido, cuyo peso específico es de 2.2 gr/cm^3 cuyo diámetro no exceda de 1.03 cm .

Durante el trabajo realizado no se logró medir el caudal sólido, producto de la erosión aguas arriba; este dato nos permitiría dimensionar el volumen por tiempo de limpieza del desarenador; sin embargo, considerando un 1.00% de volumen sólido, nos permitimos dimensionar dicha estructura hidráulica.

3.8.2. Consideraciones para el diseño hidráulico

Para el siguiente caso, se debe de tener en cuenta el diámetro de los finos en suspensión; para el presente consideramos un diámetro de 0.3 mm , referencia sea la arena fina.

3.8.2.1. Diámetro de las partículas

Tabla 3.21.

Diámetro de partículas en función de la altura de caída

Diámetro partículas (d)	
retenidas en el desarenador	Altura de caída (H)
(mm)	(m)
0.6	100 - 200
0.5	200 – 300
0.3	300 – 500
0.1	500 - 1000

Fuente: (Villón 2021)

3.8.2.2. Cálculo de la velocidad del flujo (V), en el tanque

La velocidad en un desarenador se considera lenta, cuando está comprendida entre: 0.20 a 0.60 m/s.

Camp., recomienda:

$$v = a \cdot \sqrt{d} \text{ m/s}$$

Donde:

v : Velocidad m/s

a : Constante en función del diámetro

d : Diámetro (mm)

Tabla 3.22.

Diámetro de partículas en función a una constante

a	d (mm)
51	< 0.1
44	0.1 – 1.0
36	> 1.0

Fuente: (Villón 2021)

3.8.2.3. Cálculo de la velocidad de caída

Owens, recomienda:

$$w = k \sqrt{d (\rho_s - 1)}$$

Donde:

w : Velocidad de sedimentación m/s

d : Diámetro partícula m

ρ_s : Peso específico material gr/cm^3

k : Constante – tabla

Tabla 3.23.

Constante de partículas

Forma y naturaleza	k
Arena esférica	9.35
Granos redondeados	8.25
Cuarzo $d > 3 \text{ mm}$	6.12
Cuarzo $d > 0.7 \text{ mm}$	1.28

Fuente: (Villón 2021)

3.8.3. Diseño del desarenador

Datos:

- Material predominante de arrastre, cuarzo $\varnothing = 0.30 \text{ mm}$

-Peso específico del cuarzo $\gamma = 2,500 \text{ kg/m}^3$

-Caudal sólido presente $0.01 \text{ } Q \text{ máximo}$

-Caudal máximo de ingreso $Q \text{ máximo} = 0.351 \text{ m}^3/\text{s}$

-Tiempo de precipitación en exceso de = 0.5155 hora .

-Volumen máximo de sedimentos $\text{Vol} = 6.51 \text{ m}^3$

3.8.3.1. Cálculo de velocidad en el tanque

$$v = 0.76 \text{ m/s}$$

3.8.3.2. Velocidad de caída del material.

$$w = .05 \text{ m/s}$$

3.8.3.3. Pre dimensión del desarenador:

Para un volumen de 7.00 m^3 , asumimos las siguientes dimensiones: $L = 4.50 \text{ m}$, ancho = 1.50 m y una profundidad $h = 1.00 \text{ m}$.

3.8.3.4. Tiempo necesario para $L/2 = 2.25 \text{ m}$, con velocidad horizontal constante:

$$t = 2.96 \text{ s}$$

3.8.3.5. Cálculo de la aceleración de caída

El cálculo de la aceleración de caída en el flujo, está relacionado a la acción de la gravedad, la resistencia que ofrece el fluido por medio de la conservación del momentum; la siguiente ecuación satisface este comportamiento:

$$\frac{m}{g}a = -K \frac{l}{2} \rho v^2 A + m \quad m/s^2$$

Donde:

a : Aceleración de caída m/s^2

m : Masa del material de arrastre

K : Factor forma de la partícula (1.28)

ρ : Densidad de la partícula

A : Área de la base de la partícula

v : Velocidad de descenso de la partícula

$$a = g - 78.28 v^2 \quad m/s^2$$

$$a = 7.39 \quad m/s^2$$

3.8.3.6. Aceleración de caída en el desarenador

$$a_c = 1.92 \quad m/s^2$$

3.8.3.7. Cálculo de la transición

$$L = \frac{T_1 - T_2}{2 \tan 22.5^\circ}$$

$$L = 1.30 \text{ m}$$

3.8.4. Diseño del canal de limpia

Datos:

Tabla 3.24.

Características geométricas del canal de limpia

Base (m)	Altura (m)	Talud	Rugosidad	Pendiente (%)	Espesor (m)
0.40	0.50	0	0.02	0.03	0.10

Fuente: elaboración, cálculos obtenidos.

Tabla 3.25.

Características hidráulicas del canal de limpia

Caudal (m ³ /s)	Tirante (m)	Área hidráulica (m ²)	Perímetro mojado (m)	Velocidad (m/s)	Número de Froude
0.212	0.26	0.1045	0.9227	2.03	1.266

Fuente: elaboración, cálculos obtenidos.

3.9. DISEÑO DEL CANAL PRINCIPAL

Datos:

Tabla 3.26.

Características geométricas del canal principal

Base	Altura	Talud	Rugosidad	Pendiente	Espesor
(m)	(m)			(%)	(m)
0.30	0.60	0	0.016	0.005	0.20

Fuente: elaboración, cálculos obtenidos.

Tabla 3.27.

Características hidráulicas del canal principal

Caudal	Tirante	Área hidráulica	Perímetro mojado	Velocidad	Número de Froude
(m ³ /s)	(m)	(m ²)	(m)	(m/s)	
0.100	0.35	0.1022	0.981	0.978	0.535

Fuente: elaboración, cálculos obtenidos.

3.10. DISEÑO DEL PUENTE CANAL

Se denomina así, al puente que permita cruzar, una quebrada, depresión, etc. De modo que forme una luz el cual es necesario cruzar. Consta de dos tipos de estructuras: una subestructura,

que se refiere a los muros o estribos de apoyo, y la súper estructura conformada por la sección del canal, construida básicamente a base de concreto armado.

A continuación, revisaremos los diseños de acuerdo a los reglamentos agentes.

Datos:

$$\text{Luz} = 15.00 \text{ m}$$

La pre dimensión del peralte del tipo de sección de la viga del puente canal.

De acuerdo a las recomendaciones de AASHTO; en el caso de los controles de las relaciones longitud-profundidad, así como por falta de criterios se puede tomar en los límites indicados en la tabla 2.5.2.6.3-1 AASHTO; para puentes carrozables, la altura “h”, se considera.

Para una sola viga.

$$h = 0.07L \text{ (m)}$$

$$b = 0.4h \text{ (m)}$$

Tabla 3.28.

Cálculos de la dimensión geométrica de la viga, según AASHTO

Luz (m)	Coeficiente para Peralte	Peralte (h) (m)	Coeficiente para base	Base (b) (m)
15.00	0.07	1.05	0.40	0.42

Fuente: elaboración, cálculos obtenidos.

Redondeando cifras, y enseguida determinamos el momento de inercia de la sección transversal de la viga con respecto al eje centroidal.

$$I_y = \int_A x^2 dA$$

Tabla 3.29.

Cálculos del momento de inercia de la sección transversal de la viga, según AASHTO

Base (b)	Peralte (h)	Área (A)	I_{yy}
(cm)	(cm)	(cm ²)	(cm ⁴)
40.00	105.00	4200.00	560,000.00

Fuente: elaboración, cálculos obtenidos.

De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones, para vigas principales categoriza en edificios de acuerdo lo establece la Norma E.030, la altura “h”, recomienda.

Tabla 3.30.

Categorización de la edificación

CATEGORIA		
A	B	C
Edificación Esenciales	Edificación Importantes	Edificación Comunes
$h = \frac{L}{10}$	$h = \frac{L}{11}$	$h = \frac{L}{12}$

Fuente: Reglamento Nacional de Edificación, Norma E.030

$$h = \frac{L}{12}$$

$$b = 0.4h \text{ (m)}$$

Tabla 3.31.

Cálculos de la dimensión geométrica de la viga, según RNE.

Luz (m)	Coficiente para peralte	Peralte (h) (m)	Coficiente para Base	Base (b) (m)
15.00	0.083	1.50	0.40	0.50

Fuente: elaboración, cálculos obtenidos.

Redondeando cifras, y enseguida determinamos el momento de inercia de la sección transversal de la viga con respecto al eje centroidal.

Tabla 3.32.

Cálculos del momento de inercia de la sección transversal de la viga, según RNE.

Base (b) (cm)	Peralte (h) (cm)	Área (A) (cm ²)	I _{yy} (cm ⁴)
50.00	125.00	6250.00	1,302,083.33

Fuente: elaboración, cálculos obtenidos.

Para el trabajo utilizamos una viga de sección transversal en “U”, buscando aproximar o igualar al momento de inercia calculada, producto de la recomendación por cada uno de los reglamentos.

Tabla 3.33.

Cálculos de la dimensión geométrica de la viga en “U”.

Bloque	Tipo	Base (b) (cm)	Peralte (h) (cm)	Área (A) (cm ²)	Xc.g. (cm)
1.00	Rectángulo	20.00	80.00	1,600.00	10.00
2.00	Rectángulo	20.00	80.00	1,600.00	60.00
3.00	Rectángulo	30.00	20.00	600.00	35.00
TOTAL				3,800.00	

Fuente: elaboración, cálculos obtenidos

Redondeando cifras, y enseguida determinamos el momento de inercia de la sección en “U” con respecto al eje centroidal.

$$I_y = I_y' + Ad_x^2$$

Tabla 3.34.

Cálculo para hallar momento de inercia de la sección transversal de la viga en “U”.

$(A)*(Xc.g.)$ (cm^3)	$Xc.g. (total)$ (cm)	I_o (cm^4)	$(A)*(d)^2$ (cm^4)	I_{yy} (cm^4)
16,000.00	35.00	53,333.33	1,000,000.00	1,053,333.33
96,000.00	35.00	53,333.33	1,000,000.00	1,053,333.33
21,000.00	35.00	45,000.00	0.00	45,000.00
<hr/>				
133,000.00				2,151,666.67

Fuente: elaboración, cálculos obtenidos

Entonces, las alturas recomendadas responden a: 105 cm según AASHTO, 125 cm según RNE, en la sección tipo “U” obtenemos 80 cm para el presente proyecto tesis.

Los momentos de Inercia, con respecto al eje centroidal, en el eje (I_{yy}), son las siguientes:

Según AASHTO: 560,000.00 cm⁴

Según RNE: 1,302,083.33 cm⁴

Viga tipo “U”: 2,151,666.67 cm⁴

Significa que la viga de sección transversal tipo “U” tiene una mejor resistencia a la flexión alrededor del eje Y.

Datos:

Luz = 15.00 m

Pre dimensión de la altura del puente canal.

$$h = \frac{L}{20} m$$

$$h = 0.75 m$$

Tomamos:

$$h = 0.80 m$$

$$\text{Altura estribo} = 6.00 m$$

Datos del canal principal:

Se plantea la construcción a base de concreto armado, la parte que corresponde a la superestructura, de sección rectangular, de modo que se garantice un mayor momento de inercia, evitando una deflexión excesiva, cuyo concreto a utilizar sea de resistencia especificada a la compresión mínima de 28 Mpa o $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$, de acuerdo al Ítem 4.2.2 El concreto que va a estar expuesto al agua, que se pretende que tenga baja permeabilidad en exposición al agua, del capítulo 4 Requisitos de durabilidad de la norma ACI 318-99, “Código de Diseño de Concreto Estructural”

Las características de la sección propuesta corresponden a la sección del canal principal.

Tabla 3.35.

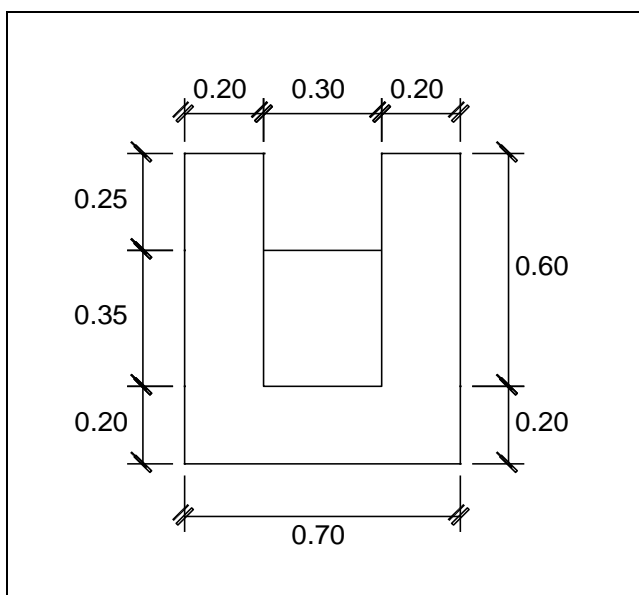
Características geométricas del puente canal

Base (m)	Altura (m)	Talud	Rugosidad	Pendiente (%)	Espesor (m)
0.30	0.60	0	0.016	0.005	0.20

Fuente: elaboración, cálculos obtenidos.

Tabla 3.36.*Características hidráulicas del puente canal*

Caudal	Tirante	Área Hidráulica	Perímetro Mojado	Velocidad	Número de Froude
(m^3/seg)	(m)	(m^2)	(m)	(m/seg)	(F)
0.100	0.35	0.1022	0.981	0.978	0.535

*Fuente: elaboración, cálculos obtenidos.***Figura 3.19.***Sección del Canal – Puente diseñado*

3.10.1. Cálculo del peso propio de la sección del canal – puente y sobrecarga

Tabla 3.37.

Peso propio de la sección de canal – puente y sobrecarga.

Descripción	Base (m)	Altura (m)	Peso Específico	Nro veces	Peso (tn)/m
Peso Propio					
Laterales canal	0.20	0.80	2.40	2.00	0.77
Base canal	0.30	0.20	2.40	1.00	0.14
Agua	0.30	0.35	1.00	1.00	0.11
PARCIAL					1.02
Sobre carga					
Operadores	1.00	1.00	0.10	1.00	0.10

Fuente: elaboración, cálculos obtenidos.

3.10.1.1. Cálculo de la carga final del diseño canal- puente y sobrecarga

Por el método de la rotura, mayoramos las cargas, siguiendo la recomendación del ACI 318-99, “Código de Diseño de Concreto Estructural”, para edificios, por considerar razonable este proceso, en vista que no existe un reglamento específico para el diseño de puentes canal, de acuerdo al ítem 9.2.1 La resistencia requerida w , que debe resistir la carga muerta D y la carga viva L , numeral 9.2 Resistencia requerida, capítulo 9 Requisitos de resistencia y servicialidad, debe ser por lo menos igual a $w = 1.4 D + 1.7 L$, sin embargo, para mayor seguridad consideremos la siguiente:

$$w = 1.4 D + 1.8 L$$

Donde:

w : Carga final de diseño en tn/m

D : Carga muerta, referida al peso propio y de agua

L : Carga viva, referida al peso de los operarios por metro lineal

w : 1.6038 tn/m

3.10.1.2. Cálculo del momento máximo

$$M = \frac{wL^2}{8}$$

$$M = 45.106875 \text{ m-tn}$$

3.10.2. Cálculo del área de acero

La ecuación para determinar el área de acero positivo, por el método de la rotura corresponde a:

$$\frac{M}{\phi} = A_s * f_y \left(d - \frac{A_s * f_y}{1.70 * b * f_c} \right)$$

Donde:

M : Momento actuante ($cm\text{-kg}$)

ϕ : Factor de mayoramiento para elementos a flexión (0.90), de acuerdo al

ítem 9.3.2.2 Carga axial con flexión del numeral 9.3 Resistencia de

diseño, capítulo 9 Requisitos de resistencia y servicialidad.

A_s : Área de acero (cm^2)

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero (4200 kg/cm^2)

f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto (280 kg/cm^2)

b : Base de la viga considerada ($2 \times 20.00 = 40 \text{ cm}$)

d : Peralte de la viga considerada (75.00 cm)

A_s : 16.011 cm^2

3.10.2.1. Verificación del acero por cuantía máxima recomendada

$$A_s = \rho (b * d)$$

$$A_s = 0.00858261 * (3450) \text{ cm}^2$$

$$A_s = 29.61 \text{ cm}^2$$

$16.011 < 29.61$, consideramos correcto el cálculo del área de acero.

El área de acero negativo, o las que se ubicarán en la parte superior corresponde, de acuerdo a la recomendación del ACI 318-99, “Código de Diseño de Concreto Estructural”, ítem 10.3.3 Elementos sometidos flexión, numeral 10.3 Principios y requisitos generales, capítulo 10 Cargas axiales y flexión, corresponde un 25% del acero total.

$$A_s = 4.00 \text{ cm}^2$$

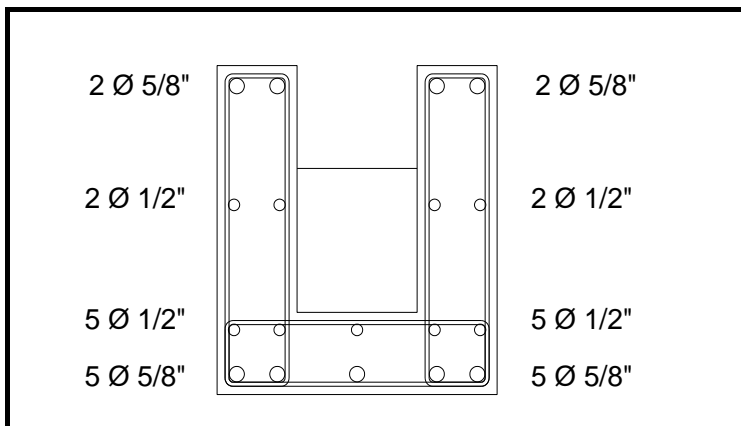
Con estos valores, concluimos que:

$$As(+) = 8 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8'' \text{ varillas}$$

$$As(-) = 4 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8'' \text{ varillas}$$

Figura 3.20.

Sección del Canal – Armadura de acero



3.10.3. Cálculo de la deflexión máxima

3.10.3.1. Cálculo del centro geométrico de la sección de canal

$$y = \frac{\int y \, dA}{\int dA}$$

$$y = 0.35 \text{ m}$$

3.10.3.2. Cálculo del momento de inercia de la sección del puente – canal

$$I_{xx} = I_{cg} + y^2 A$$

$$I_{xx} = 0.1544 \text{ m}^4$$

3.10.3.3. Cálculo del módulo de elasticidad.

$$E = 15,000 \sqrt{f'c} \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 2.17 * 10^6 \text{ tn/m}^2$$

3.10.3.4. Flecha permisible

$$y_p = \frac{L}{600}$$

$$y_p = 2.5 \text{ cm}$$

3.10.3.5. Cálculo de la flecha por el método de doble integración

Ecuación de la flecha máxima.

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} = R_1 x - \frac{wx^2}{2}$$

$$y = 2.08 \text{ cm}$$

$$y_p > y$$

$$2.50 > 2.08 \text{ cm}$$

3.10.4. Diseño de estribos para el puente canal

Los estribos que soportarán el peso del Puente Canal, se dimensionan como muros de contención, deberán soportar la presión que ejerce el relleno, el peso del puente y demás mayoramientos; con estos valores se calculan la estabilidad del mismo.

3.10.4.1. Cálculo de las fuerzas actuantes

Datos:

- Altura del muro 6.00 m.
- Ángulo de fricción interna del material de relleno $\emptyset 30^\circ$
- Peso específico del material de relleno, $1,600 \text{ kg/m}^3$
- Material a usar concreto ciclópeo cuyo peso específico es $2,200 \text{ kg/m}^3$
- Coeficiente activo de estabilidad del material de relleno, 0.33

$$F_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$

Donde:

F_a : Fuerza actuante debido al relleno (kg)

K_a : Coeficiente activo del material de relleno

γ : Peso específico del material de relleno ($1,800 \text{ kg/m}^3$)

H : Altura de relleno. (2.20 m)

\emptyset : Ángulo de fricción interna del relleno. (30°)

$$K_a = \frac{1 - \text{sen } \emptyset}{1 + \text{sen } \emptyset}$$

$$K_a = 0.33$$

$$F_a = \frac{1}{2} * 0.33 * 1800 * 2.20^2$$

$$F_a = 10,098 \text{ (kg)}$$

3.10.4.2. Cálculo de los momentos actuantes

$$M_a = \frac{H}{3} \times F_a$$

$$M_a = \frac{6.00}{3} \times 10,098$$

$$M_a = 20,196 \text{ m-kg.}$$

3.10.4.3. Cálculo de las fuerzas resistentes

Tabla 3.38.

Fuerzas resistentes presentes en los estribos del puente canal

Descripción	Base (m)	Altura (m)	Factor	Peso		Brazo (m)	Momento (m-tn)	
				Específico (tn/m ³)	Nro. veces			
Peso Propio								
1	1.60	6.00	0.50	1.70	1.00	8.16	2.17	17.71
2	1.60	6.00	0.50	2.20	1.00	10.56	1.63	17.21
3	0.50	6.00	1.00	2.20	1.00	6.60	0.85	5.61
4	0.60	6.00	0.50	2.20	1.00	3.96	0.40	1.58
TOTAL						29.28		42.11

Fuente: elaboración, cálculos obtenidos.

3.10.4.4. Verificación al volteo

De acuerdo al literal b) estabilidad interna, numeral 39.13.6, numeral 39.13 muros de contención, artículo 39.- sostenimiento de excavaciones de la norma técnica E. 050, contempla un F.S. mínimo de 1.5 en condición estática.

$$F.S.V. = \frac{\sum M_r}{\sum M_a} \geq 1.5$$

Donde:

$\sum M_r$: Sumatoria de los momentos resistentes

$\sum M_a$: Sumatoria de los momentos actuantes

F.S.V. : Factor de seguridad al volteo

$$F.S.V. = \frac{42.11}{20.20} = 2.08 \geq 1.5 \text{ Si cumple, según indica norma técnica E. 050}$$

3.10.4.5. Verificación al deslizamiento

También podrían aplicarse el F.S. explicados en el ítem 3.10.4.4.

$$F.S.D. = \frac{\sum F_r * 0.70}{\sum F_a} \geq 1.5$$

Donde:

$\sum F_r$: Sumatoria de los fuerzas resistentes

$\sum F_a$: Sumatoria de los fuerzas actuantes

F.S.D. : Factor de seguridad al deslizamiento

$$F.S.D. = \frac{29.28 * 0.7}{10.098} = 2.03 \geq 1.5 \text{ Si cumple, según indica norma técnica E. 050}$$

3.10.4.6. Estabilidad del muro

Para verificar la estabilidad, la resultante deberá pasar por 1/3 de la base.

$$X = \frac{B}{3} m.$$

$$X = \frac{2.70}{3} m$$

$$X = 0.90 m$$

$$R * X = Mr - Ma$$

$$X = 0.75 m$$

$$0.75 < 0.90 \text{ Sí cumple}$$

3.11. DISEÑO DEL PUENTE QUEBRADA

Se denomina así a la estructura, construida por encima del canal, en forma perpendicular al eje del mismo, consiste en un puente de menores dimensiones, con muros de apoyo, ubicadas a ambos lados, una losa como superestructura y aleros a los costados. La construcción de esta estructura se ubica como continuidad del eje de pequeños cauces que cruzan el canal, que en épocas de lluvias arrastran material sólido, los que perjudican el buen funcionamiento del canal, por tanto,

este puente cumple la función de evacuar este caudal sólido por encima del canal, evitando el perjuicio del mismo.

El cálculo hidráulico, consiste en determinar el caudal máximo de producción de la subcuenca, con los valores obtenidos se dimensiona la sección del puente, cuya pendiente debe ser considerado, de modo que la velocidad no afecte al material de construcción del puente quebrada.

Figura 3.21.

Sección del puente quebrada

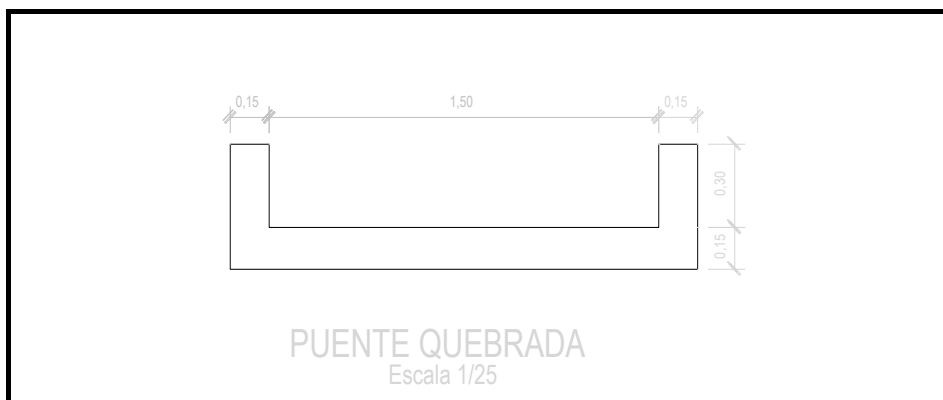
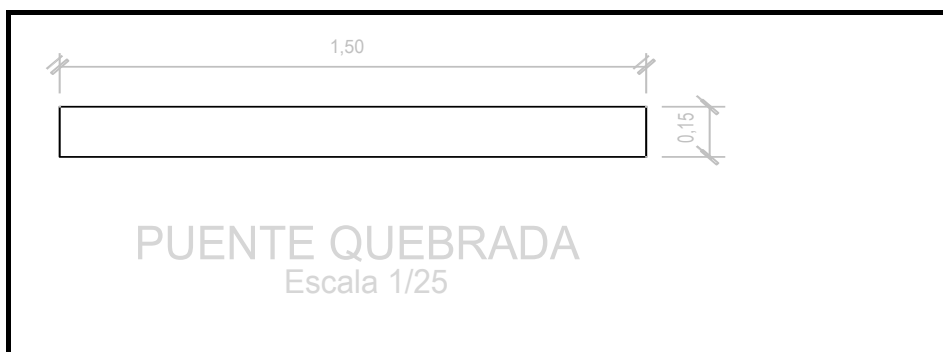


Figura 3.22.

Planta del puente quebrada



3.12. DISEÑO DE UNA PASARELA

Se refiere a la estructura cuya función es la de servir para el cruce del canal en forma perpendicular al eje de este o de manera desviada, realizada por el hombre o animales. Consiste en una losa de concreto armado, apoyada en muros; que, para canales pequeños, no es necesario construir con aleros.

CAPÍTULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. CONCLUSIONES

1. Se ha diseñado las estructuras hidráulicas en forma general para todo el sistema hidráulico, en la zona de captación como son: la bocatoma, se ha tomado en consideración el estudio hidrológico, para sus dimensiones de los diferentes componentes (barraje fijo, muro de encauzamiento, ventana de captación, poza de amortiguación, canal y compuerta de limpia), para la estabilidad se ha verificado el volteo y posible deslizamiento considerando las fuerzas - momentos actuantes (empuje activo por: carga, altura estática, cantidad de movimiento y empuje hidrostático del agua) y resistentes (peso específico: concreto y rocas presentes en le cause); así como para el desarenador, se ha tomado en consideración el caudal máximo de ingreso por la ventana de captación, el caudal y peso específico del material de arrastre - sólido, para sus dimensiones de los diferentes componentes (volumen del tanque, vertedero, compuerta y canal de limpia); y en el zona conducción como son: el canal principal sea tomado en consideración la

demanda máxima por la cédula de cultivo planteada para su dimensión ; así como para el puente canal, se ha tomado en consideración las propiedades geométricas de las figuras planas, para su dimensión de la sección tipo “U”, para su rigidez y estabilidad sea verificado el acero de refuerzo por cuantía máxima recomendada y cálculos de la deflexión máxima respectivamente, para la estabilidad de los estribos del puente canal, se ha verificado el volteo y posible deslizamiento considerando las fuerzas - momentos actuantes (presión que ejerce el material de relleno) y resistentes (peso del concreto), todo estas obras permitirán captar, conducir y distribuir el agua de riego para las áreas de cultivo de las comunidades de Ocros, Puncus, Arccac e Ibias.

2. Se llevó a cabo el estudio hidrológico, para la subcuenca del río Ocros, como oferta se llegó a estimar un caudal de diseño máximo de $10.47 \text{ m}^3/\text{s}$ para un período de retorno de 20 años. Así mismo, para un año promedio de 45 años de datos hidrológicos, se ha estimado el escurrimiento mensual un caudal mínimo de $0.0423 \text{ m}^3/\text{s}$, el cual corresponde al mes de octubre y un caudal máximo de $1.063 \text{ m}^3/\text{s}$, corresponde al mes de enero. La demanda máxima registrada se presenta en el mes de diciembre, la cual es considerado como el caudal diseño de 103.84 lt/seg ; también se verifico el balance hídrico, entre oferta – demanda, el cual si satisfacen la demanda hídrica de los sectores de riego para la cédula de cultivo planteada, el cual es apta para el tipo de suelo que se encontró en la zona de estudio.

3. Se ha realizado los diseños hidráulicos y estructurales de la bocatoma tipo barraje determinándose las siguientes dimensiones: un ancho estable de 6.5 m del encaamiento, longitud de canal de captación de 5.0 m presentándose un flujo subcritico Froud de 0.77, coordenadas de la curva de CREAGER $x_c = 0.164 \text{ m}$, $y_c = 0.06 \text{ m}$, $R_1 = 0.35 \text{ m}$, $R_2 = 0.16 \text{ m}$., se verificó el volteo y posible deslizamiento del barraje y muro de encausamiento resultando mayor a 1.5 el factor de seguridad - estabilidad, en la ventana de capitación se determinó su dimensión $0.2 \text{ m} \times 1.00 \text{ m}$

considerando la altura del espaldón del barraje fijo 0.7 m , carga hidráulica del agua 0.35 m , también se determinó caudales de ingreso mínimo de $Q_{(oct.)} = 0.0423\text{ m}^3/\text{s}$ y máximo de $Q_o = 0.351\text{ m}^3/\text{s}$; en el desarenador se determinó un volumen del tanque de 7.0 m^3 , considerando un caudal sólido de 1.00% de volumen sólido, también en el canal de limpia se determinó un caudal de $Q = 0.212\text{ m}^3/\text{s}$ presentándose un flujo supercritico Froud de 1.266 ; en el canal principal se determinó su dimensión $0.3\text{ m} \times 0.60\text{ m}$ y espesor 0.2 m considerando la demanda máxima por la cédula de cultivo $Q = 103.84\text{ lt/s}$ presentándose un flujo subcritico Froud de 0.535 ; para el puente canal se considera la misma dimensión del canal principal de sección tipo “U”, considerando el momento de inercia de $I_{yy} = 2,151,666.67\text{ cm}^4$, se verifico la rigidez para el cual el área del acero positivo es 16.011 cm^2 menor a 29.11 cm^2 por cuantía máxima recomendada, para su estabilidad se verifico la deflexión para el cual presenta una flecha máxima 2.08 cm menor a 2.5 cm flecha permisible, en los estribos del puente canal, se verificó el volteo y posible deslizamiento resultando mayor a 1.5 el factor de seguridad – estabilidad, la implementación de estos resultados permitirán incrementar las áreas de cultivo bajo riego en las comunidades de Ocros, Arccac e Ibias.

4.2. RECOMENDACIONES

1. Se recomienda aplicar un diseño hidráulico y estructural en la captación de barraje fijo, para un caudal máximo de $10.47\text{ m}^3/\text{s}$ con un período de retorno de 20 años, así como un caudal mínimo de $0.0423\text{ m}^3/\text{s}$, los cuales fueron desarrollados en el estudio hidrológico.
2. Se recomienda aplicar un diseño hidráulico y estructural para el canal principal, para un caudal de diseños de 100 lt/seg , de acuerdo a la demanda de los cultivos.

3. Para las condiciones de la zona de estudio se recomienda mantener en condiciones óptimas de funcionamiento y mantenimiento de la bocatoma tipo barraje, desarenador y sus partes estructurales, el cual se prevé la obtención de rendimiento de agua para riego.

4. En distrito de Ocros se debe promover y liderar el desarrollo de proyectos hidráulicos en su ámbito territorial.

BIBLIOGRAFÍAS

1. **ACI 318 (1999)**. Norma de construcciones en concreto estructural del American Concrete Institute.
2. **Bejalqui, T. R. (2002)**. Estudio en Modelo Hidráulico de la Bocatoma La Palma. Tesis.
3. **Bureau of Reclamation, (1987)**. Diseño de Presas Pequeñas, United States Department of the Interior. Washington – EEUU.
4. **Cadavid, J. (2006)**. Hidráulica de Canales Fundamento. Medellín Colombia: Fondo Editorial Universal EAFIT
5. **Chávez, A. S. (2006)**. Caracterización Hidrológica de Seis Cuencas del Norte de la Vertiente Peruana del Pacífico usando GIS. Ponencia presentada en el I Congreso Internacional de Hidráulica, Hidrología, Saneamiento y Medio Ambiente. Lima - Perú: Editorial ICG.
6. **Cherequé, W. (1989)**. Hidrología para estudiantes de Ingeniería Civil. Lima-Perú: Obra justificada por CONCYTEC (PUCP).
7. **Chow, V. T. (1994)**. Hidrología Aplicada. Bogotá-Colombia: Editorial Mac Graw Hill Interamericana, S.A.
8. **Chow, V. T. (2004)**. Hidráulica de Canales Abiertos. Bogotá-Colombia: Editorial Nomos S.A.
9. **E.050 (2018)**. Norma de suelos y cimentaciones vigente.
10. **French, R. (1988)**. Hidráulica de Canales Abiertos. México: Editorial Mc Graw-Hill Interamericana, S.A.
11. **Giles, R. V. (2003)**. Mecánica de los Fluidos e Hidráulica. Madrid-España: Editorial Edigrafos S.A.

12. **MEF-SSI (2023)**. Ministerio de Economía y Finanzas-Operadores de Invierte.pe- Sistema de Seguimiento de Inversiones.: Perú.
13. <https://ofi5.mef.gob.pe/ssi/ssi/Index>
14. **Monsalve, G. (1999)**. Hidrología en la Ingeniería. Bogotá-Colombia: Editorial Impreandes Presencia S.A.
15. **Morassutti, G. F. (2020)**. Diseño de Estructuras de Corrección de Torrentes y Retención de Sedimentos. Bogotá-Colombia: Editorial DGP Editores S.A.S.
16. **Novak, P. (2001)**. Estructuras Hidráulicas. Bogotá-Colombia: Editorial Mac Graw Hill.
17. **Rocha, A. (1990)**. Transporte de Sedimentos Aplicados al Diseño de Estructuras Hidráulicas. Lima-Perú: Obra justificada por CONCYTEC.
18. **Rocha, A. (1998)**. Introducción a la Hidráulica Fluvial. Lima-Perú: UNI
19. **Rocha, A. (2010)**. Comentarios aspectos hidráulicos del manual de diseño de puentes. IV Congreso Internacional Ingeniería Estructural, Sísmica y Puentes. http://www.imefen.uni.edu.pe/Temas_interes/ROCHA/Manual_Puentes.pdf
20. **Villón, M. (2016)**. Hidrología Estadística. Lima-Perú: Editorial Villón.
21. **Villón, M. (2019)**. Hidráulica de Canales. Lima-Perú: Editorial Villón.
22. **Villón, M. (2021)**. Diseño de Estructuras Hidráulicas. Lima-Perú: Editorial Villón.
23. **Villón, M. (2021)**. Hidrología. Lima-Perú: Editorial Villón.

ANEXO I
PANEL FOTOGRÁFICO

Foto 1

Captación en el río Ocros, construida sin ninguna instrucción técnica y con una vida útil pasado

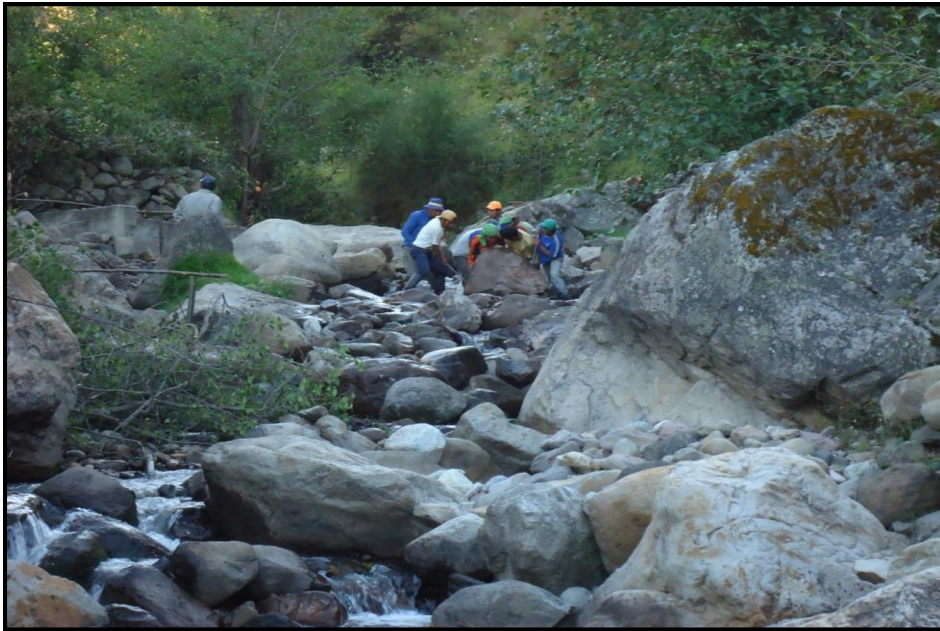
**Foto 2**

Desarenador en la línea proyectada del canal, construida sin ninguna instrucción técnica y con una vida útil pasado



Foto 3

Lugar de captación y derivación, río Ocros para el estudio hidrológico

**Foto 4**

Trabajos preliminares, para la construcción de la bocatoma tipo barraje



Foto 5

Parcelas en el lugar denominado Ibias, extensión a incorporar bajo riego

**Foto 6**

Parcelas en el lugar denominado Arccacc, extensión a incorporar bajo riego



Foto 7

Parcelas en el lugar denominado Puncus, extensión a incorporar bajo riego

**Foto 8**

Vista panorámica de la subcuenca de Ocros



Foto 9

Cauce del río Ocros en tiempo de estiaje.

**Foto 10**

Quebrada lugar denominado Tatama, parte de la subcuenca Ocros



Foto 11

Cauce del riachuelo en lugar denominado Tatama -Arccacc

**Foto 12**

Canal de riego sin revestimiento en lugar denominado Arccacc.



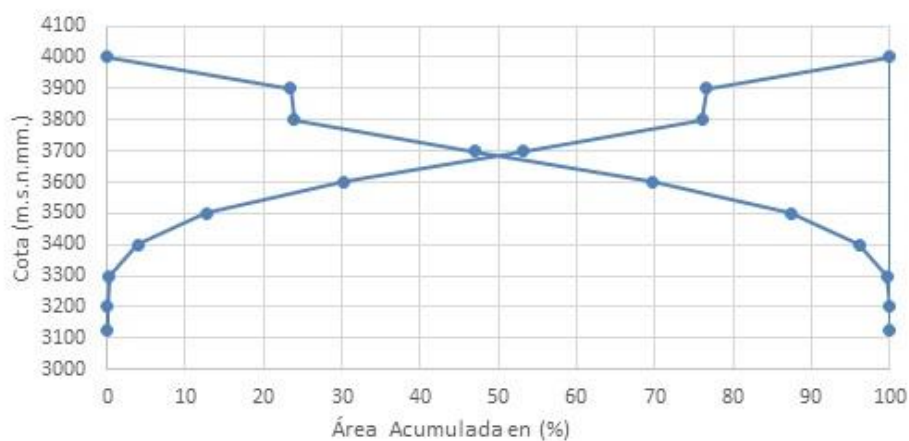
ANEXO II
DATOS MORFOMÉTRICOS
SUB CUENCA RIO OCROS

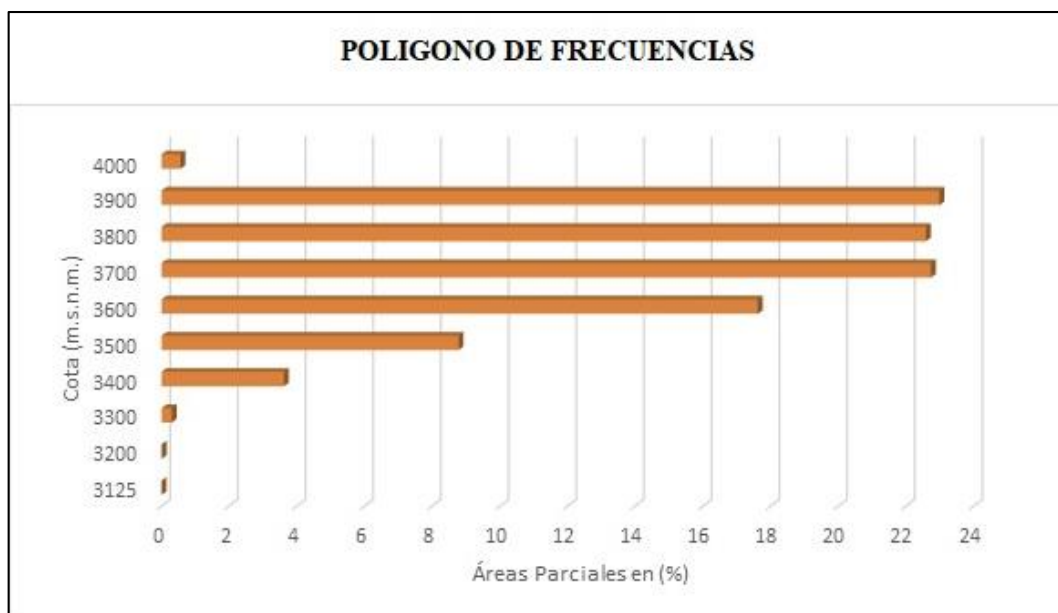
PARAMETROS GEOMORFOLOGICOS						
SUB CUENCA OCROS						
PARAMETROS				UNIDAD	CUENCA OCROS	
AREA DE LA CUENCA				Km ²	24.46	
PERIMETRO				Km	20.06	
PARAMETROS DE FORMA	FACTOR DE CUENCA	Coeficiente de Compacidad (Gravelius)		1	1.27	
		FACTOR DE FORMA	Longitud (// al curso más largo)		Km	4.80
			Ancho Medio		Km	4.15
			Radio de Circularidad		1	0.62
			Factor de Forma		1	0.86
	RECTANGULO EQUIVALENTE		Lado Mayor	Km	7.30	
			Lado Menor	Km	2.73	
	Longitud total de los ríos de diferentes grados		Orden 1	Km	9.69	
			Orden 2	Km	2.29	
			Orden 3	Km	0.00	
PARAMETROS DE RELIEVE	Curva Hipsométrica			-	✓	
	Polígono de Frecuencia			-	✓	
	Altitud Máxima de la Cuenca			m.s.n.m.	4000	
	Altitud Mínima de la Cuenca			m.s.n.m.	3125	
	Desnivel total de la Cuenca			Km	1.08	
	Altitud de Frecuencia Media			m.s.n.m.	3860	
	Altitud Media de la Cuenca			m.s.n.m.	3813.7	
	Altura Máxima del cauce			m.s.n.m.	3850	
	Altura más frecuente			m.s.n.m.	3550-3850	
	Pendiente de la cuenca (sist. del rectángulo equivalente)			%	14.7	
PARAMETROS DE LA RED HIDROGRAFICA DE LA CUENCA	Tipo de corriente			-	Intermitente	
	Densidad de drenaje			Km/Km ²	0.60	
	Pendiente media del río principal			m/m	0.1510	
	Altura Máxima del cauce			m.s.n.m.	3850	
	Altitud Mínima del cauce			m.s.n.m.	3125	
	Tiempo de concentración			Hr.	1.00	
	Grado de ramificación			-	2°	

ÁREAS PARCIALES DE LA SUB CUENCA

Cotas (msnm)	Cota media	Áreas parciales (Plano 1D)			% acumulado por		Cota media x Área
		Área (m ²)	Área (Km ²)	%	Debajo	Encima	
3125 - 3200	3162	17568.42	0,017	0,006	0,000	76,609	53,754
3200 - 3300	3250	75121.85	0,075	0,304	0,006	76,049	243,750
3300 - 3400	3350	890912.17	0,891	3,616	0,310	53,061	2984,850
3400 - 3500	3450	2163248.71	2,163	8,779	3,926	30,324	7462,350
3500 - 3600	3550	4340644.70	4,341	17,619	12,705	12,705	15410,550
3600 - 3700	3650	5602460.58	5,602	22,737	30,324	3,926	20447,300
3700 - 3800	3750	5565054.55	5,565	22,587	53,061	0,310	20868,750
3800 - 3900	3850	5664807.94	5,664	22,988	76,049	0,006	21806,400
3900 - 4000	3950	318253.17	0,138	0,560	76,609	0,000	545,100
Total		24638072.09	24,638	100,00			89822,800

CURVA HIPSOMETRICA





DATOS METEOROLÓGICOS

GOBIERNO REGIONAL DE AYACUCHO												
IRRIGACION RIO CACHI												
OPERACION HIDROMETEOROLOGICO												
CUADRO N°7												
REGISTRO DE TEMPERATURAS MINIMAS ABSOLUTAS MENSUALES (°C)												
ESTACION	: CHONTACA			DISTRITO	: ACOCRO			ALTITUD	: 3525.0 msnm			
CODIGO	: 010			PROVINCIA	: HUAMANGA			LATITUD	: 13°16'57"			
				DEPARTAMENTO	: AYACUCHO			LONGITUD	: 74°02'42"			
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1995	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0.2	2.2	2.8	1.4	3.8	3.4	3.8
1996	3.6	4.2	3.4	-0.8	0.6	-2.6	-0.8	1.0	1.8	3.2	2.8	3.4
1997	S/D	S/D	S/D	S/D	1.4	0.6	-0.1	-2.2	2.8	0.8	-1.6	4.4
1998	0.0	5.2	5.5	3.4	2.1	1.4	0.2	0.2	2.4	2.6	-9.6	0.4
1999	0.5	2.6	0.0	3.0	0.8	-2.8	-1.0	-0.4	0.6	2.0	0.4	0.2
2000	3.6	3.2	4.6	3.6	2.2	0.6	0.4	1.4	1.2	-0.3	-4.2	0.8
2001	4.6	4.0	2.6	0.5	0.6	0.8	1.4	-3.0	3.0	3.2	1.6	2.8
2002	2.6	4.4	3.8	-2.8	1.6	0.0	1.0	1.4	1.0	2.4	2.8	1.6
2003	4.6	3.8	2.4	2.8	1.8	-5.2	0.0	0.2	1.4	1.4	4.0	4.8
2004	4.0	3.6	3.8	2.4	1.8	0.0	0.0	12.8	2.0	4.0	4.0	3.8
2005	3.6	2.4	3.4	5.0	2.0	0.2	-1.2	0.4	2.2	2.4	2.0	4.0
2006	2.6	3.0	5.0	3.0	0.0	0.0	-2.0	0.2	2.4	-0.8	3.6	3.0
2007	4.0	0.4	1.8	1.2	0.2	0.2	-1.2	1.0	1.4	0.0	0.2	0.0
2008	0.0	0.2										
MEDIA	2.81	3.08	3.30	1.94	1.26	-0.51	-0.08	1.22	1.82	1.90	0.72	2.54

TRATAMIENTO DE LA INFORMACIÓN HIDROLÓGICA DISPONIBLE

REGISTRO PLUVIOMETRICO MENSUAL													
Estación :	TINTAYPAMPA	Latitud	13° 08' 02 S	Distrito	ACOCRO								
Código :	15	Longitud	74° 05' 02 W	Provincia	HUAMANGA								
Altitud :	2900			Departamento	AYACUCHO								
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
2000	554.50	338.00	274.00	39.38	35.13	23.88	31.25	32.38	35.13	35.13	35.13	44.63	1478.5
2001	390.88	236.63	243.25	2.75	35.38	30.88	33.38	88.75	34.38	45.13	59.00	80.47	1280.8
2002	240.50	255.75	297.88	2.75	35.38	21.00	50.88	50.13	25.56	59.00	121.50	316.88	1477.2
2003	S/D	417.13	342.50	30.50	29.38	37.75	26.38	49.00	25.56	34.88	26.50	S/D	1019.6
2004	34.13	417.25	143.75	35.38	29.75	37.13	29.88	32.50	36.50	30.75	31.63	140.20	998.8
2005	73.00	48.10	99.20	27.00	28.60	20.60	32.50	30.40	36.50	40.00	32.00	66.90	534.8
2006	100.20	106.00	140.80	89.20	51.60	55.20	62.70	73.40	45.50	131.40	91.90	142.90	1090.8
2007	223.00	85.00	280.00	151.00	0.70	0.60	0.70	1.60	7.50	28.00	113.03	85.00	976.1
S/D : Sin Dato												Promedio	1107.1

REGISTRO PLUVIOMETRICO MENSUAL													
Estación :	CHONTACA	Latitud	13° 16' 57" S	Distrito	ACOCRO								
Código :	10	Longitud	74° 02' 42" W	Provincia	HUAMANGA								
Altitud :	3525			Departamento	AYACUCHO								
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1991	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	18.20	34.10	52.3
1992	86.70	108.20	69.10	21.00	0.70	11.50	1.40	27.40	4.90	28.50	S/D	16.20	375.6
1993	142.30	58.20	157.00	125.20	12.30	10.30	39.90	38.70	39.30	40.80	141.40	182.10	987.5
1994	278.00	142.70	150.90	49.40	9.60	5.40	0.00	4.10	34.60	38.60	65.30	77.00	855.6
1995	178.10	130.10	182.60	31.90	10.30	2.20	5.20	2.30	11.80	52.20	94.80	113.00	814.5
1996	126.60	199.10	188.40	79.80	11.50	0.50	0.00	26.50	26.50	52.00	58.30	132.40	901.6
1997	235.70	150.30	91.80	55.70	14.60	0.00	1.60	27.00	49.70	39.30	98.30	112.00	876.0
1998	163.40	164.10	109.30	39.80	14.30	51.20	0.00	0.00	9.70	90.20	64.00	107.40	813.4
1999	143.80	159.70	174.90	64.90	20.90	0.70	1.40	0.00	46.90	37.30	68.60	94.70	813.8
2000	254.20	219.20	151.29	41.20	12.84	27.00	33.66	9.19	28.93	104.78	19.06	66.11	967.5
2001	295.01	79.63	193.47	58.54	60.43	22.58	28.66	23.39	20.01	45.16	77.33	72.33	976.5
2002	115.46	187.39	184.01	178.27	14.87	2.43	52.59	18.00	51.78	38.40	120.46	111.81	1075.5
2003	135.20	221.70	174.70	120.56	13.40	0.10	0.00	39.30	15.50	44.70	35.90	122.90	924.0
2004	75.30	100.90	37.30	15.30	4.40	5.70	23.90	9.00	31.80	25.50	26.60	95.00	450.7
2005	83.70	174.20	66.50	10.90	0.00	0.00	9.20	2.50	28.00	59.20	36.20	129.80	600.2
2006	124.10	153.70	121.90	46.60	1.80	4.50	0.00	9.80	16.40	83.80	85.50	87.40	735.5
2007	89.50	59.90	132.40	55.50	5.80	1.20	15.90	2.70	9.50	67.00	52.50	98.00	589.9
2008	163.60	123.60	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	287.2
S/D : Sin Dato												Promedio	727.6

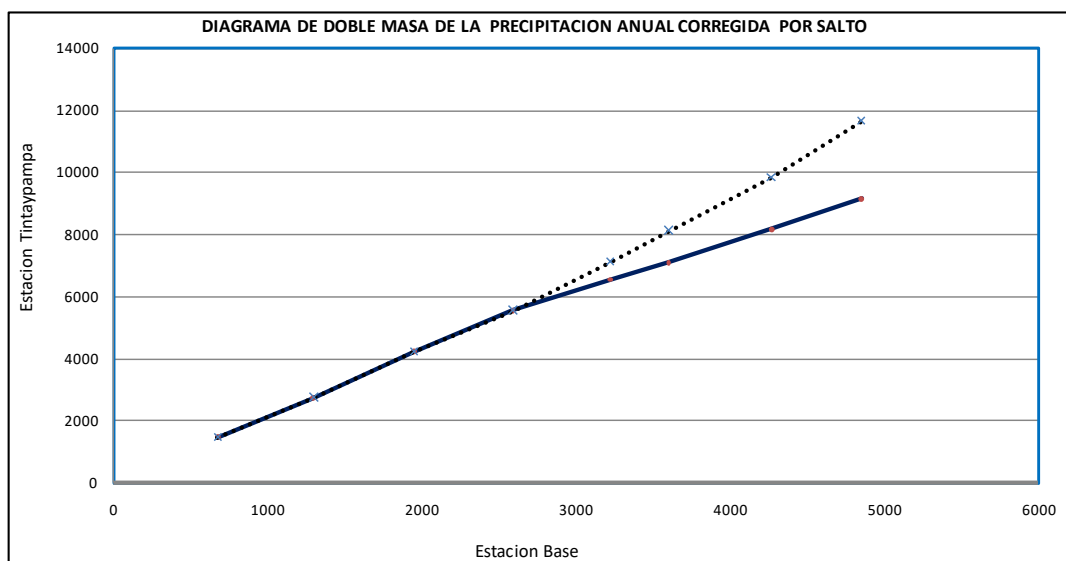
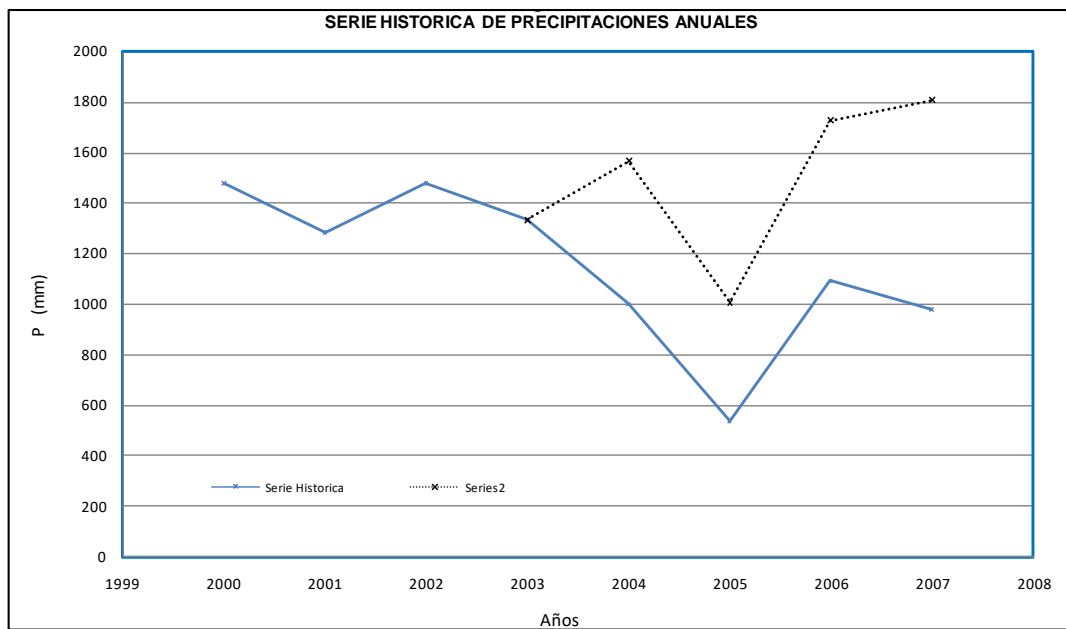
REGISTRO PLUVIOMETRICO MENSUAL														
ESTACION	HUAMANGA			DISTRITO	AYACUCHO			ALTITUD	:2772 msnm					
CODIGO	:-			PROVINCIA	HUAMANGA			LATITUD	:13° 08'51" S					
				DEPARTAMENTO	AYACUCHO			LONGITUD	:74° 13'06" W					
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL	
1962	101.5	107.4	95.8	31.4	9.2	6.1	7.6	9.0	8.2	54.7	13.5	95.5	539.9	
1963	287.5	241.9	106.9	51.5	2.3	0.4	0	2.6	32.2	22.7	28.4	141.4	917.8	
1964	49	97.7	80.6	34	29.2	0	6.4	8.1	38.1	13.6	47.8	35.5	440.0	
1965	94.2	93	100.6	17.4	3.9	0	11.5	0.3	30.7	38.6	59.8	95.5	545.5	
1966	67.8	88.9	67	4.2	32.2	0.1	0	23	31.1	109.1	47.5	48.4	519.3	
1967	69.2	131.5	194.3	25.8	11.9	0.7	21.8	17.2	21.1	29.2	46.6	126.6	695.9	
1968	103.4	89.3	129.9	23.6	4.5	15.5	6	21.8	5.6	48.5	38	82.3	568.4	
1969	43.7	55.9	120.1	29	0	24.6	4.1	7.6	14.9	53.4	45.1	72.7	471.1	
1970	162.8	83.6	54.5	49.8	12.7	1	11.2	0	55.8	23.6	43.6	99	597.6	
1971	118.3	198.8	87.4	33.9	0.6	12.9	0.7	13.9	9.2	35.3	60.2	73.8	645.0	
1972	144.9	37.3	93.3	54.5	2	0	18	10.7	29.8	50	39.9	60.2	540.6	
1973	90.2	120.8	141.3	69.2	0	5	4.3	21.7	28.5	29.2	56.3	95.7	662.2	
1974	125	176.6	128.2	34	1.3	13.2	0	25.7	27.7	22.5	7.8	34.4	596.4	
1975	108.4	56.8	59.2	21.7	31.9	2.3	0.8	2.4	26.5	28.3	50.6	85.1	474.0	
1976	142.8	103	126.8	37.5	25.4	11.5	2.3	1	48.2	16.3	8.1	53.8	576.7	
1977	59.3	115.5	34.7	35.8	18.5	0	11.5	2.5	11.2	4	98.8	44.9	436.7	
1978	161.3	140.2	52.9	21.4	0.7	4.1	0	0	28.6	47.2	78.6	94	629.0	
1979	89.2	69.8	81.4	23.3	11.2	0.7	13.5	19	12.4	21.5	36.6	36.2	414.8	
1980	85.5	77.4	121.6	11.6	7.4	20.9	2.9	5.5	30.7	71.4	67.3	53.4	555.6	
1981	100.1	159.2	66.7	41.6	0.5	3.4	0	53.5	52.9	90.5	73.4	121.9	763.7	
1982	126.7	159.9	56.9	16.9	1.3	14.8	0	22	25.7	63.2	85.1	31.2	603.7	
1983	82.7	45.4	90.9	41.2	1.4	7.5	6.2	15.3	31.8	54.3	14.6	53.2	444.5	
1984	120.5	208.1	100.2	10.9	0	13.2	3.7	4.9	5.5	46.4	105.4	91.3	710.1	
1985	73.4	33.9	29.8	52.8	0	1.9	2.6	0	24.8	6.2	42.9	85.4	353.7	
1986	124.1	148	168.6	67	12.5	0	7.5	16.7	22.5	19.8	45.7	48.4	680.8	
1987	129.2	37.1	28.8	20.7	12.3	7.6	10.7	3.3	12	37.3	62	44.7	405.7	
1988	84	79.4	93	61.1	8.7	2.5	7.5	0	18.6	16.8	26.5	89.1	487.2	
1989	107.3	65.4	116.5	4.9	16	1.6	0	3.2	33	27.8	29.9	51.2	456.8	
1990	76.6	98.7	94.5	11.4	5.6	6.6	0	8	11.1	7	142	143.1	604.6	
1991	60.2	57.9	107	98.7	17.5	26	10.5	16.5	15	40	53.6	15.5	518.4	
1992	104.9	64.2	53.5	17	9.2	10	6	26	13	24	28.5	25.5	381.8	
1993	125	100	94	34.5	8	7	15	16.5	26	22	75	116	639.0	
1994	115.5	140	102	30	6.5	3	0	6.5	9.8	19.4	49.3	88	570.0	
1995	157.4	128.9	123.3	12.5	16.5	0.5	2	5.6	9.7	34.3	78.7	48.5	617.9	
1996	75.2	126.8	99	43.8	0	0	0	16.7	25.3	20.8	22.3	61.9	491.8	
1997	136.8	122.6	78.1	25.4	2.9	0	2	20.2	38.7	25.4	75.3	98.9	626.3	
1998	117.4	109.5	95.9	7.2	0.4	6.2	0	3.9	19.6	46.2	32.4	42.6	481.3	
1999	107.3	144.7	91.5	29	2.6	0.6	4.8	0	57.7	13.2	91.6	59.3	602.3	
2000	130.2	176	91.5	6	14.6	10.8	55.8	12.7	4.4	66	26.9	79.2	674.1	
2001	161.9	101.9	86.5	23	23.2	4.4	24.3	12.6	7.7	31.9	62.6	80.9	620.9	
2002	105.7	141.8	91	21	15.1	5.7	25.8	19.3	42.8	22.5	58.6	102.4	651.7	
2003	76.6	164.9	121.5	77.5	20.6	0	0	30.6	27.2	11.6	28	83.8	642.3	
2004	69.9	149.1	83	29.8	11.3	10.7	26.3	7.5	16.1	26.6	39.7	162.2	632.2	
2005	46.7	69.8	78.4	11.7	0.2	0	2.6	0	5.4	47.2	29.7	87.4	379.1	
2006	107.4	102.3	151.5	21.3	1.2	13.2	0.2	23	18.1	47.1	72.1	107.7	665.1	
2007	71.2	69.6	151.5	38.4	2.5	0	6.4	1	13.6	39.5	86.3	104.7	584.7	
2008	81.9	86.4	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	168.3	
S/D :	Sin Dato												Promedio :	559.2

ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE PRECIPITACIÓN

Se plantea una hipótesis de un salto en el año de 1974, para el cual se le realizara el análisis estadístico, es decir el análisis de asaltos y tendencias para los periodos citados							
NUMERO DE DATOS, PROMEDIO Y DESVIACION ESTANDAR PARA LOS PERIODOS DE ANALISIS DE LA ESTACION HUAMANGA							
PERIODO	N	MEDIA	DESV. ESTANDAR	S(x)2			
1962	1974	156	49.61	51.02	2603.40		
1975	2007	396	46.41	44.89	2015.04		
ANALISIS DE SALTOS							
CONSISTENCIA EN LA MEDIA							
Sp	Sd	Tc	Alfa	G.L.	Tt (95%) Tabla	Comparc.	Diferencia Signific.
46.70	4.41	0.73	0.05	550	1.645	Tc<Tt	NO
CONSISTENCIA EN LA DESVIACION ESTANDAR							
Si :	$S_1^2(x) > S_2^2(x)$	Entonces	$F_c = \frac{S_1^2(x)}{S_2^2(x)}$	y	$G.L.N. = n_1 - 1$ $G.L.D. = n_2 - 1$		
Si :	$S_2^2(x) > S_1^2(x)$	Entonces	$F_c = \frac{S_2^2(x)}{S_1^2(x)}$	y	$G.L.N. = n_2 - 1$ $G.L.D. = n_1 - 1$		
Fc Calculado	Alfa	G.L.N.	G.L.D.	Ft (95%) Tabla	Comparación	Diferencia Signific.	
0.77	0.05	395	155	1.38	Ft > Fc	NO	
ANALISIS DE TENDENCIA							
TENDENCIA EN LA MEDIA							
n =	552						
Tm =	47.31						
t =	276.50						
Stm =	46.68						
St =	159.49						
Tm*t =	12991.59						
R	B	A	Tc Calculado	G.L.	Tt (95%) Tabla	Comparc.	Diferencia Signific.
-0.01	-0.004	48.29	-0.28	550	1.645	Tc<Tt	NO
TENDENCIA EN LA DESVIACION ESTANDAR							
n =	46						
Tm =	46.13						
t =	23.50						
Stm =	12.52						
St =	13.42						
Tm*t =	1076.71						
R	B	A	Tc Calculado	G.L.	Tt (95%) Tabla	Comparc.	Diferencia Signific.
-0.04	-0.040	47.07	-0.29	44	1.684	Tc<Tt	NO

Se planteada la hipótesis de un salto en el año de 1998, para el cual se le realizara el análisis estadístico, es decir el análisis de asaltos y tendencias para los periodos citados							
NUMERO DE DATOS, PROMEDIO Y DESVIACION ESTANDAR PARA LOS PERIODOS DE ANALISIS DE LA ESTACION CHONTACA							
PERIODO		N	MEDIA	DESV. ESTANDAR	S(x)2		
1991	1998	96	66.39	63.44	4024.12		
1999	2007	108	66.05	64.13	4113.13		
ANALISIS DE SALTOS							
CONSISTENCIA EN LA MEDIA							
Sp	Sd	Tc	Alfa	G.L.	Tt (95%) Tabla	Comparc.	Diferencia Signific.
63.81	8.95	0.04	0.05	202	1.645	Tc < Tt	NO
CONSISTENCIA EN LA DESVIACION ESTANDAR							
Si:	$S_1^2(x) > S_2^2(x)$	Entonces	$F_c = \frac{S_1^2(x)}{S_2^2(x)}$	y	$G.L.N. = n_1 - 1$ $G.L.D. = n_2 - 1$		
Si:	$S_2^2(x) > S_1^2(x)$	Entonces	$F_c = \frac{S_2^2(x)}{S_1^2(x)}$	y	$G.L.N. = n_2 - 1$ $G.L.D. = n_1 - 1$		
Fc Calculado	Alfa	G.L.N.	G.L.D.	Ft (95%) Tabla	Comparación	Diferencia Signific.	
0.98	0.05	107	95	1.41	Ft > Fc	NO	
ANALISIS DE TENDENCIA							
TENDENCIA EN LA MEDIA							
n =	204						
Tm =	66.21						
t =	102.50						
Stm =	63.65						
St =	59.03						
Tm*t =	6596.86						
R	B	A	Tc Calculado	G.L.	Tt (95%) Tabla	Comparc.	Diferencia Signific.
-0.05	-0.055	71.80	-0.72	202	1.645	Tc < Tt	NO
TENDENCIA EN LA DESVIACION ESTANDAR							
n =	17						
Tm =	62.74						
t =	9.00						
Stm =	15.04						
St =	4.55						
Tm*t =	536.26						
R	B	A	Tc Calculado	G.L.	Tt (95%) Tabla	Comparc.	Diferencia Signific.
-0.41	-1.370	75.08	-1.88	15	1.753	Tc < Tt	NO

Se planteada la hipótesis de un salto en el año de 2003, para el cual se le realizara el análisis estadístico, es decir el análisis de asaltos y tendencias para los periodos citados							
NUMERO DE DATOS, PROMEDIO Y DESVIACION ESTANDAR PARA LOS PERIODOS DE ANALISIS DE LA ESTACION TINTAYPAMPA							
PERIODO		N	MEDIA	DESV. ESTANDAR	S(x)2		
2000	2003	48	116.04	134.14	17992.62		
2004	2007	48	75.01	76.55	5859.47		
ANALISIS DE SALTOS							
CONSISTENCIA EN LA MEDIA							
Sp	Sd	Tc	Alfa	G.L.	Tt (95%) Tabla	Comparc.	Diferencia Signific.
109.21	22.29	1.84	0.05	94	1.658	Tc<Tt	SI
CONSISTENCIA EN LA DESVIACION ESTANDAR							
Si :	$S_1^2(x) > S_2^2(x)$	Entonces	$F_c = \frac{S_1^2(x)}{S_2^2(x)}$	y	$G.L.N. = n_1 - 1$ $G.L.D. = n_2 - 1$		
Si :	$S_2^2(x) > S_1^2(x)$	Entonces	$F_c = \frac{S_2^2(x)}{S_1^2(x)}$	y	$G.L.N. = n_2 - 1$ $G.L.D. = n_1 - 1$		
Fc Calculado	Alfa	G.L.N.	G.L.D.	Ft (95%) Tabla	Comparación	Diferencia Signific.	
3.07	0.05	47	47	1.70	Ft > Fc	SI	
ANALISIS DE TENDENCIA							
TENDENCIA EN LA MEDIA							
n =	96						
Tm =	95.52						
t =	48.50						
STm =	110.57						
St =	27.86						
Tm*t =	3990.02						
R	B	A	Tc Calculado	G.L.	Tt (95%) Tabla	Comparc.	Diferencia Signific.
-0.21	-0.828	135.70	-2.09	94	1.658	Tc<Tt	SI
TENDENCIA EN LA DESVIACION ESTANDAR							
n =	8						
Tm =	101.66						
t =	4.50						
STm =	50.13						
St =	2.45						
Tm*t =	378.05						
R	B	A	Tc Calculado	G.L.	Tt (95%) Tabla	Comparc.	Diferencia Signific.
-0.65	-13.240	161.24	-2.40	6	1.943	Tc<Tt	SI



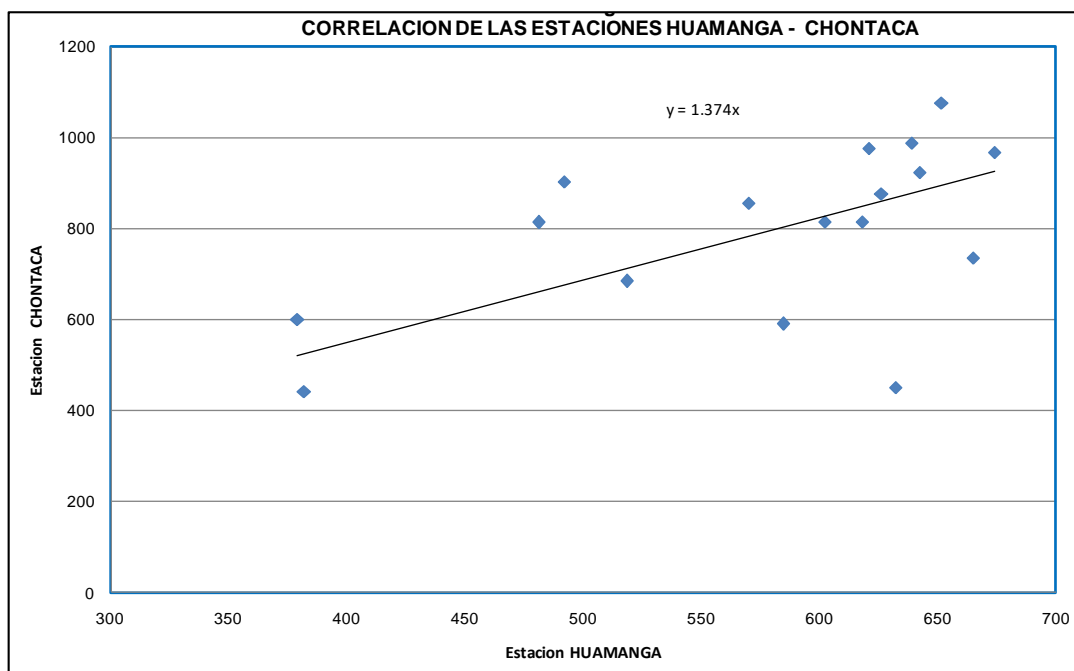
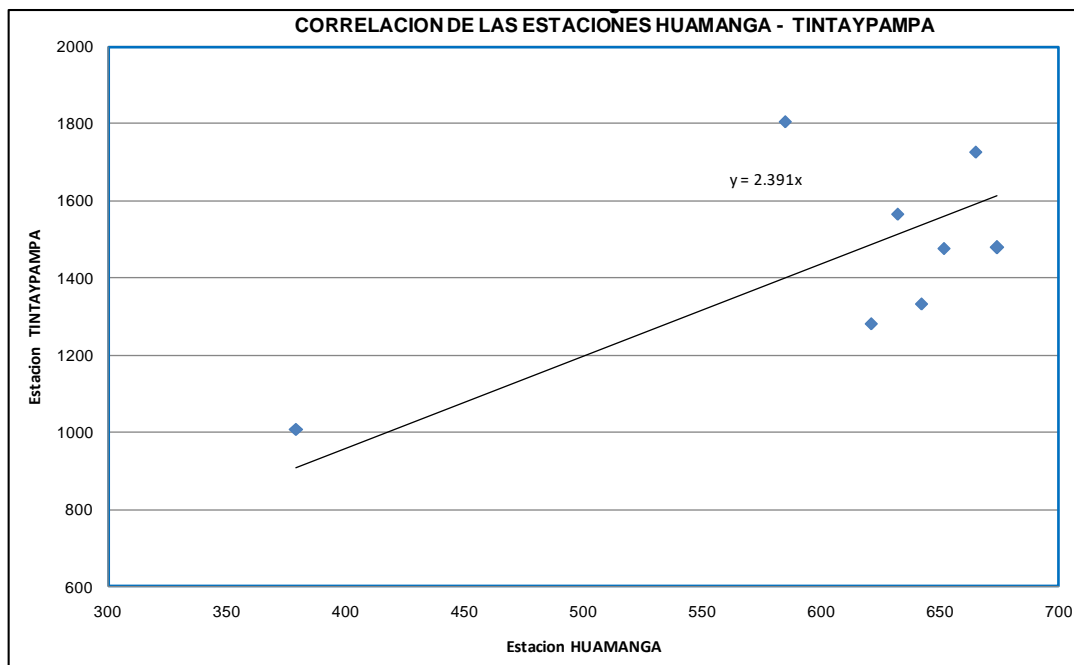
Se planteada la hipótesis de un salto en el año de 2003, para el cual se le realizara el análisis estadístico, es decir el análisis de asaltos y tendencias para los periodos citados							
NUMERO DE DATOS, PROMEDIO Y DESVIACION ESTANDAR PARA LOS PERIODOS DE ANALISIS DE LA ESTACION TINTAYPAMPA							
PERIODO	N	MEDIA	DESV. ESTANDAR	S(x)2			
2000	2003	48	116.04	134.14	17992.62		
2004	2007	48	127.18	132.50	17555.36		
ANALISIS DE SALTOS							
CONSISTENCIA EN LA MEDIA							
Sp	Sd	Tc	Alfa	G.L.	Tt (95%) Tabla	Comparc.	Diferencia Signific.
133.32	27.21	-0.41	0.05	94	1.645	Tc < Tt	NO
CONSISTENCIA EN LA DESVIACION ESTANDAR							
Si:	$S_1^2(0) > S_2^2(0)$	Entonces	$F_c = \frac{S_1^2(0)}{S_2^2(0)}$	y	$G.L.N. = n_1 - 1$ $G.L.D. = n_2 - 1$		
Si:	$S_2^2(0) > S_1^2(0)$	Entonces	$F_c = \frac{S_2^2(0)}{S_1^2(0)}$	y	$G.L.N. = n_2 - 1$ $G.L.D. = n_1 - 1$		
Fc Calculado	Alfa	G.L.N.	G.L.D.	Ft (95%) Tabla	Comparación	Diferencia Signific.	
0.98	0.05	47	47	1.70	Ft > Fc	NO	
ANALISIS DE TENDENCIA							
TENDENCIA EN LA MEDIA							
n =	96						
Tm =	121.61						
t =	48.50						
S _{Tm} =	132.73						
St =	27.86						
Tm*t =	5901.64						
R	B	A	Tc Calculado	G.L.	Tt (95%) Tabla	Comparc.	Diferencia Signific.
0.00	0.005	121.38	0.01	94	1.645	Tc < Tt	NO
TENDENCIA EN LA DESVIACION ESTANDAR							
n =	8						
Tm =	129.86						
t =	4.50						
S _{Tm} =	44.40						
St =	2.45						
Tm*t =	552.77						
R	B	A	Tc Calculado	G.L.	Tt (95%) Tabla	Comparc.	Diferencia Signific.
-0.29	-5.267	153.56	-0.86	6	1.943	Tc < Tt	NO

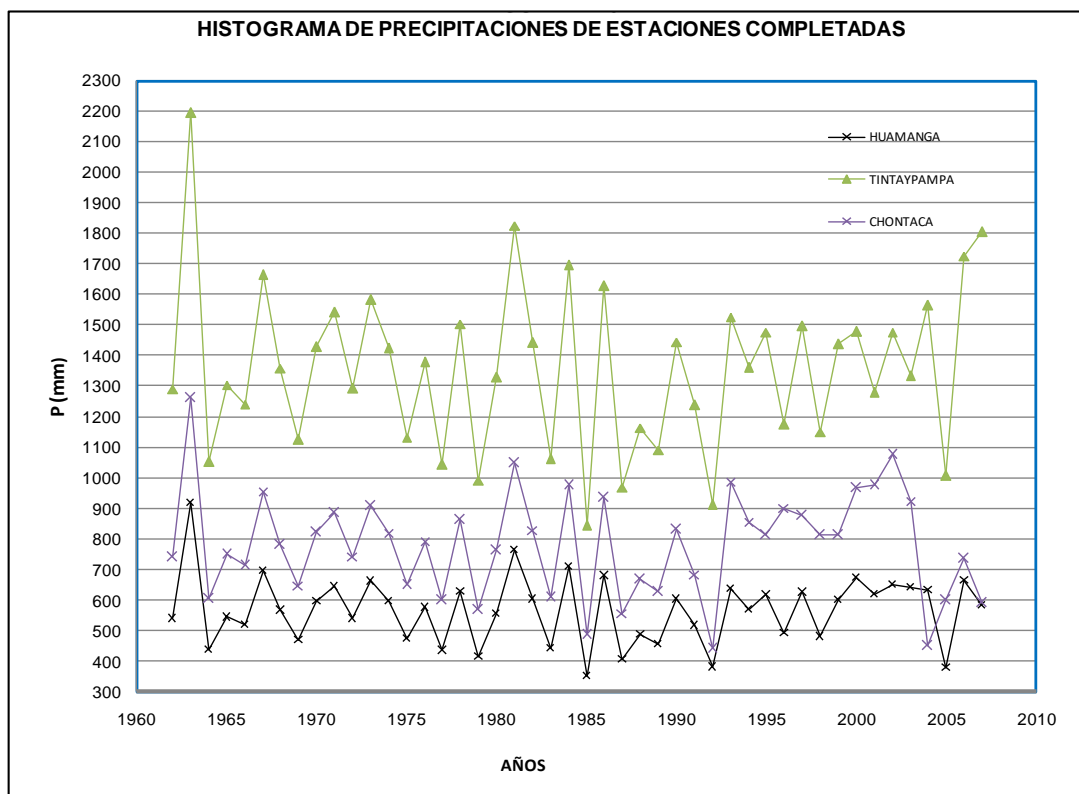
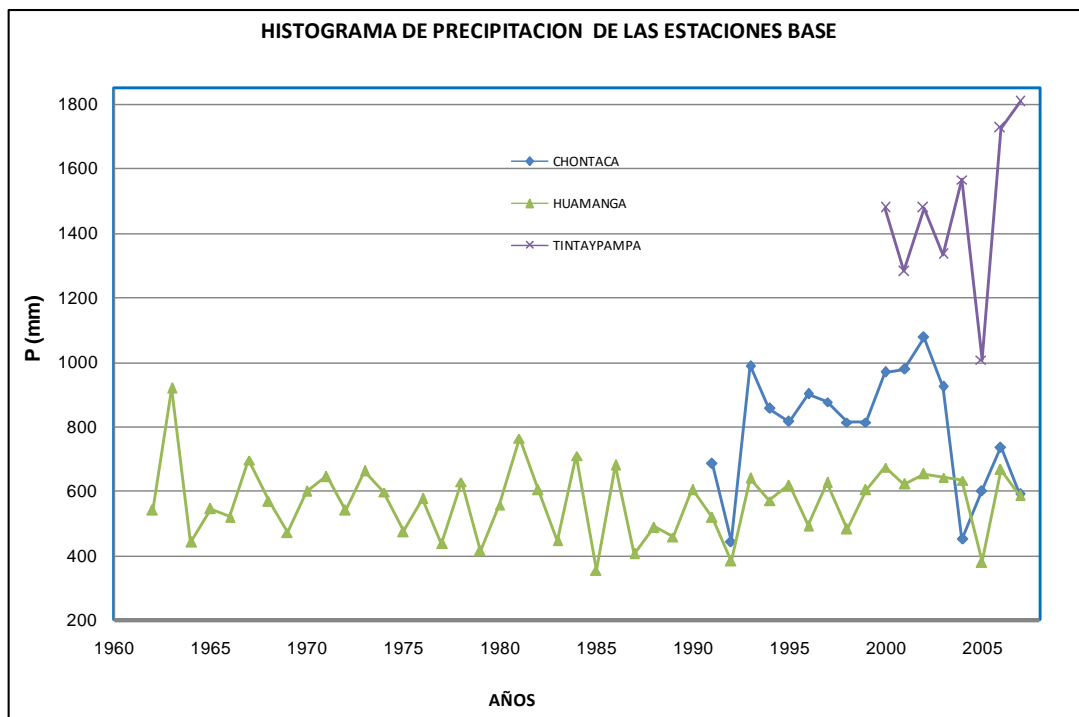
DATOS EXTENDIDOS – MÉTODO DE REGRESIÓN LINEAL SIMPLE

REGISTRO PLUVIOMETRICO DE LA ESTACION BASE COMPLETADA														
ESTACION	: HUAMANGA			DISTRITO	: AYACUCHO			ALTITUD	: 2772 msnm					
CODIGO	: -			PROVINCIA	: HUAMANGA			LATITUD	: 13° 08'51" S					
				DEPARTAMENTO	: AYACUCHO			LONGITUD	: 74° 13'06" W					
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL	
1962	101.50	107.40	95.80	31.40	9.20	6.10	7.60	9.00	8.20	54.70	13.50	95.50	539.9	
1963	287.50	241.90	106.90	51.50	2.30	0.40	0.00	2.60	32.20	22.70	28.40	141.40	917.8	
1964	49.00	97.70	80.60	34.00	29.20	0.00	6.40	8.10	38.10	13.60	47.80	35.50	440.0	
1965	94.20	93.00	100.60	17.40	3.90	0.00	11.50	0.30	30.70	38.60	59.80	95.50	545.5	
1966	67.80	88.90	67.00	4.20	32.20	0.10	0.00	23.00	31.10	109.10	47.50	48.40	519.3	
1967	69.20	131.50	194.30	25.80	11.90	0.70	21.80	17.20	21.10	29.20	46.60	126.60	695.9	
1968	103.40	89.30	129.90	23.60	4.50	15.50	6.00	21.80	5.60	48.50	38.00	82.30	568.4	
1969	43.70	55.90	120.10	29.00	0.00	24.60	4.10	7.60	14.90	53.40	45.10	72.70	471.1	
1970	162.80	83.60	54.50	49.80	12.70	1.00	11.20	0.00	55.80	23.60	43.60	99.00	597.6	
1971	118.30	198.80	87.40	33.90	0.60	12.90	0.70	13.90	9.20	35.30	60.20	73.80	645.0	
1972	144.90	37.30	93.30	54.50	2.00	0.00	18.00	10.70	29.80	50.00	39.90	60.20	540.6	
1973	90.20	120.80	141.30	69.20	0.00	5.00	4.30	21.70	28.50	29.20	56.30	95.70	662.2	
1974	125.00	176.60	128.20	34.00	1.30	13.20	0.00	25.70	27.70	22.50	7.80	34.40	596.4	
1975	108.40	56.80	59.20	21.70	31.90	2.30	0.80	2.40	26.50	28.30	50.60	85.10	474.0	
1976	142.80	103.00	126.80	37.50	25.40	11.50	2.30	1.00	48.20	16.30	8.10	53.80	576.7	
1977	59.30	115.50	34.70	35.80	18.50	0.00	11.50	2.50	11.20	4.00	98.80	44.90	436.7	
1978	161.30	140.20	52.90	21.40	0.70	4.10	0.00	0.00	28.60	47.20	78.60	94.00	629.0	
1979	89.20	69.80	81.40	23.30	11.20	0.70	13.50	19.00	12.40	21.50	36.60	36.20	414.8	
1980	85.50	77.40	121.60	11.60	7.40	20.90	2.90	5.50	30.70	71.40	67.30	53.40	555.6	
1981	100.10	159.20	66.70	41.60	0.50	3.40	0.00	53.50	52.90	90.50	73.40	121.90	763.7	
1982	126.70	159.90	56.90	16.90	1.30	14.80	0.00	22.00	25.70	63.20	85.10	31.20	603.7	
1983	82.70	45.40	90.90	41.20	1.40	7.50	6.20	15.30	31.80	54.30	14.60	53.20	444.5	
1984	120.50	208.10	100.20	10.90	0.00	13.20	3.70	4.90	5.50	46.40	105.40	91.30	710.1	
1985	73.40	33.90	29.80	52.80	0.00	1.90	2.60	0.00	24.80	6.20	42.90	85.40	353.7	
1986	124.10	148.00	168.60	67.00	12.50	0.00	7.50	16.70	22.50	19.80	45.70	48.40	680.8	
1987	129.20	37.10	28.80	20.70	12.30	7.60	10.70	3.30	12.00	37.30	62.00	44.70	405.7	
1988	84.00	79.40	93.00	61.10	8.70	2.50	7.50	0.00	18.60	16.80	26.50	89.10	487.2	
1989	107.30	65.40	116.50	4.90	16.00	1.60	0.00	3.20	33.00	27.80	29.90	51.20	456.8	
1990	76.60	98.70	94.50	11.40	5.60	6.60	0.00	8.00	11.10	7.00	142.00	143.10	604.6	
1991	60.20	57.90	107.00	98.70	17.50	26.00	10.50	16.50	15.00	40.00	53.60	15.50	518.4	
1992	104.90	64.20	53.50	17.00	9.20	10.00	6.00	26.00	13.00	24.00	28.50	25.50	381.8	
1993	125.00	100.00	94.00	34.50	8.00	7.00	15.00	16.50	26.00	22.00	75.00	116.00	639.0	
1994	115.50	140.00	102.00	30.00	6.50	3.00	0.00	6.50	9.80	19.40	49.30	88.00	570.0	
1995	157.40	128.90	123.30	12.50	16.50	0.50	2.00	5.60	9.70	34.30	78.70	48.50	617.9	
1996	75.20	126.80	99.00	43.80	0.00	0.00	0.00	16.70	25.30	20.80	22.30	61.90	491.8	
1997	136.80	122.60	78.10	25.40	2.90	0.00	2.00	20.20	38.70	25.40	75.30	98.90	626.3	
1998	117.40	109.50	95.90	7.20	0.40	6.20	0.00	3.90	19.60	46.20	32.40	42.60	481.3	
1999	107.30	144.70	91.50	29.00	2.60	0.60	4.80	0.00	57.70	13.20	91.60	59.30	602.3	
2000	130.20	176.00	91.50	6.00	14.60	10.80	55.80	12.70	4.40	66.00	26.90	79.20	674.1	
2001	161.90	101.90	86.50	23.00	23.20	4.40	24.30	12.60	7.70	31.90	62.60	80.90	620.9	
2002	105.70	141.80	91.00	21.00	15.10	5.70	25.80	19.30	42.80	22.50	58.60	102.40	651.7	
2003	76.60	164.90	121.50	77.50	20.60	0.00	0.00	30.60	27.20	11.60	28.00	83.80	642.3	
2004	69.90	149.10	83.00	29.80	11.30	10.70	26.30	7.50	16.10	26.60	39.70	162.20	632.2	
2005	46.70	69.80	78.40	11.70	0.20	0.00	2.60	0.00	5.40	47.20	29.70	87.40	379.1	
2006	107.40	102.30	151.50	21.30	1.20	13.20	0.20	23.00	18.10	47.10	72.10	107.70	665.1	
2007	71.20	69.60	151.50	38.40	2.50	0.00	6.40	1.00	13.60	39.50	86.30	104.70	584.7	
MEDIA	106.5	110.7	96.1	31.8	9.0	6.0	7.4	11.7	23.4	35.4	52.4	77.2	567.7	

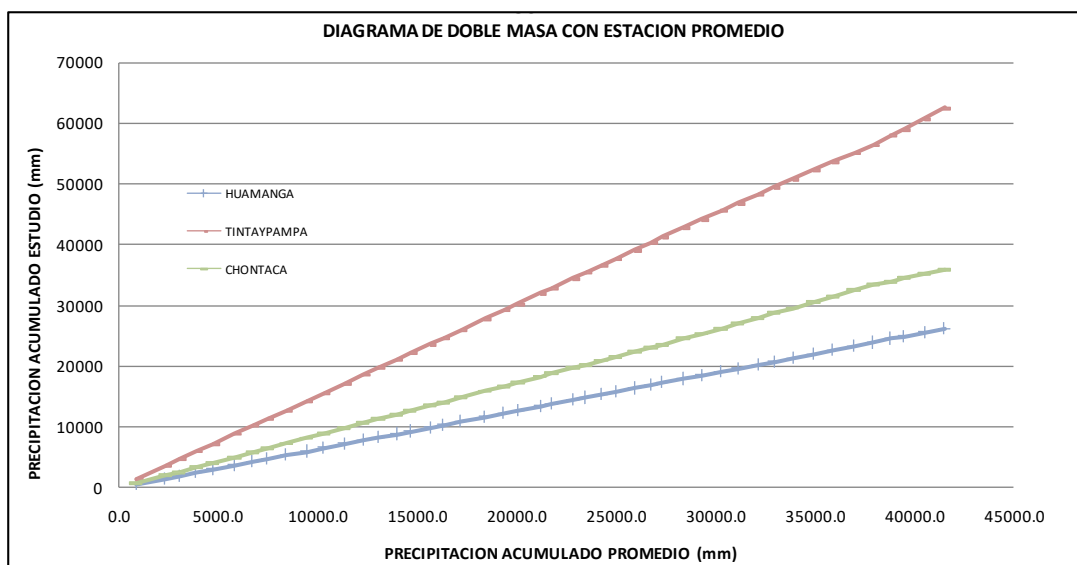
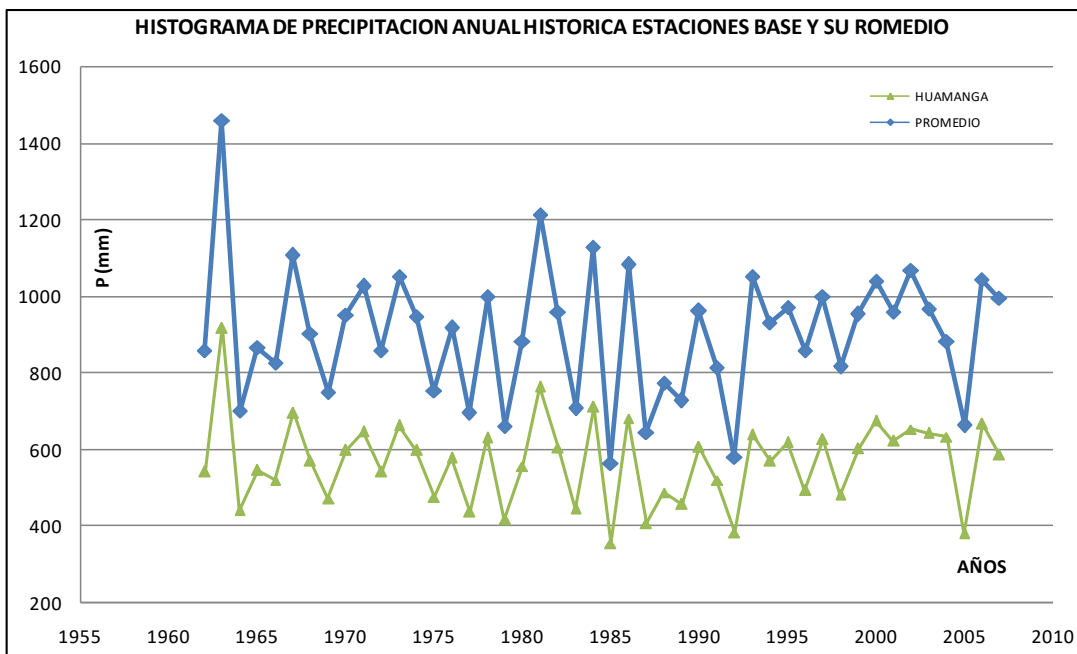
REGISTRO PLUVIOMETRICO CON INFORMACION MENSUAL EXTENDIDA 1962-2007													
Estación :	TINTAYPAMPA			Latitud	13° 08' 02 S			Distrito	ACOCRO				
Código :	15			Longitud	74° 05' 02 W			Provincia	HUAMANGA				
Altitud :	2900						Departamento	AYACUCHO					
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1962	230.16	286.50	249.80	60.15	35.60	33.51	39.78	52.17	35.64	57.03	71.99	138.55	1290.9
1963	391.27	487.04	424.65	102.25	60.51	56.96	67.63	88.69	60.59	96.95	122.39	235.53	2194.5
1964	187.58	233.49	203.58	49.02	29.01	27.31	32.42	42.52	29.05	46.48	58.67	112.91	1052.0
1965	232.55	289.47	252.39	60.77	35.97	33.86	40.20	52.72	36.01	57.62	72.74	139.99	1304.3
1966	221.38	275.57	240.27	57.85	34.24	32.23	38.27	50.18	34.28	54.86	69.25	133.26	1241.6
1967	296.67	369.29	321.98	77.53	45.88	43.19	51.28	67.25	45.94	73.51	92.80	178.58	1663.9
1968	242.31	301.63	262.99	63.32	37.48	35.28	41.88	54.93	37.52	60.04	75.79	145.86	1359.0
1969	200.83	249.99	217.97	52.48	31.06	29.24	34.71	45.53	31.10	49.77	62.82	120.90	1126.4
1970	254.76	317.12	276.50	66.58	39.40	37.09	44.04	57.75	39.45	63.13	79.69	153.36	1428.9
1971	274.97	342.28	298.43	71.86	42.53	40.03	47.53	62.33	42.58	68.14	86.01	165.52	1542.2
1972	230.46	286.87	250.13	60.23	35.64	33.55	39.84	52.24	35.69	57.11	72.09	138.73	1292.6
1973	282.30	351.40	306.39	73.77	43.66	41.10	48.80	63.99	43.72	69.95	88.30	169.94	1583.3
1974	254.25	316.49	275.94	66.44	39.32	37.01	43.95	57.63	39.37	63.00	79.53	153.05	1426.0
1975	202.07	251.53	219.31	52.81	31.25	29.42	34.93	45.81	31.29	50.07	63.21	121.64	1133.3
1976	245.85	306.03	266.83	64.25	38.02	35.79	42.50	55.73	38.07	60.92	76.90	147.99	1378.9
1977	186.17	231.74	202.05	48.65	28.79	27.10	32.18	42.20	28.83	46.13	58.23	112.07	1044.1
1978	268.15	333.78	291.03	70.07	41.47	39.04	46.35	60.78	41.52	66.45	83.88	161.42	1503.9
1979	176.83	220.12	191.92	46.21	27.35	25.74	30.57	40.09	27.38	43.82	55.31	106.45	991.8
1980	236.86	294.83	257.07	61.90	36.63	34.48	40.94	53.69	36.68	58.69	74.09	142.58	1328.4
1981	325.57	405.26	353.35	85.08	50.35	47.40	56.28	73.80	50.42	80.67	101.84	195.98	1826.0
1982	257.36	320.36	279.32	67.26	39.80	37.47	44.49	58.34	39.85	63.77	80.50	154.92	1443.4
1983	189.49	235.88	205.66	49.52	29.31	27.59	32.75	42.96	29.34	46.96	59.27	114.07	1062.8
1984	302.72	376.82	328.55	79.11	46.82	44.07	52.33	68.62	46.88	75.01	94.69	182.23	1697.8
1985	150.79	187.69	163.65	39.40	23.32	21.95	26.06	34.18	23.35	37.36	47.16	90.77	845.7
1986	290.23	361.27	314.99	75.84	44.89	42.25	50.17	65.79	44.94	71.92	90.78	174.71	1627.8
1987	172.95	215.29	187.71	45.20	26.75	25.18	29.89	39.21	26.78	42.86	54.10	104.11	970.0
1988	207.70	258.54	225.42	54.28	32.12	30.24	35.90	47.08	32.16	51.47	64.97	125.03	1164.9
1989	194.74	242.41	211.35	50.89	30.12	28.35	33.66	44.14	30.16	48.25	60.91	117.23	1092.2
1990	257.75	320.84	279.74	67.36	39.86	37.52	44.55	58.43	39.91	63.87	80.62	155.15	1445.6
1991	221.00	275.09	239.85	57.75	34.18	32.17	38.20	50.10	34.22	54.76	69.13	133.03	1239.5
1992	162.77	202.61	176.65	42.53	25.17	23.70	28.13	36.90	25.20	40.33	50.91	97.98	912.9
1993	272.41	339.09	295.65	71.19	42.13	39.66	47.09	61.75	42.18	67.50	85.21	163.98	1527.8
1994	243.00	302.48	263.73	63.50	37.58	35.38	42.00	55.08	37.63	60.21	76.01	146.28	1362.9
1995	263.42	327.89	285.89	68.84	40.74	38.35	45.53	59.71	40.79	65.27	82.40	158.57	1477.4
1996	209.66	260.98	227.55	54.79	32.43	30.52	36.24	47.53	32.47	51.95	65.58	126.21	1175.9
1997	267.00	332.35	289.78	69.77	41.29	38.87	46.15	60.52	41.35	66.16	83.52	160.72	1497.5
1998	205.18	255.41	222.69	53.62	31.73	29.87	35.47	46.51	31.77	50.84	64.18	123.51	1150.8
1999	256.77	319.62	278.67	67.10	39.71	37.38	44.38	58.20	39.76	63.62	80.31	154.56	1440.1
2000	554.50	338.00	274.00	39.38	35.13	23.88	31.25	32.38	35.13	35.13	35.13	44.63	1478.5
2001	390.88	236.63	243.25	2.75	35.38	30.88	33.38	88.75	34.38	45.13	59.00	80.47	1280.8
2002	240.50	255.75	297.88	2.75	35.38	21.00	50.88	50.13	25.56	59.00	121.50	316.88	1477.2
2003	203.20	417.13	342.50	30.50	29.38	37.75	26.38	49.00	25.56	34.88	26.50	110.40	1333.2
2004	44.39	715.75	236.49	46.58	36.72	49.65	36.94	41.54	48.55	38.47	40.01	230.27	1565.4
2005	112.51	323.88	158.42	31.90	34.71	20.69	41.54	37.86	48.55	54.68	40.66	101.82	1007.2
2006	160.17	170.34	231.32	140.90	75.01	81.32	94.46	113.21	64.32	214.85	145.63	235.00	1726.5
2007	375.36	133.54	475.24	249.19	40.24	37.88	44.97	58.98	40.29	33.66	182.66	133.54	1805.5
MEDIA	242.3	301.7	263.0	63.3	37.5	35.3	41.9	54.9	37.5	60.0	75.8	145.9	1359.2

REGISTRO PLUVIOMETRICO CON INFORMACION MENSUAL EXTENDIDA 1962-2007														
Estación :	CHONTACA			Latitud	13° 16' 57" S			Distrito	ACOCRO					
Código :	10			Longitud	74° 02' 42" W			Provincia	HUAMANGA					
Altitud :	3525						Departamento	AYACUCHO						
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL	
1962	147.46	134.73	127.53	58.04	12.12	8.48	12.45	14.00	24.82	49.45	62.00	90.74	741.8	
1963	250.67	229.04	216.80	98.66	20.61	14.42	21.17	23.80	42.19	84.06	105.39	154.25	1261.1	
1964	120.17	109.80	103.93	47.30	9.88	6.91	10.15	11.41	20.23	40.30	50.52	73.95	604.6	
1965	148.99	136.13	128.85	58.64	12.25	8.57	12.58	14.14	25.08	49.96	62.64	91.68	749.5	
1966	141.83	129.59	122.67	55.82	11.66	8.16	11.98	13.46	23.87	47.56	59.63	87.28	713.5	
1967	190.06	173.67	164.38	74.81	15.63	10.93	16.05	18.04	31.99	63.74	79.91	116.96	956.2	
1968	155.24	141.85	134.26	61.10	12.76	8.93	13.11	14.74	26.13	52.06	65.27	95.53	781.0	
1969	128.67	117.57	111.28	50.64	10.58	7.40	10.86	12.21	21.66	43.15	54.10	79.18	647.3	
1970	163.22	149.13	141.16	64.24	13.42	9.39	13.78	15.49	27.47	54.74	68.62	100.44	821.1	
1971	176.16	160.96	152.36	69.34	14.48	10.13	14.88	16.72	29.65	59.08	74.06	108.41	886.2	
1972	147.65	134.91	127.70	58.11	12.14	8.49	12.47	14.02	24.85	49.52	62.08	90.86	742.8	
1973	180.86	165.26	156.42	71.18	14.87	10.40	15.27	17.17	30.44	60.65	76.04	111.30	909.9	
1974	162.89	148.83	140.88	64.11	13.39	9.37	13.75	15.46	27.42	54.63	68.48	100.24	819.5	
1975	129.46	118.29	111.97	50.95	10.64	7.45	10.93	12.29	21.79	43.42	54.43	79.67	651.3	
1976	157.51	143.92	136.22	61.99	12.95	9.06	13.30	14.95	26.51	52.82	66.22	96.93	792.4	
1977	119.27	108.98	103.15	46.94	9.81	6.86	10.07	11.32	20.08	40.00	50.15	73.40	600.0	
1978	171.79	156.97	148.58	67.62	14.12	9.88	14.51	16.31	28.92	57.61	72.23	105.72	864.2	
1979	113.29	103.52	97.98	44.59	9.31	6.52	9.57	10.75	19.07	37.99	47.63	69.72	569.9	
1980	151.74	138.65	131.24	59.73	12.48	8.73	12.81	14.41	25.54	50.89	63.80	93.38	763.4	
1981	208.58	190.59	180.40	82.10	17.15	12.00	17.61	19.80	35.11	69.95	87.70	128.35	1049.3	
1982	164.88	150.66	142.60	64.90	13.56	9.48	13.92	15.65	27.75	55.29	69.32	101.46	829.5	
1983	121.40	110.93	105.00	47.78	9.98	6.98	10.25	11.52	20.43	40.71	51.04	74.71	610.7	
1984	193.94	177.21	167.74	76.33	15.95	11.15	16.38	18.41	32.64	65.04	81.54	119.35	975.7	
1985	96.60	88.27	83.55	38.02	7.94	5.56	8.16	9.17	16.26	32.40	40.62	59.45	486.0	
1986	185.94	169.90	160.81	73.18	15.29	10.69	15.70	17.65	31.30	62.36	78.18	114.42	935.4	
1987	110.80	101.24	95.83	43.61	9.11	6.37	9.36	10.52	18.65	37.16	46.59	68.19	557.4	
1988	133.06	121.58	115.08	52.37	10.94	7.65	11.24	12.63	22.40	44.62	55.94	81.88	669.4	
1989	124.76	114.00	107.90	49.10	10.26	7.17	10.53	11.84	21.00	41.84	52.45	76.77	627.6	
1990	165.13	150.88	142.82	64.99	13.58	9.50	13.94	15.68	27.79	55.38	69.43	101.62	830.7	
1991	157.90	144.30	136.60	62.20	13.00	9.10	13.30	15.00	26.60	53.00	18.20	34.10	683.3	
1992	86.70	108.20	69.10	21.00	0.70	11.50	1.40	27.40	4.90	28.50	66.40	16.20	442.0	
1993	142.30	58.20	157.00	125.20	12.30	10.30	39.90	38.70	39.30	40.80	141.40	182.10	987.5	
1994	278.00	142.70	150.90	49.40	9.60	5.40	0.00	4.10	34.60	38.60	65.30	77.00	855.6	
1995	178.10	130.10	182.60	31.90	10.30	2.20	5.20	2.30	11.80	52.20	94.80	113.00	814.5	
1996	126.60	199.10	188.40	79.80	11.50	0.50	0.00	26.50	26.50	52.00	58.30	132.40	901.6	
1997	235.70	150.30	91.80	55.70	14.60	0.00	1.60	27.00	49.70	39.30	98.30	112.00	876.0	
1998	163.40	164.10	109.30	39.80	14.30	51.20	0.00	0.00	9.70	90.20	64.00	107.40	813.4	
1999	143.80	159.70	174.90	64.90	20.90	0.70	1.40	0.00	46.90	37.30	68.60	94.70	813.8	
2000	254.20	219.20	151.29	41.20	12.84	27.00	33.66	9.19	28.93	104.78	19.06	66.11	967.5	
2001	295.01	79.63	193.47	58.54	60.43	22.58	28.66	23.39	20.01	45.16	77.33	72.33	976.5	
2002	115.46	187.39	184.01	178.27	14.87	2.43	52.59	18.00	51.78	38.40	120.46	111.81	1075.5	
2003	135.20	221.70	174.70	120.56	13.40	0.10	0.00	39.30	15.50	44.70	35.90	122.90	924.0	
2004	75.30	100.90	37.30	15.30	4.40	5.70	23.90	9.00	31.80	25.50	26.60	95.00	450.7	
2005	83.70	174.20	66.50	10.90	0.00	0.00	9.20	2.50	28.00	59.20	36.20	129.80	600.2	
2006	124.10	153.70	121.90	46.60	1.80	4.50	0.00	9.80	16.40	83.80	85.50	87.40	735.5	
2007	89.50	59.90	132.40	55.50	5.80	1.20	15.90	2.70	9.50	67.00	52.50	98.00	589.9	
MEDIA	155.4	142.0	134.4	61.2	12.8	8.9	13.1	14.7	26.2	52.1	65.3	95.7	781.7	

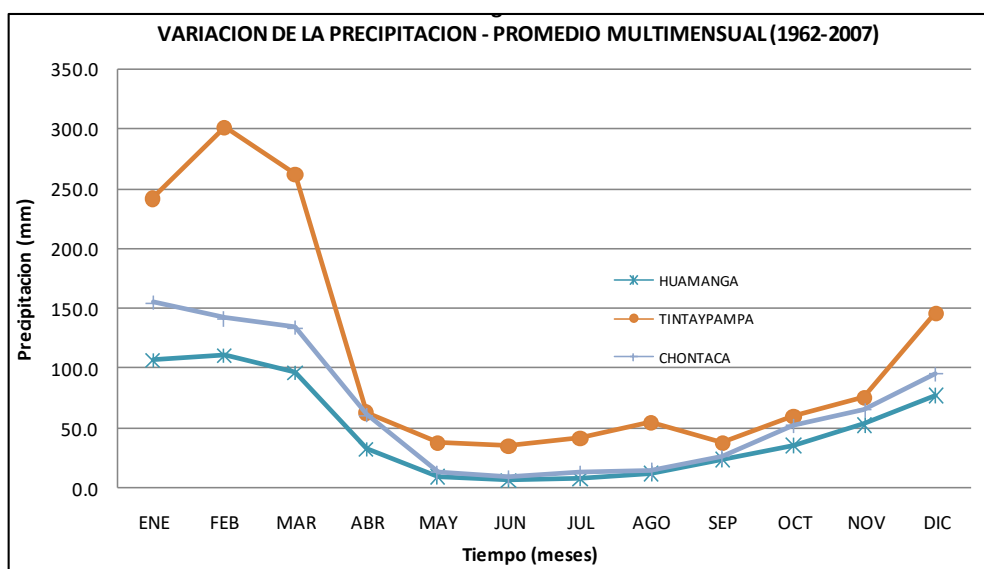


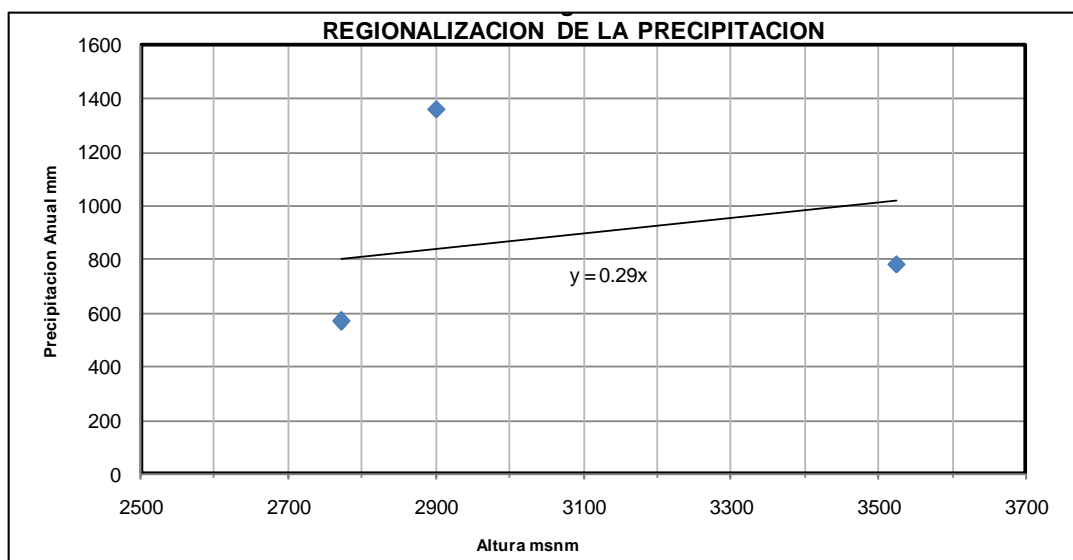
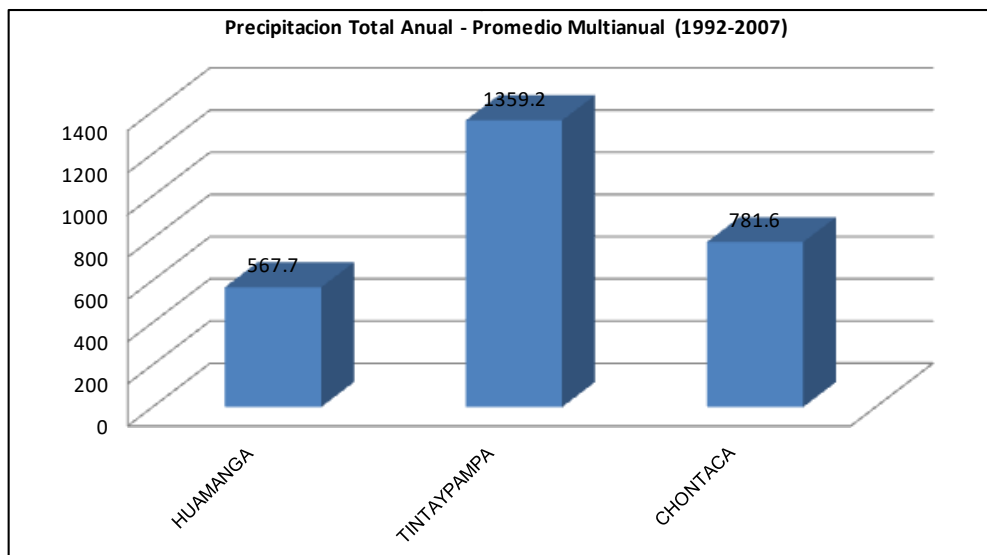


CUADRO RESUMEN DE PRECIPITACION DE ESTACIONES									
Nº	AÑO	HUAMANGA		TIUNTAYPAMPA		CHONTACA		PROMEDIO	
		P	Pacum.	P	Pacum.	P	Pacum.	P	Pacum.
1	1962	539.9	539.9	1290.9	1290.9	741.8	741.8	857.5	857.5
2	1963	917.8	1457.7	2194.5	3485.4	1261.1	2002.9	1457.8	2315.3
3	1964	440.0	1897.7	1052.0	4537.4	604.6	2607.4	698.9	3014.2
4	1965	545.5	2443.2	1304.3	5841.7	749.5	3357.0	866.4	3880.6
5	1966	519.3	2962.5	1241.6	7083.3	713.5	4070.5	824.8	4705.4
6	1967	695.9	3658.4	1663.9	8747.2	956.2	5026.6	1105.3	5810.8
7	1968	568.4	4226.8	1359.0	10106.3	781.0	5807.6	902.8	6713.6
8	1969	471.1	4697.9	1126.4	11232.7	647.3	6454.9	748.3	7461.8
9	1970	597.6	5295.5	1428.9	12661.5	821.1	7276.0	949.2	8411.0
10	1971	645.0	5940.5	1542.2	14203.7	886.2	8162.2	1024.5	9435.5
11	1972	540.6	6481.1	1292.6	15496.3	742.8	8905.0	858.7	10294.1
12	1973	662.2	7143.3	1583.3	17079.6	909.9	9814.9	1051.8	11345.9
13	1974	596.4	7739.7	1426.0	18505.6	819.5	10634.3	947.3	12293.2
14	1975	474.0	8213.7	1133.3	19639.0	651.3	11285.6	752.9	13046.1
15	1976	576.7	8790.4	1378.9	21017.8	792.4	12078.0	916.0	13962.1
16	1977	436.7	9227.1	1044.1	22062.0	600.0	12678.0	693.6	14655.7
17	1978	629.0	9856.1	1503.9	23565.9	864.2	13542.3	999.1	15654.8
18	1979	414.8	10270.9	991.8	24557.7	569.9	14112.2	658.8	16313.6
19	1980	555.6	10826.5	1328.4	25886.2	763.4	14875.6	882.5	17196.1
20	1981	763.7	11590.2	1826.0	27712.2	1049.3	15924.9	1213.0	18409.1
21	1982	603.7	12193.9	1443.4	29155.6	829.5	16754.4	958.9	19368.0
22	1983	444.5	12638.4	1062.8	30218.4	610.7	17365.2	706.0	20074.0
23	1984	710.1	13348.5	1697.8	31916.3	975.7	18340.8	1127.9	21201.9
24	1985	353.7	13702.2	845.7	32762.0	486.0	18826.8	561.8	21763.7
25	1986	680.8	14383.0	1627.8	34389.8	935.4	19762.2	1081.3	22845.0
26	1987	405.7	14788.7	970.0	35359.8	557.4	20319.7	644.4	23489.4
27	1988	487.2	15275.9	1164.9	36524.7	669.4	20989.1	773.8	24263.2
28	1989	456.8	15732.7	1092.2	37616.9	627.6	21616.7	725.6	24988.8
29	1990	604.6	16337.3	1445.6	39062.5	830.7	22447.5	960.3	25949.1
30	1991	518.4	16855.7	1239.5	40302.0	683.3	23130.8	813.7	26762.8
31	1992	381.8	17237.5	912.9	41214.9	442.0	23572.8	578.9	27341.7
32	1993	639.0	17876.5	1527.8	42742.7	987.5	24560.3	1051.4	28393.2
33	1994	570.0	18446.5	1362.9	44105.6	855.6	25415.9	929.5	29322.6
34	1995	617.9	19064.4	1477.4	45583.0	814.5	26230.4	969.9	30292.6
35	1996	491.8	19556.2	1175.9	46758.9	901.6	27132.0	856.4	31149.0
36	1997	626.3	20182.5	1497.5	48256.4	876.0	28008.0	999.9	32148.9
37	1998	481.3	20663.8	1150.8	49407.1	813.4	28821.4	815.2	32964.1
38	1999	602.3	21266.1	1440.1	50847.2	813.8	29635.2	952.1	33916.2
39	2000	674.1	21940.2	1478.5	52325.7	967.5	30602.6	1040.0	34956.2
40	2001	620.9	22561.1	1280.8	53606.6	976.5	31579.2	959.4	35915.6
41	2002	651.7	23212.8	1477.2	55083.8	1075.5	32654.7	1068.1	36983.7
42	2003	642.3	23855.1	1333.2	56416.9	924.0	33578.6	966.5	37950.2
43	2004	632.2	24487.3	1565.4	57982.3	450.7	34029.3	882.8	38833.0
44	2005	379.1	24866.4	1007.2	58989.5	600.2	34629.5	662.2	39495.1
45	2006	665.1	25531.5	1726.5	60716.0	735.5	35365.0	1042.4	40537.5
46	2007	584.7	26116.2	1805.5	62521.6	589.9	35954.9	993.4	41530.9



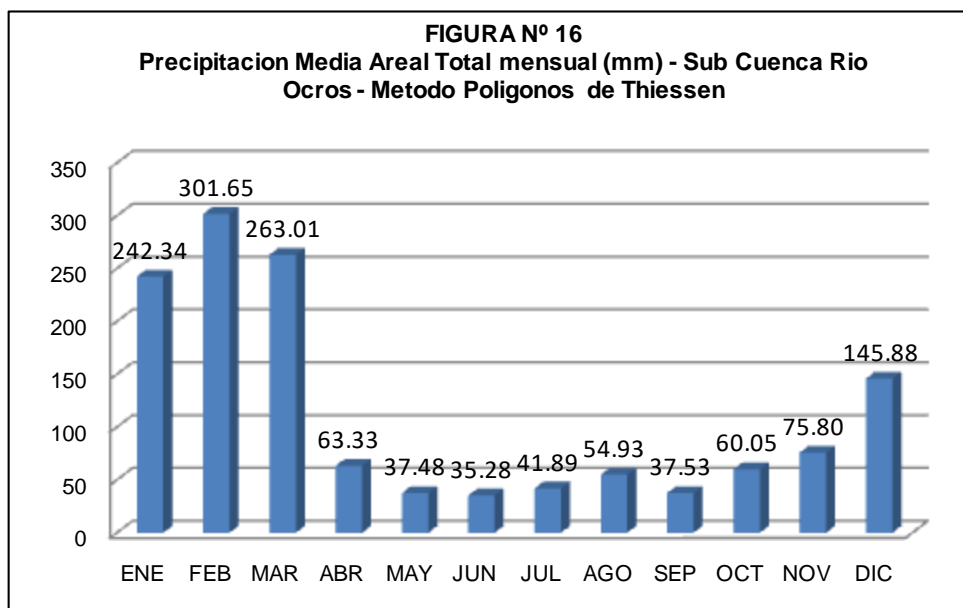
Precipitacion total mensual - Promedio multimensual (1962-2007)																
Nº	ESTACION	ALTITUD (msnm)	MESES												TOTAL ANUAL	
			ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC		
5	HUAMANGA	2772.0	106.5	110.7	96.1	31.8	9.0	6.0	7.4	11.7	23.4	35.4	52.4	77.2	567.7	
6	TINTAYPAMPA	2900.0	242.3	301.7	263.0	63.3	37.5	35.3	41.9	54.9	37.5	60.0	75.8	145.9	1359.2	
7	CHONTACA	3525.0	155.4	142.0	134.4	61.2	12.8	8.9	13.1	14.7	26.2	52.1	65.3	95.6	781.6	
Porcentaje de variacion de la precipitacion total mensual (%)																
Nº	ESTACION	ALTITUD (msnm)	MESES												TOTAL ANUAL	
			ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC		
5	HUAMANGA	2772.0	18.8	19.5	16.9	5.6	1.6	1.1	1.3	2.1	4.1	6.2	9.2	13.6	100.0	
6	TINTAYPAMPA	2900.0	17.8	22.2	19.4	4.7	2.8	2.6	3.1	4.0	2.8	4.4	5.6	10.7	100.0	
7	CHONTACA	3525.0	19.9	18.2	17.2	7.8	1.6	1.1	1.7	1.9	3.3	6.7	8.4	12.2	100.0	





POLIGONO DE THIESEN PARA LA SUB CUENCA DEL RIO OCROS					
ESTACION	PRECIPITACION (mm)	AREA DEL POLIGONO (Has)	VOLUMEN (m3)	PESOS	P.PARCIAL
TINTAYPAMPA	1359.2	1999.6	27177214.5	1.000	1359.16
	Sumatoria	1999.6	27177214.5	1.000	1359.16
Precipitacion areal de la cuenca: 1359.2 mm					

PRECIPITACION AREAL DE LA SUB CUENCA DEL RIO OCROS (mm)														
ESTACION	PESOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
TINTAYPAMPA	1.000	242.3	301.7	263.0	63.3	37.5	35.3	41.9	54.9	37.5	60.0	75.8	145.9	1359.2
PRECIPITACION AREAL(SUMA)		242.34	301.65	263.01	63.33	37.48	35.28	41.89	54.93	37.53	60.05	75.80	145.88	1359.2



METODO DE LAS ISOYETAS PARA LA SUB CUENCA OCROS					
RANGO DE ISOYETAS	ALTURA MEDIA (mm)	AREA ENTRE LINEAS (Has)	VOLUMEN (m3)	PESOS	P.PARCIAL
1210 - 1160	1185.0	50.1	593408.3	0.025	29.68
1160 - 1110	1135.0	551.8	6262823.7	0.276	313.21
1110 - 1060	1085.0	633.3	6871836.6	0.317	343.67
1060 - 1010	1035.0	639.7	6621005.7	0.320	331.12
1010 - 960	985.0	124.6	1227559.2	0.062	61.39
	Sumatoria	1999.6	2.158E+07	1.000	1079.1
Precipitacion areal de la cuenca: 1079.1 mm					

**OFERTA HÍDRICA - GENERACIÓN DE PRECIPITACIÓN PARA LA ZONA DE
ESTUDIOPOR EL MÉTODO NRECA (NATIONAL RURAL ELECTRIC
COOPERATIVE ASSOCIATION)**

MES	Pp	ETP	HS	Hsub(i)/i	R1	P		ETR		R4	HE	ΔHS	R	Hsub(f)/f	ES	ED	EX	A	Q		
						ETP	ETP	ETP	ETP										Q (Manat)	Q (TOTAL)	
	(mm)																				
Enero	160.40	135.72	401.00	128.32	1.25	1.18	1.00	135.72	24.68	0.72	17.74	6.94	10.64	138.96	41.69	7.10	48.78	24.44	0.4600	0.6000	1.0600
Febrero	170.70	117.79	407.94	97.27	1.27	1.45	1.00	117.79	52.91	0.73	38.88	14.03	23.33	120.60	36.18	15.55	51.73	24.44	0.4878	0.0600	0.5478
Marzo	158.10	117.39	421.98	84.42	1.32	1.35	1.00	117.39	40.71	0.77	31.17	9.54	18.70	103.12	30.94	12.47	43.40	24.44	0.4093	0.0600	0.4693
Abril	58.50	110.72	451.52	72.19	1.35	0.53	0.90	99.65	-41.15	0.79	-32.32	8.82	-19.39	52.79	15.84	12.93	28.77	24.44	0.2712	0.0600	0.3312
Mayo	17.30	102.23	440.34	36.95	1.37	0.17	0.75	76.67	-59.37	0.80	-47.69	11.68	-28.61	8.34	2.50	19.08	21.58	24.44	0.2035	0.0600	0.2635
Junio	10.20	92.40	452.02	5.84	1.41	0.11	0.25	23.10	-12.90	0.83	-10.65	2.25	-6.39	-0.55	-0.17	4.26	4.09	24.44	0.0386	0.0400	0.0786
Julio	17.90	91.67	454.28	-0.39	1.42	0.20	0.75	68.75	-50.85	0.83	-42.18	8.67	-25.31	-25.69	-7.71	16.87	9.16	24.44	0.0864	0.0400	0.1264
Agosto	27.40	104.12	445.61	-17.99	1.39	0.26	0.72	74.97	-47.57	0.81	-38.69	8.88	-23.21	-41.20	-12.36	15.48	3.12	24.44	0.0294	0.0400	0.0694
Setiembre	32.50	119.74	436.73	-28.84	1.36	0.27	0.80	95.79	-63.29	0.80	-50.39	12.91	-30.23	-59.07	-17.72	20.15	2.43	24.44	0.0229	0.0450	0.0679
Octubre	55.90	141.64	423.82	-41.35	1.32	0.39	0.90	127.48	-71.58	0.77	-55.08	16.49	-33.05	-74.40	-22.32	22.03	-0.29	24.44	-0.0027	0.0450	0.0423
Noviembre	61.30	148.37	407.33	-52.08	1.27	0.41	0.95	140.95	-79.65	0.73	-58.41	21.24	-35.05	-87.13	-26.14	23.37	-2.77	24.44	-0.0261	0.0450	0.1890
Diciembre	434.00	142.53	386.09	-60.99	1.20	3.04	1.00	142.53	291.47	0.68	199.02	92.45	119.41	58.42	17.53	79.61	97.13	24.44	0.9159	0.0600	0.9759

Fuente: elaboración, cálculos obtenidos

EVAPOTRANSPIRACIÓN POTENCIAL DE CULTIVOS

EVAPOTRANSPIRACIÓN POTENCIAL: FORMULAS EMPÍRICAS

NOMBRE DE LA TESIS:

“DISEÑO DE ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS EN OBRA MENOR PARA RIEGO POR GRAVEDAD.
OCROS, PUNCUS, ARCCAC E IBIAS. AYACUCHO”

UBICACIÓN POLÍTICA:

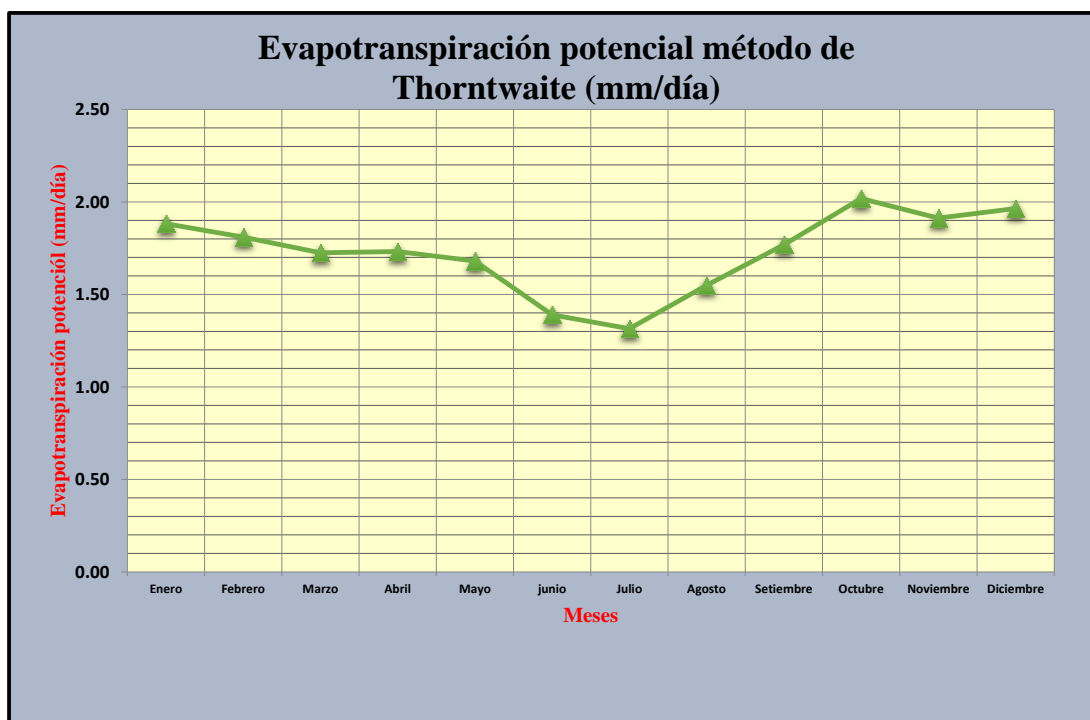
País: Perú
Departamento: Ayacucho
Provincia: Huamanga
Distrito: Ocros
Lugar: Ibias, Puncus, Arccac, Ocros

UBICACIÓN GEOGRÁFICA:

Latitud sur: 13°23'15"
Longitud oeste: 73°54'47"
Altitud: 3290 m.s.n.m.

CUADRO N° II.1: RESULTADOS MÉTODO DE THORNTWAITE

Meses	d (días)	Tm (C°)	i	ETo' (mm/mes)	N (horas)	Eto (mm/mes)	Eto (mm/día)
Enero	31	12.00	3.80	54.50	12.43	58.34	1.88
Febrero	28	11.63	3.60	52.50	12.4	50.68	1.81
Marzo	31	11.25	3.40	50.60	12.28	53.48	1.73
Abril	30	11.41	3.50	51.40	12.13	51.96	1.73
Mayo	31	11.06	3.30	49.60	12.2	52.09	1.68
junio	30	10.07	2.90	44.50	11.23	41.68	1.39
Julio	31	9.32	2.60	40.70	11.62	40.76	1.31
Agosto	31	10.59	3.10	47.20	11.82	48.03	1.55
Setiembr	30	11.18	3.40	50.20	12.67	53.05	1.77
Octubre	31	12.49	4.00	57.10	12.73	62.56	2.02
Noviemb	30	12.23	3.90	55.70	12.63	57.37	1.91
Diciembr	31	12.34	3.90	56.30	12.57	60.90	1.96
Eto (mm/año)						630.90	



EVAPOTRANSPIRACIÓN POTENCIAL: FORMULAS EMPÍRICAS

NOMBRE DE LA TESIS:

“DISEÑO DE ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS EN OBRA MENOR PARA RIEGO POR GRAVEDAD.
OCROS, PUNCUS, ARCCAC E IBIAS. AYACUCHO”

UBICACIÓN POLÍTICA:

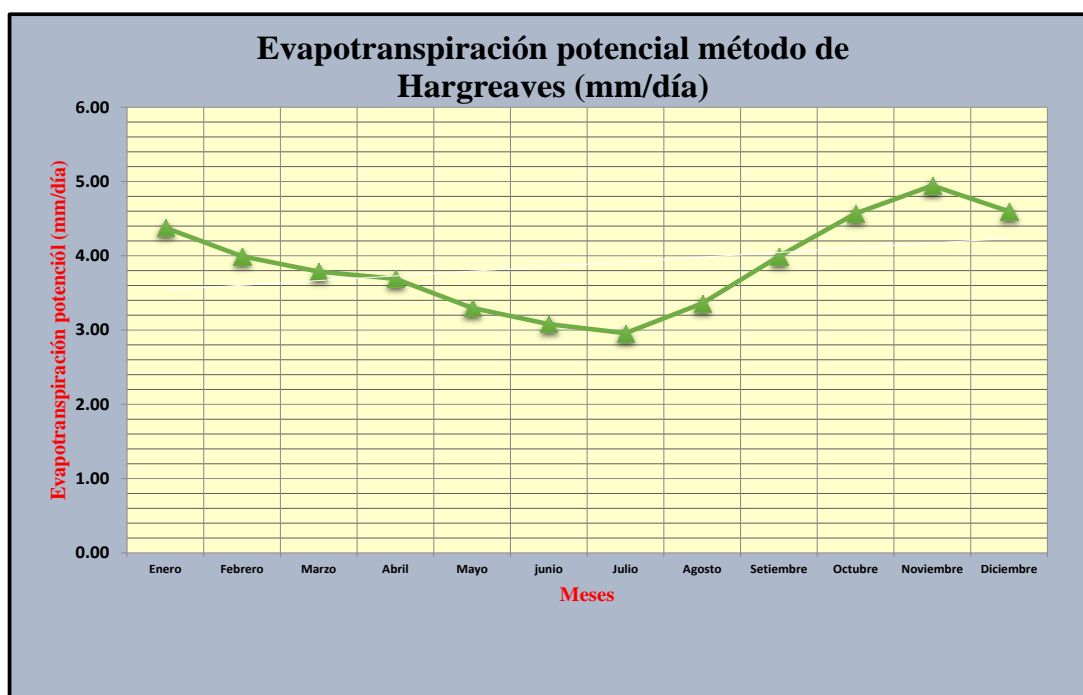
País: Perú
Departamento: Ayacucho
Provincia: Huamanga
Distrito: Ocros
Lugar: Ibias, Puncus, Arccac, Ocros

UBICACIÓN GEOGRÁFICA:

Latitud sur: 13°23'15"
Longitud oeste: 73°54'47"
Altitud: 3290 m.s.n.m.

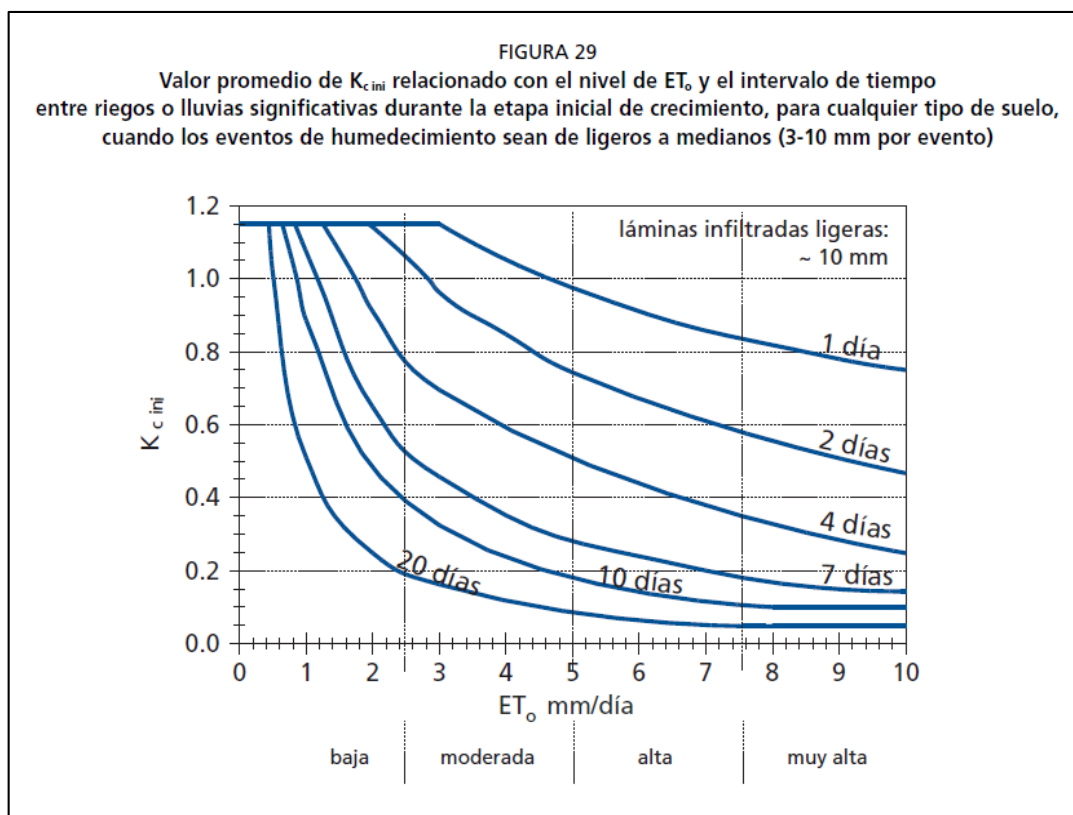
CUADRO N° II.2: RESULTADOS MÉTODO DE HARGREAVES

Meses	d (días)	Tmin (C°)	Tmax (C°)	Tm (C°)	Ro (mm/día)	Eto (mm/mes)	Eto (mm/día)
Enero	31	5.70	18.30	12.00	40.45	135.72	4.38
Febrero	28	6.90	16.36	11.63	39.67	111.79	3.99
Marzo	31	6.70	15.80	11.25	37.56	117.39	3.79
Abril	30	5.80	17.02	11.41	33.58	110.72	3.69
Mayo	31	3.80	18.32	11.06	29.64	102.23	3.30
junio	30	2.90	17.24	10.07	27.47	92.40	3.08
Julio	31	2.60	16.04	9.32	28.21	91.67	2.96
Agosto	31	3.40	17.78	10.59	31.54	104.12	3.36
Setiembr	30	4.90	17.46	11.18	35.72	119.74	3.99
Octubre	31	5.60	19.38	12.49	38.67	141.64	4.57
Noviemb	30	5.80	18.66	12.23	40.08	148.37	4.95
Diciembr	31	6.50	18.18	12.34	40.42	142.53	4.60
Eto (mm/año)						1418.32	



CURVA Kc

TABLAS PARA DETERMINACION DEL $K_{c\text{ini}}$

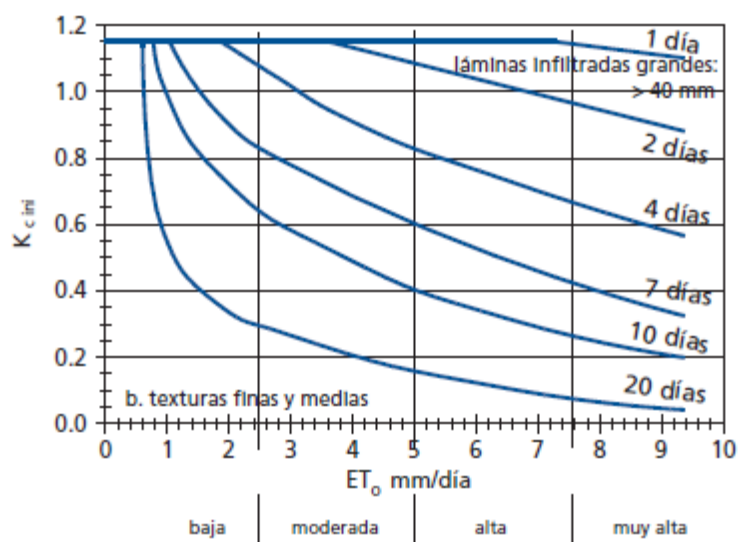
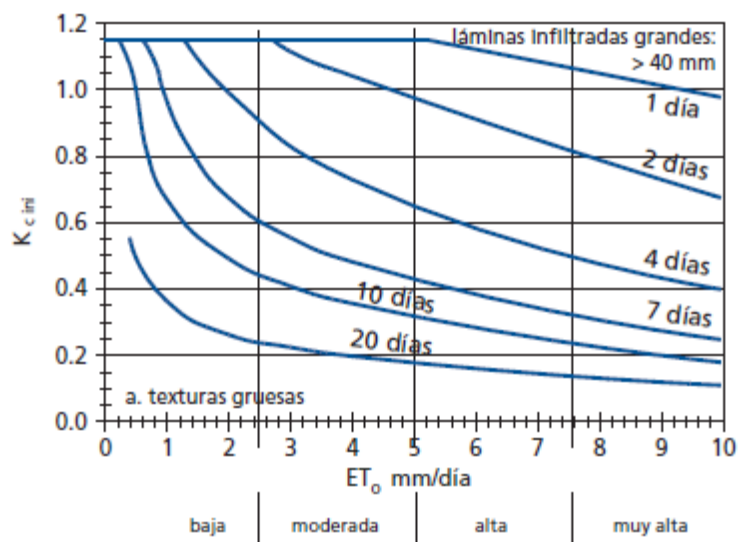


$$K_{c\text{ini}} = K_{c\text{ini}} (\text{Fig. 29}) + \frac{(I-10)}{(40-10)} \left[K_{c\text{ini}} (\text{Fig. 30}) - K_{c\text{ini}} (\text{Fig. 29}) \right]$$

donde

$K_{c\text{ini}} (\text{Fig. 29})$ valor de $K_{c\text{ini}}$ correspondiente a la Figura 29,
 $K_{c\text{ini}} (\text{Fig. 30})$ valor de $K_{c\text{ini}}$ correspondiente a la Figura 30,
 I lámina infiltrada promedio [mm].

FIGURA 30
 Valor promedio de $K_{c,ini}$ relacionado con el nivel de ET_0 y el Intervalo entre riegos para eventos de humedecimiento mayores o iguales a 40 mm durante la etapa inicial para
 a) suelos de textura gruesa; b) suelos de textura media y fina



FORMULA PARA DETERMINACION DEL K_{cmed}.

$$K_{c\ med} = K_{c\ med\ (Cua)} + [0,04 (u_2 - 2) - 0,004 (HR_{min} - 45)] \left(\frac{h}{3}\right)^{0,3}$$

donde

$K_{c\ med\ (Cua)}$	valor de $K_{c\ med}$ obtenido del Cuadro 12,
u_2	valor medio diario de la velocidad del viento a 2 m de altura sobre pasto para la etapa de mediados de temporada [$m\ s^{-1}$], con $1\ m\ s^{-1} \leq u_2 \leq 6\ m\ s^{-1}$,
HR_{min}	valor medio diario de humedad relativa mínima durante la etapa de mediados de temporada [%], para $20\% \leq HR_{min} \leq 80\%$,
h	altura media de las plantas durante la etapa de mediados de temporada [m] para $0,1\ m < h < 10\ m$.

FORMULA PARA DETERMINACION DEL K_{cfin}.

$$K_{c\ fin} = K_{c\ fin\ (Cua)} + [0,04 (u_2 - 2) - 0,004 (HR_{min} - 45)] \left(\frac{h}{3}\right)^{0,3}$$

donde

$K_{c\ fin\ (Cua)}$	valor de $K_{c\ fin}$ obtenido del Cuadro 12,
u_2	valor promedio de la velocidad diaria del viento a 2 m de altura sobre el pasto durante la etapa final de crecimiento [$m\ s^{-1}$], para $1\ m\ s^{-1} \leq u_2 \leq 6\ m\ s^{-1}$,
HR_{min}	valor promedio de humedad relativa mínima diaria durante la etapa final [%], para $20\% \leq HR_{min} \leq 80\%$,
h	altura promedio de la planta durante la etapa final [m], para $0,1\ m \leq h \leq 10\ m$.

DETERMINACIÓN DE LA CURVA Kc (ALCACHOFA) - CAMPAÑA GRANDE

1° DATOS GENERALES

Cultivo	=	ALCACHOFA	Lugar	=	Ibias, Puncus, Arceac y Ocos
Periodo	=	150	Altitud	=	3290 m.s.n.m.
Feca de siembra	=	1ro. Oct.	Latitud	=	13°23'15"

2° DURACIÓN DE LAS FASES

Inicial	=	35 días	Fecha	=	01/10 - 04/11
Desarrollo del cultivo	=	40 días		=	04/11 - 14/12
Mediados del cultivo	=	45 días		=	14/12 - 29/01
Finales del cultivo	=	<u>30 días</u>		=	29/01 - 28/02
		150 días			

3° DETERMINACIÓN DEL Kc

Kc - fase inicial

Eto	=	4.57 mm/día	(Elegido)
Frecuencia de riego	=	7 días	(Dato experimental)
Kcini. (Fig. 29)	=	0.30	
Kcini. (Fig. 30)	=	0.63	
Lamina de agua (mm)	=	0.12	
Kcini.	=	0.47	

Kc - fase media

Kcmed (cuadro. 12)	=	1.00	(Fuente: cuadro 12 FAO 56.)
Kcmed		1.19	

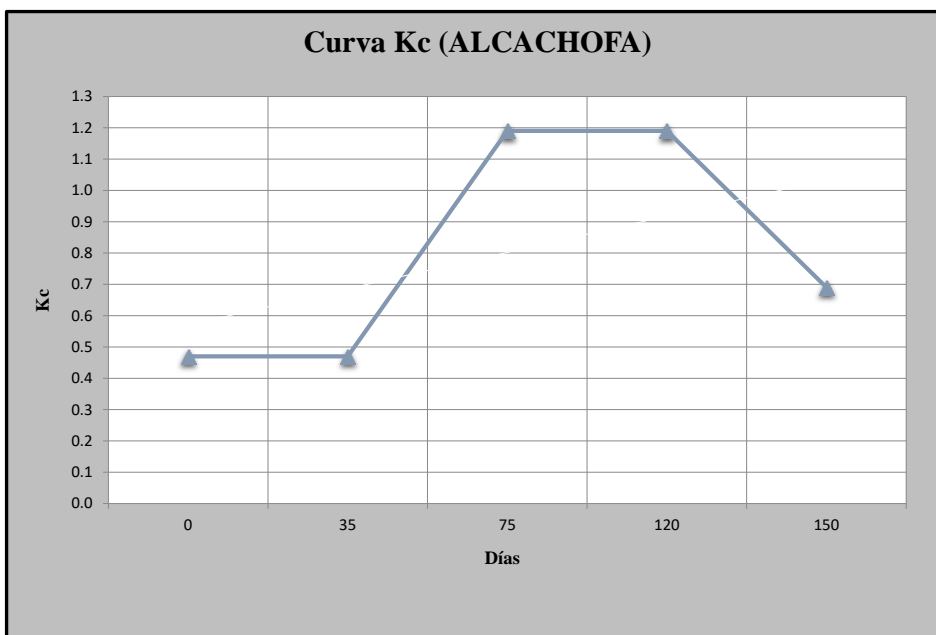
Kc - final periodo

Kcfin. (cuadro. 12)	=	0.95	(Fuente: cuadro 12 FAO 56.)
Kcfin.		0.69	

CUADRO N° IL.3: CURVA Kc (ALCACHOFA)

Meses	d	d calen	Fases	d	d acum	Kc
	(días)	(días)		(días)	(días)	
Octubre	31	31.00	-	0.00	0.00	0.47
Noviemb	30	61.00	Inicial	35.00	35.00	0.47
Diciembr	31	92.00	Desarrollo	40.00	75.00	1.19
Enero	31	123.00	Mediados	45.00	120.00	1.19
Febrero	27	150.00	Finales del	30.00	150.00	0.69
Marzo	-	-	-	-	-	-

Curva Kc (ALCACHOFA)



DETERMINACIÓN DE LA CURVA Kc (PAPA) - CAMPAÑA GRANDE

1° DATOS GENERALES

Cultivo	=	PAPA	Lugar	=	Ibias, Puncus, Arccac y Ocos
Periodo	=	180	Altitud	=	3290 m.s.n.m.
Feca de siembra	=	1ro. Dic.	Latitud	=	13°23'15"

2° DURACIÓN DE LAS FASES

			Fecha	
Inicial	=	35 días	01/12 - 05/01	
Desarrollo del cultivo	=	45 días	05/01 - 20/02	
Mediados del cultivo	=	60 días	20/02 - 21/04	
Finales del cultivo	=	<u>40 días</u>	21/04 - 30/05	
		180 días		

3° DETERMINACIÓN DEL Kc

Kc - fase inicial

Eto	=	4.60 mm/día	(Elegido)
Frecuencia de riego	=	7 días	(Dato experimental)
Kcini. (Fig. 29)	=	0.32	
Kcini. (Fig. 30)	=	0.65	
Lamina de agua (mm)	=	40.0	
Kcini.	=	0.49	

Kc - fase media

Kcmed (cuadro. 12)	=	1.15	(Fuente: cuadro 12 FAO 56.)
Kcmed		1.15	

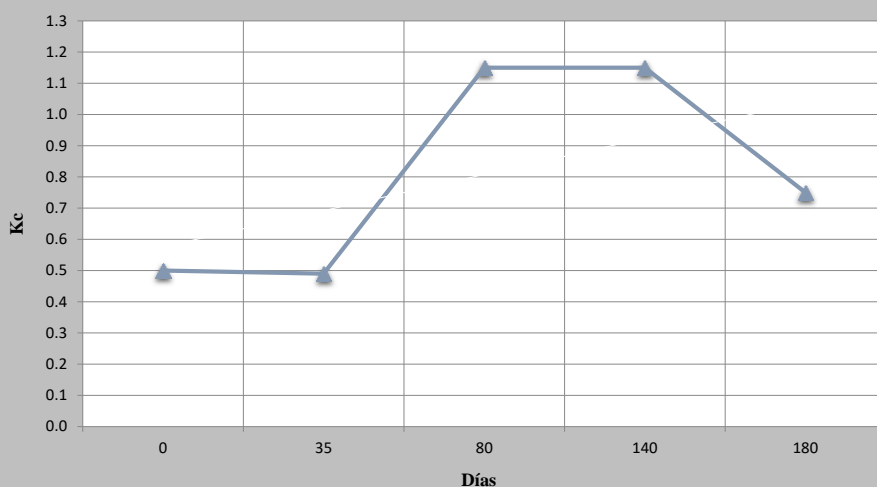
Kc - final periodo

Kcfin. (cuadro. 12)	=	0.75	(Fuente: cuadro 12 FAO 56.)
Kcfin.		0.75	

CUADRO N° II.3: CURVA Kc (PAPA)

Meses	d	d calen	Fases	d	d acum	Kc
	(días)	(días)		(días)	(días)	
Diciembre	31	31.00	-	0.00	0.00	0.50
Enero	31	62.00	Inicial	35.00	35.00	0.49
Febrero	28	90.00	Desarrollo	45.00	80.00	1.15
Marzo	31	121.00	Mediados	60.00	140.00	1.15
Abril	30	151.00	Finales de	40.00	180.00	0.75
Mayo	29	180.00	-	-	-	-

Curva Kc (PAPA)



DETERMINACIÓN DE LA CURVA Kc (MAIZ CHOCLO) - CAMPAÑA GRANDE

1° DATOS GENERALES

Cultivo	=	MAIZ CHOCLO	Lugar	=	Ibias, Puncus, Arccac y Ocos
Periodo	=	150	Altitud	=	3290 m.s.n.m.
Feca de siembra	=	31. Nov.	Latitud	=	13°23'15"

2° DURACIÓN DE LAS FASES

Inicial	=	30 días	Fecha		01/12 - 30/12
Desarrollo del cultivo	=	40 días			31/12 - 08/02
Mediados del cultivo	=	45 días			09/02 - 25/03
Finales del cultivo	=	35 días			26/03 - 30/04
		<u>150 días</u>			

3° DETERMINACIÓN DEL Kc

Kc - fase inicial

Eto	=	4.60 mm/día	(Elegido)
Frecuencia de riego	=	7 días	(Dato experimental)
Kcini. (Fig. 29)	=	0.30	
Kcini. (Fig. 30)	=	0.44	
Lamina de agua (mm)	=	14.0	
Kcini.	=	0.40	

Kc - fase media

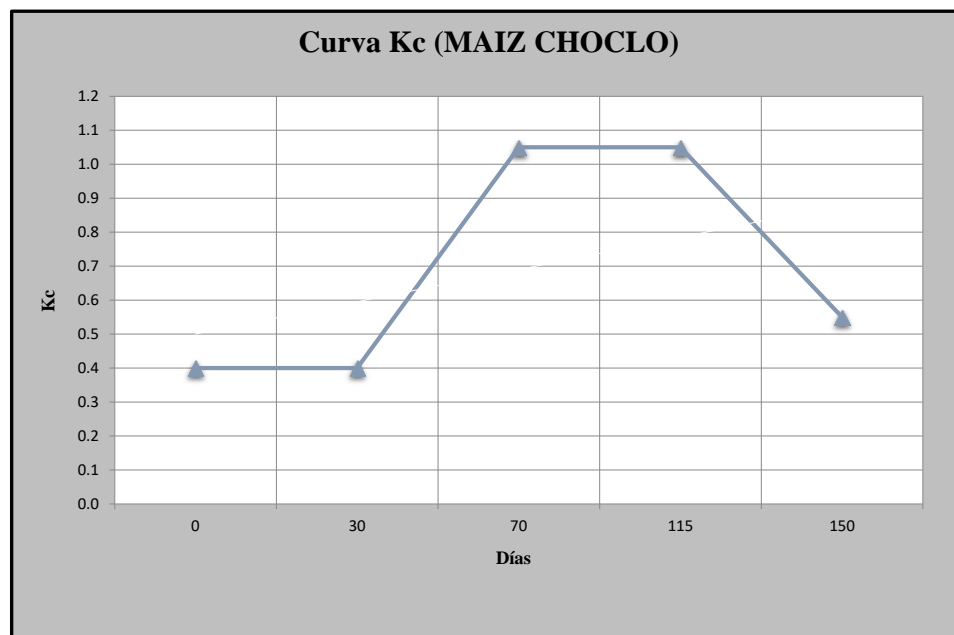
Kcmed (cuadro. 12)	=	1.20	(Fuente: cuadro 12 FAO 56.)
Kcmed	=	1.05	

Kc - final periodo

Kcfin. (cuadro. 12)	=	0.60	(Fuente: cuadro 12 FAO 56.)
Kcfin.	=	0.55	

CUADRO N° II.3: CURVA Kc (MAIZ CHOCLO)

Meses	d	d calen	Fases	d	d acum	Kc
	(días)	(días)		(días)	(días)	
Diciembre	31	31.00	-	0.00	0.00	0.40
Enero	31	62.00	Inicial	30.00	30.00	0.40
Febrero	28	90.00	Desarrollo	40.00	70.00	1.05
Marzo	31	121.00	Mediados	45.00	115.00	1.05
Abril	29	150.00	Finales del	35.00	150.00	0.55
Mayo	0	0.00	-	-	-	-



DETERMINACIÓN DE LA CURVA K_c (ALFALFA) - CAMPAÑA GRANDE

1° DATOS GENERALES

Cultivo	=	ALFALFA	Lugar	=	Ibias, Puncus, Arccac y Ocos
Periodo	=	3 cortes (120 días)	Altitud	=	3290 m.s.n.m.
Feca de siembra	=	1ro. Dic.	Latitud	=	13°23'15"

2° DURACIÓN DE LAS FASES

		Fecha	
Inicial	=	40 días	01/12 - 09/01
Desarrollo del cultivo	=	25 días	10/01 - 03/02
Mediados del cultivo	=	30 días	04/02 - 05/03
Finales del cultivo	=	<u>25 días</u>	06/03 - 30/03
		120 días	

3° DETERMINACIÓN DEL K_c

K_c - fase inicial

Eto	=	4.60 mm/día	(Elegido)
Frecuencia de riego	=	4 días	(Dato experimental)
Kcini. (Fig. 29)	=	0.55	
Kcini. (Fig. 30)	=	0.68	
Lamina de agua (mm)	=	20.0	
Kcini.	=	0.60	

K_c - fase media

Kcmed (cuadro. 12)	=	0.95	(Fuente: cuadro 12 FAO 56.)
Kcmed	=	0.80	

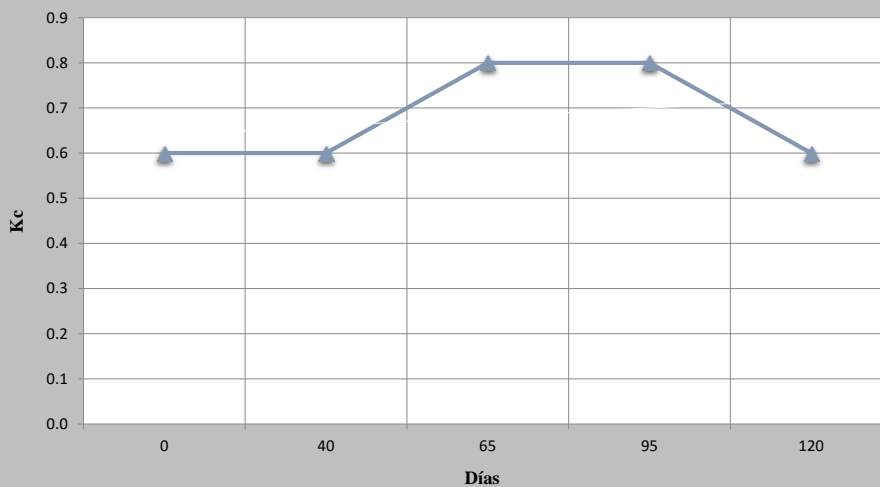
K_c - final periodo

Kcfin. (cuadro. 12)	=	0.90	(Fuente: cuadro 12 FAO 56.)
Kcfin.	=	0.60	

CUADRO N° II.3: CURVA K_c (ALFALFA)

Meses	d	d calen	Fases	d	d acum	K _c
	(días)	(días)		(días)	(días)	
Diciembre	31	31.00	-	0.00	0.00	0.60
Enero	31	62.00	Inicial	40.00	40.00	0.60
Febrero	28	90.00	Desarrollo	25.00	65.00	0.80
Marzo	30	120.00	Mediados d	30.00	95.00	0.80
Abril	0	0.00	Finales del	25.00	120.00	0.60
Mayo	0	0.00	-	-	-	-

Curva K_c (ALFALFA)



DETERMINACIÓN DE LA CURVA Kc (CEBADA) - CAMPAÑA GRANDE

1° DATOS GENERALES

Cultivo	=	CEBADA	Lugar	=	Ibias, Puncus, Arccac y Ocos
Periodo	=	150	Altitud	=	3290 m.s.n.m.
Feca de siembra	=	1ro. Ago.	Latitud	=	13°23'15"

2° DURACIÓN DE LAS FASES

Inicial	=	30 días	Fecha	
Desarrollo del cultivo	=	40 días		01/08 - 30/08
Mediados del cultivo	=	50 días		31/08 - 08/10
Finales del cultivo	=	30 días		09/10 - 27/11
		<u>150 días</u>		28/11 - 27/12

3° DETERMINACIÓN DEL Kc

Kc - fase inicial

Eto	=	3.36 mm/día	(Elegido)
Frecuencia de riego	=	7 días	(Dato experimental)
Kcini. (Fig. 29)	=	0.43	
Kcini. (Fig. 30)	=	0.56	
Lamina de agua (mm)	=	14.0	
Kcini.	=	0.40	

Kc - fase media

Kcmed (cuadro. 12)	=	1.15	(Fuente: cuadro 12 FAO 56.)
Kcmed	=	1.05	

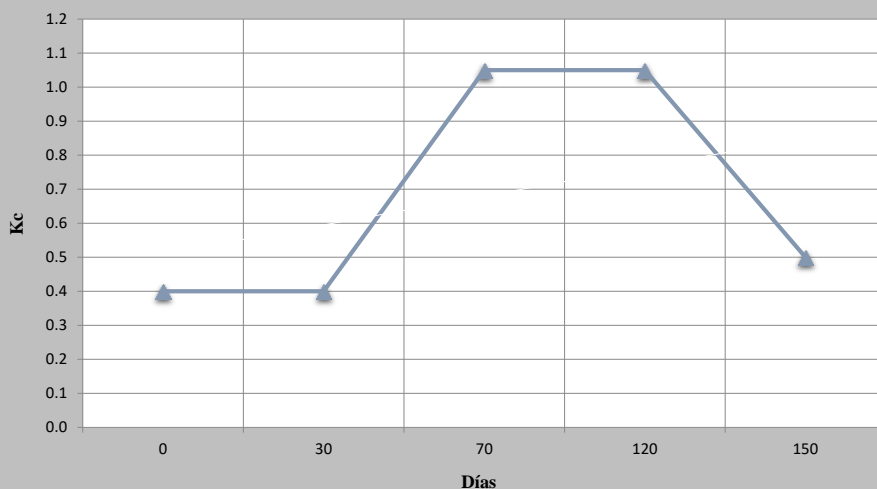
Kc - final periodo

Kcfin. (cuadro. 12)	=	0.25	(Fuente: cuadro 12 FAO 56.)
Kcfin.	=	0.50	

CUADRO N° II.3: CURVA Kc (CEBADA)

Meses	d	d calen	Fases	d	d acum	Kc
	(días)	(días)		(días)	(días)	
Agosto	31	31.00	-	0.00	0.00	0.40
Setiembre	30	61.00	Inicial	30.00	30.00	0.40
Octubre	31	92.00	Desarrollo	40.00	70.00	1.05
Noviembr	30	122.00	Mediados	50.00	120.00	1.05
Diciembre	28	150.00	Finales del	30.00	150.00	0.50
Enero	0	0.00	-	-	-	-

Curva Kc (CEBADA)



DETERMINACIÓN DE LA CURVA K_c (TRIGO) - CAMPAÑA GRANDE

1° DATOS GENERALES

Cultivo	=	TRIGO	Lugar	=	Ibias, Puncus, Arccac y Ocos
Periodo	=	180	Altitud	=	3290 m.s.n.m.
Feca de siembra	=	1ro. Dic.	Latitud	=	13°23'15"

2° DURACIÓN DE LAS FASES

Inicial	=	35 días	Fecha	
Desarrollo del cultivo	=	45 días		01/12 - 04/01
Mediados del cultivo	=	60 días		05/01 - 18/02
Finales del cultivo	=	40 días		19/02 - 18/04
		<u>180 días</u>		19/04 - 29/05

3° DETERMINACIÓN DEL K_c

K_c - fase inicial

Eto	=	4.60 mm/día	(Elegido)
Frecuencia de riego	=	7 días	(Dato experimental)
Kcini. (Fig. 29)	=	0.32	
Kcini. (Fig. 30)	=	0.65	
Lamina de agua (mm)	=	12.0	
Kcini.	=	0.30	

K_c - fase media

Kcmed (cuadro. 12)	=	1.15	(Fuente: cuadro 12 FAO 56.)
Kcmed		1.10	

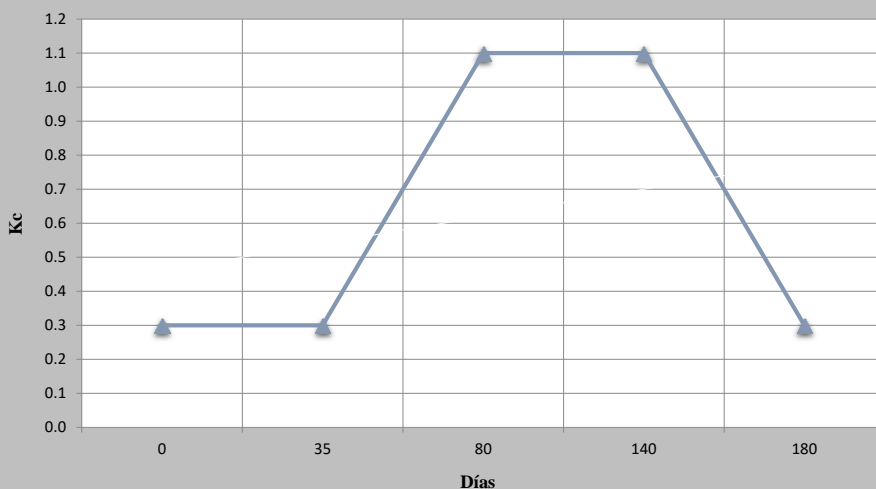
K_c - final periodo

Kcfin. (cuadro. 12)	=	0.25	(Fuente: cuadro 12 FAO 56.)
Kcfin.		0.30	

CUADRO N° IL3: CURVA K_c (TRIGO)

Meses	d (días)	d calen (días)	Fases	d (días)	d acum (días)	K _c
Diciembre	31	31.00	-	0.00	0.00	0.30
Enero	31	62.00	Inicial	35.00	35.00	0.30
Febrero	28	90.00	Desarrollo	45.00	80.00	1.10
Marzo	31	121.00	Mediados	60.00	140.00	1.10
Abril	29	150.00	Finales del	40.00	180.00	0.30
Mayo	30	180.00	-	-	-	-

Curva K_c (TRIGO)



DETERMINACIÓN DE LA CURVA Kc (ARVEJA) - CAMPAÑA GRANDE

1° DATOS GENERALES

Cultivo	=	ARVEJA	Lugar	=	Ibias, Puncus, Arccac y Ocos
Periodo	=	150	Altitud	=	3290 m.s.n.m.
Feca de siembra	=	1ro. Ago.	Latitud	=	13°23'15"

2° DURACIÓN DE LAS FASES

Inicial	=	25 días	Fecha	=	01/08 - 25/08
Desarrollo del cultivo	=	35 días		=	26/08 - 29/09
Mediados del cultivo	=	50 días		=	30/09 - 18/11
Finales del cultivo	=	40 días		=	19/11 - 27/12
		<u>150 días</u>			

3° DETERMINACIÓN DEL Kc

Kc - fase inicial

Eto	=	3.36 mm/día	(Elegido)
Frecuencia de riego	=	4 días	(Dato experimental)
Kcini. (Fig. 29)	=	0.66	
Kcini. (Fig. 30)	=	0.76	
Lamina de agua (mm)	=	12.0	
Kcini.	=	0.30	

Kc - fase media

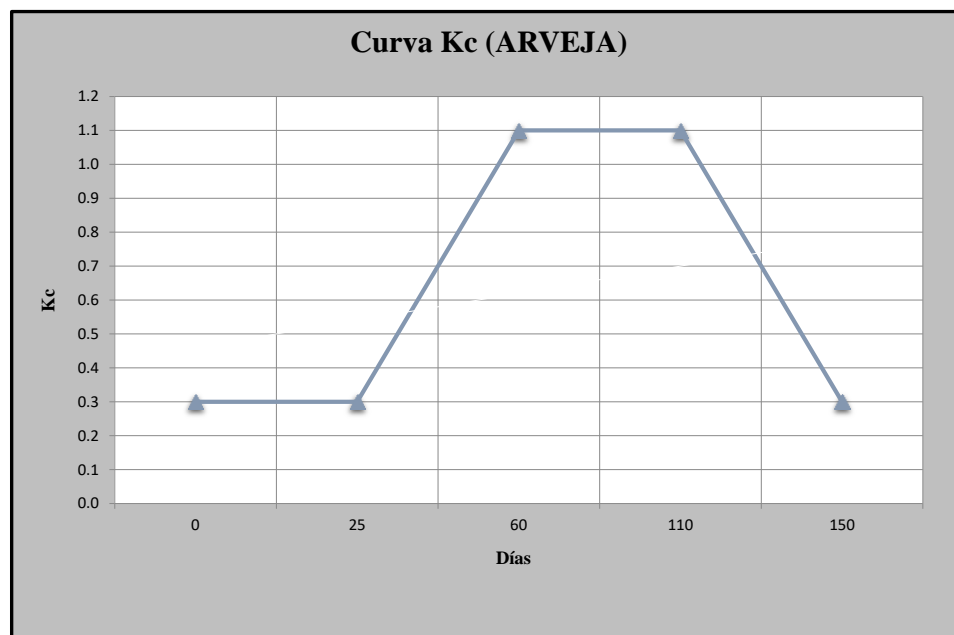
Kcmed (cuadro. 12)	=	1.15	(Fuente: cuadro 12 FAO 56.)
Kcmed	=	1.10	

Kc - final periodo

Kcfin. (cuadro. 12)	=	0.3	(Fuente: cuadro 12 FAO 56.)
Kcfin.	=	0.30	

CUADRO N° II.3: CURVA Kc (ARVEJA)

Meses	d	d calen	Fases	d	d acum	Kc
	(días)	(días)		(días)	(días)	
Agosto	31	31.00	-	0.00	0.00	0.30
Setiembre	30	61.00	Inicial	25.00	25.00	0.30
Octubre	31	92.00	Desarrollo	35.00	60.00	1.10
Noviembre	30	122.00	Mediados	50.00	110.00	1.10
Diciembre	28	150.00	Finales del	40.00	150.00	0.30
Enero	0	0.00	-	-	-	-



DETERMINACIÓN DE LA CURVA Kc (FRUTALES) - CAMPAÑA GRANDE

1° DATOS GENERALES

Cultivo	=	FRUTALES	Lugar	=	Ibias, Puncus, Arceac y Ocos
Periodo	=	365	Altitud	=	3290 m.s.n.m.
Feca de siembra	=	1ro. Jul.	Latitud	=	13°23'15"

2° DURACIÓN DE LAS FASES

Inicial	=	40 días	Fecha	=	01/07 - 09/08
Desarrollo del cultivo	=	120 días		=	10/08 - 07/12
Mediados del cultivo	=	145 días		=	08/12 - 31/04
Finales del cultivo	=	60 días		=	01/05 - 29/06
		<u>365 días</u>			

3° DETERMINACIÓN DEL Kc

Kc - fase inicial

Eto	=	2.96 mm/día	(Elegido)
Frecuencia de riego	=	7 días	(Dato experimental)
Kcini. (Fig. 29)	=	0.47	
Kcini. (Fig. 30)	=	0.78	
Lamina de agua (mm)	=	80.0	
Kcini.	=	0.50	

Kc - fase media

Kcmed (cuadro. 12)	=	0.85	(Fuente: cuadro 12 FAO 56.)
Kcmed	=	0.80	

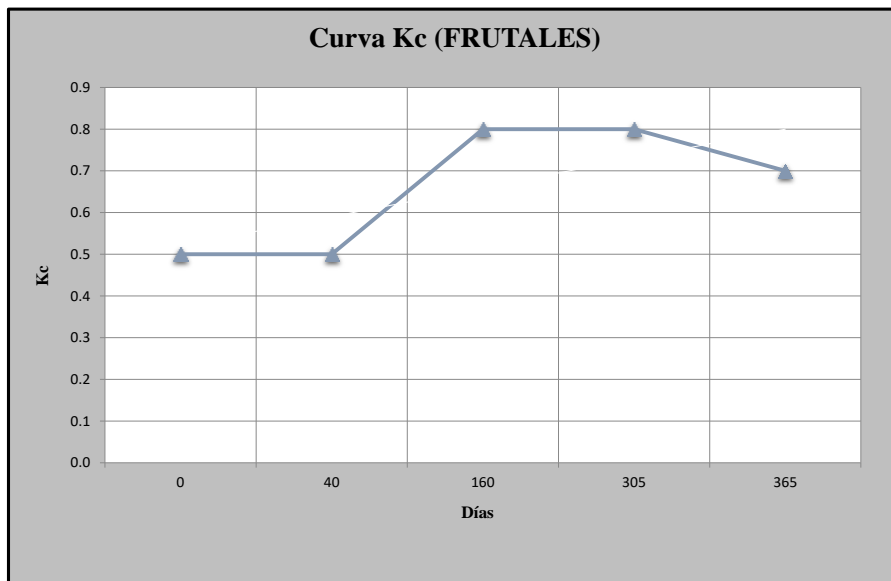
Kc - final periodo

Kcfin. (cuadro. 12)	=	0.75	(Fuente: cuadro 12 FAO 56.)
Kcfin.	=	0.70	

CUADRO N° II.3: CURVA Kc (FRUTALES)

Meses	d (días)	d calen (días)	Fases	d (días)	d acum (días)	Kc
Julio	31	31.00	-	0.00	0.00	0.50
Agosto	31	62.00	Inicial	40.00	40.00	0.50
Sertiembre	30	92.00	Desarrollo	120.00	160.00	0.80
Octubre	31	123.00	Mediados	145.00	305.00	0.80
Noviembre	30	153.00	Finales del	60.00	365.00	0.70
Diciembre	31	184.00				
Enero	31	215.00				
Febrero	28	243.00				
Marzo	31	274.00				
Abril	29	303.00				
Mayo	31	334.00				
Junio	30	364.00	-	-	-	-

Curva Kc (FRUTALES)



DETERMINACIÓN DE LA CURVA Kc (HORTALIZAS) - CAMPAÑA GRANDE

1° DATOS GENERALES

Cultivo	=	HORTALIZAS	Lugar	=	Ibias, Puncus, Arccac y Ocros
Periodo	=	160	Altitud	=	3290 m.s.n.m.
Feca de siembra	=	1ro. Ene.	Latitud	=	13°23'15"

2° DURACIÓN DE LAS FASES

Inicial	=	30 días	Fecha	01/01 - 30/01	06-May
Desarrollo del cultivo	=	45 días		31/01 - 16/03	35
Mediados del cultivo	=	50 días		17/03 - 05/05	10-Jun
Finales del cultivo	=	35 días		06/05 - 09/06	
		<u>160 días</u>			

3° DETERMINACIÓN DEL Kc

Kc - fase inicial

Eto	=	4.38 mm/día	(Elegido)
Frecuencia de riego	=	4 días	(Dato experimental)
Kcini. (Fig. 29)	=	0.56	
Kcini. (Fig. 30)	=	0.88	
Lamina de agua (mm)	=	11.0	
Kcini.	=	0.42	

Kc - fase media

Kcmed (cuadro. 12)	=	1.15	(Fuente: cuadro 12 FAO 56.)
Kcmed	=	1.05	

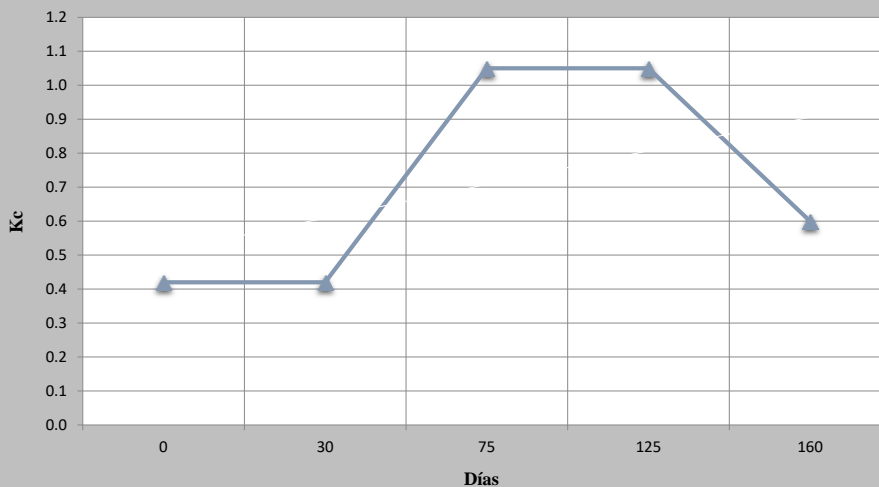
Kc - final periodo

Kcfin. (cuadro. 12)	=	0.80	(Fuente: cuadro 12 FAO 56.)
Kcfin.	=	0.60	

CUADRO N° IL3: CURVA Kc (HORTALIZAS)

Meses	d	d calen	Fases	d	d acum	Kc
	(días)	(días)		(días)	(días)	
Enero	31	31.00	-	0.00	0.00	0.42
Febrero	28	59.00	Inicial	30.00	30.00	0.42
Marzo	31	90.00	Desarrollo	45.00	75.00	1.05
Abril	30	120.00	Mediados	50.00	125.00	1.05
Mayo	31	151.00	Finales del	35.00	160.00	0.60
Junio	9	160.00	-	-	-	-

Curva Kc (HORTALIZAS)



DETERMINACIÓN DE LA CURVA Kc (FREJOL) - CAMPAÑA CHICA

1° DATOS GENERALES

Cultivo	=	FREJOL	Lugar	=	Ibias, Puncus, Arccac y Ocos
Periodo	=	150	Altitud	=	3290 m.s.n.m.
Feca de siembra	=	1ro. Jun.	Latitud	=	13°23'15"

2° DURACIÓN DE LAS FASES

Inicial	=	35 días	Fecha	01/06 - 05/07	29-Set
Desarrollo del cultivo	=	40 días		06/07 - 14/08	30
Mediados del cultivo	=	45 días		15/08 - 28/09	29-Oct
Finales del cultivo	=	30 días		29/09 - 28/10	
		<u>150 días</u>			

3° DETERMINACIÓN DEL Kc

Kc - fase inicial

Eto	=	3.08 mm/día	(Elegido)
Frecuencia de riego	=	7 días	(Dato experimental)
Kcini. (Fig. 29)	=	0.42	
Kcini. (Fig. 30)	=	0.77	
Lamina de agua (mm)	=	12.0	
Kcini.	=	0.50	

Kc - fase media

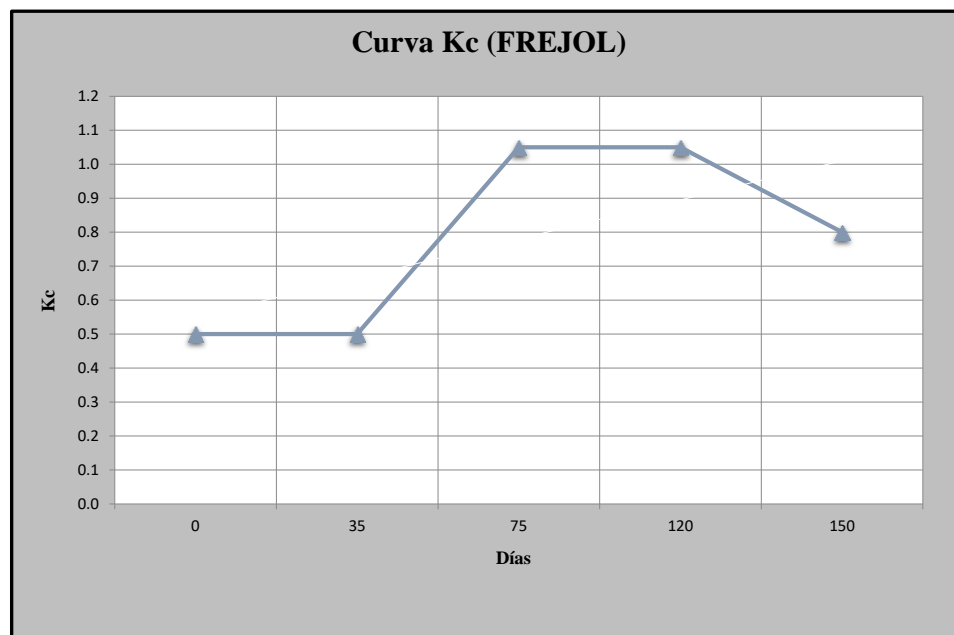
Kcmed (cuadro. 12)	=	1.15	(Fuente: cuadro 12 FAO 56.)
Kcmed	=	1.05	

Kc - final periodo

Kcfin. (cuadro. 12)	=	0.90	(Fuente: cuadro 12 FAO 56.)
Kcfin.	=	0.80	

CUADRO N° II.3: CURVA Kc (FREJOL)

Meses	d	d calen	Fases	d	d acum	Kc
	(días)	(días)		(días)	(días)	
Junio	30	30.00	-	0.00	0.00	0.50
Julio	31	61.00	Inicial	35.00	35.00	0.50
Agosto	31	92.00	Desarrollo	40.00	75.00	1.05
Setiembre	30	122.00	Mediados	45.00	120.00	1.05
Octubre	28	150.00	Finales del	30.00	150.00	0.80
Noviembre	30	0.00	-	-	-	-



DETERMINACIÓN DE LA CURVA Kc (ALCACHOFA) - CAMPAÑA CHICA

1° DATOS GENERALES

Cultivo	=	ALCACHOFA	Lugar	=	Ibias, Puncus, Arccac y Ocos
Periodo	=	150	Altitud	=	3290 m.s.n.m.
Feca de siembra	=	Iro. Abr.	Latitud	=	13°23'15"

2° DURACIÓN DE LAS FASES

Inicial	=	30 días	Fecha	
Desarrollo del cultivo	=	40 días		01/04 - 30/04
Mediados del cultivo	=	50 días		01/05 - 09/06
Finales del cultivo	=	30 días		10/06 - 29/07
		<u>150 días</u>		30/07 - 28/08

3° DETERMINACIÓN DEL Kc

Kc - fase inicial

Eto	=	3.69 mm/día	(Elegido)
Frecuencia de riego	=	7 días	(Dato experimental)
Kcini. (Fig. 29)	=	0.37	
Kcini. (Fig. 30)	=	0.72	
Lamina de agua (mm)	=	0.12	
Kcini.	=	0.66	

Kc - fase media

Kcmed (cuadro. 12)	=	1.00	(Fuente: cuadro 12 FAO 56.)
Kcmed		1.04	

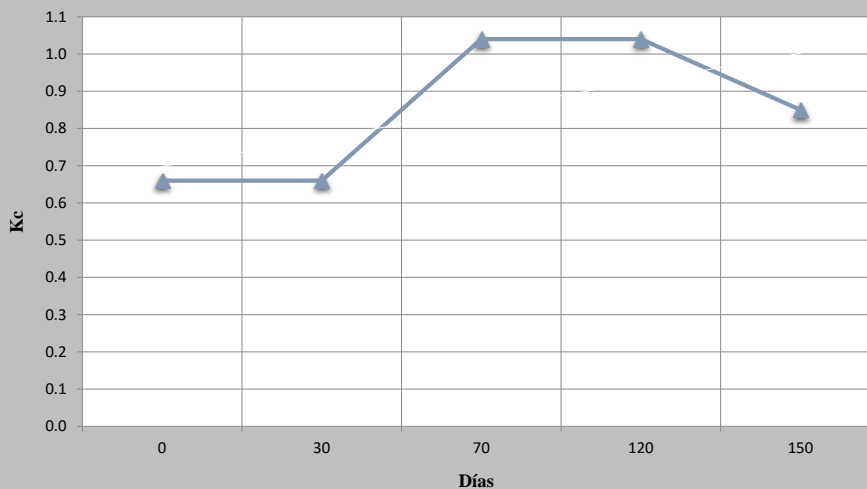
Kc - final periodo

Kcfin. (cuadro. 12)	=	0.95	(Fuente: cuadro 12 FAO 56.)
Kcfin.		0.85	

CUADRO N° IL3: CURVA Kc (ALCACHOFA)

Meses	d (días)	d calen (días)	Fases	d (días)	d acum (días)	Kc
Abril	30	30.00	-	0.00	0.00	0.66
Mayo	31	61.00	Inicial	30.00	30.00	0.66
Junio	30	91.00	Desarrollo	40.00	70.00	1.04
Julio	31	122.00	Mediados	50.00	120.00	1.04
Agosto	28	150.00	Finales del	30.00	150.00	0.85
Setiembre	-	-	-	-	-	-

Curva Kc (ALCACHOFA)



DETERMINACIÓN DE LA CURVA Kc (FREJOL) - CAMPAÑA CHICA

1° DATOS GENERALES

Cultivo	=	FREJOL	Lugar	=	Ibias, Puncus, Arccac y Ocos
Periodo	=	150	Altitud	=	3290 m.s.n.m.
Feca de siembra	=	1ro. Jun.	Latitud	=	13°23'15"

2° DURACIÓN DE LAS FASES

Inicial	=	35 días	Fecha	01/06 - 05/07	29-Set
Desarrollo del cultivo	=	40 días		06/07 - 14/08	30
Mediados del cultivo	=	45 días		15/08 - 28/09	29-Oct
Finales del cultivo	=	30 días		29/09 - 28/10	
		<u>150 días</u>			

3° DETERMINACIÓN DEL Kc

Kc - fase inicial

Eto	=	3.08 mm/día	(Elegido)
Frecuencia de riego	=	7 días	(Dato experimental)
Kcini. (Fig. 29)	=	0.42	
Kcini. (Fig. 30)	=	0.77	
Lamina de agua (mm)	=	12.0	
Kcini.	=	0.50	

Kc - fase media

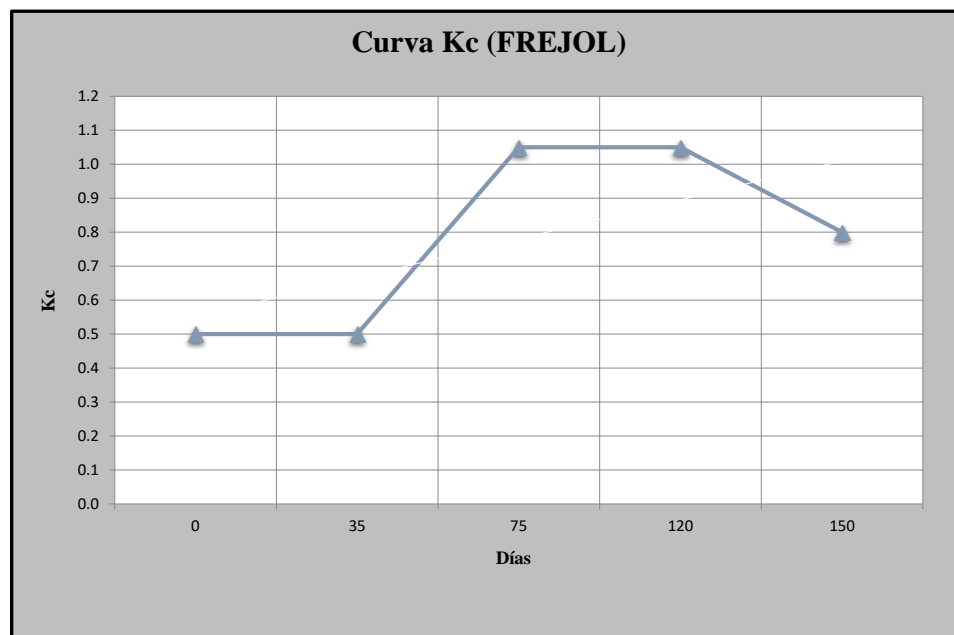
Kcmed (cuadro. 12)	=	1.15	(Fuente: cuadro 12 FAO 56.)
Kcmed	=	1.05	

Kc - final periodo

Kcfin. (cuadro. 12)	=	0.90	(Fuente: cuadro 12 FAO 56.)
Kcfin.	=	0.80	

CUADRO N° II.3: CURVA Kc (FREJOL)

Meses	d	d calen	Fases	d	d acum	Kc
	(días)	(días)		(días)	(días)	
Junio	30	30.00	-	0.00	0.00	0.50
Julio	31	61.00	Inicial	35.00	35.00	0.50
Agosto	31	92.00	Desarrollo	40.00	75.00	1.05
Setiembre	30	122.00	Mediados	45.00	120.00	1.05
Octubre	28	150.00	Finales del	30.00	150.00	0.80
Noviembre	30	0.00	-	-	-	-



DETERMINACIÓN DE LA CURVA Kc (HABA) - CAMPAÑA CHICA

1° DATOS GENERALES

Cultivo	=	HABA	Lugar	=	Ibias, Puncus, Arccac y Ocros
Periodo	=	120 días	Altitud	=	3290 m.s.n.m.
Feca de siembra	=	1ro. Ago.	Latitud	=	13°23'15"

2° DURACIÓN DE LAS FASES

Inicial	=	30 días	Fecha	=	01/08 - 30/08
Desarrollo del cultivo	=	20 días		=	31/08 - 19/09
Mediados del cultivo	=	40 días		=	20/09 - 29/10
Finales del cultivo	=	<u>30 días</u>		=	30/10 - 28/11
		120 días			

3° DETERMINACIÓN DEL Kc

Kc - fase inicial

Eto	=	3.36 mm/día	(Elegido)
Frecuencia de riego	=	4 días	(Dato experimental)
Kcini. (Fig. 29)	=	0.66	
Kcini. (Fig. 30)	=	0.79	
Lamina de agua (mm)	=	20.0	
Kcini.	=	0.50	

Kc - fase media

Kcmed (cuadro. 12)	=	1.15	(Fuente: cuadro 12 FAO 56.)
Kcmed	=	1.05	

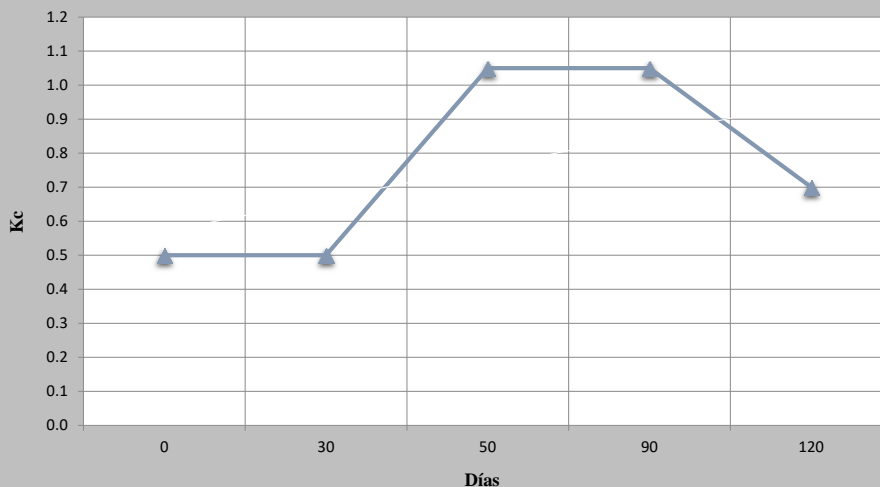
Kc - final periodo

Kcfin. (cuadro. 12)	=	1.10	(Fuente: cuadro 12 FAO 56.)
Kcfin.	=	0.70	

CUADRO N° II.3: CURVA Kc (HABA)

Meses	d	d calen	Fases	d	d acum	Kc
	(días)	(días)		(días)	(días)	
Agosto	31	31.00	-	0.00	0.00	0.50
Setiembre	30	61.00	Inicial	30.00	30.00	0.50
Octubre	31	92.00	Desarrollo	20.00	50.00	1.05
Noviembre	28	120.00	Mediados d	40.00	90.00	1.05
Diciembre	0	0.00	Finales del	30.00	120.00	0.70
Enero	0	0.00	-	-	-	-

Curva Kc (HABA)



DETERMINACIÓN DE LA CURVA Kc (ALCACHOFA) - CAMPAÑA CHICA

1° DATOS GENERALES

Cultivo	=	ALCACHOFA	Lugar	=	Ibias, Puncus, Arccac y Ocos
Periodo	=	150	Altitud	=	3290 m.s.n.m.
Feca de siembra	=	1ro. Ene.	Latitud	=	13°23'15"

2° DURACIÓN DE LAS FASES

Inicial	=	30 días	Fecha	
Desarrollo del cultivo	=	40 días		01/01 - 30/01
Mediados del cultivo	=	50 días		31/01 - 11/03
Finales del cultivo	=	30 días		12/03 - 31/04
		<u>150 días</u>		01/05 - 30/05

3° DETERMINACIÓN DEL Kc

Kc - fase inicial

Eto	=	4.38 mm/día	(Elegido)
Frecuencia de riego	=	7 días	(Dato experimental)
Kcini. (Fig. 29)	=	0.32	
Kcini. (Fig. 30)	=	0.66	
Lamina de agua (mm)	=	0.12	
Kcini.	=	0.34	

Kc - fase media

Kemed (cuadro. 12)	=	1.00	(Fuente: cuadro 12 FAO 56.)
Kcmed	=	1.15	

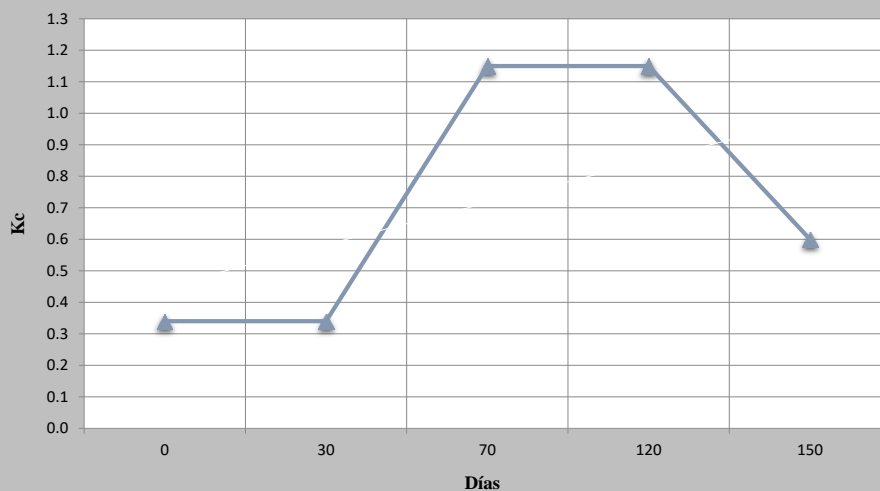
Kc - final periodo

Kcfin. (cuadro. 12)	=	0.95	(Fuente: cuadro 12 FAO 56.)
Kcfin.	=	0.60	

CUADRO N° IL.3: CURVA Kc (ALCACHOFA)

Meses	d (días)	d calen (días)	Fases	d (días)	d acum (días)	Kc
Enero	31	31.00	-	0.00	0.00	0.34
Febrero	28	59.00	Inicial	30.00	30.00	0.34
Marzo	31	90.00	Desarrollo	40.00	70.00	1.15
Abril	30	120.00	Mediados	50.00	120.00	1.15
Mayo	30	150.00	Finales de	30.00	150.00	0.60
Junio	-	-	-	-	-	-

Curva Kc (ALCACHOFA)



DETERMINACIÓN DE LA CURVA Kc (PAPA) - CAMPAÑA CHICA

1° DATOS GENERALES

Cultivo	=	PAPA	Lugar	=	Ibias, Puncus, Arccac y Ocros
Periodo	=	180	Altitud	=	3290 m.s.n.m.
Feca de siembra	=	1ro. Jun.	Latitud	=	13°23'15"

2° DURACIÓN DE LAS FASES

		Fecha	
Inicial	=	35 días	01/06 - 05/07
Desarrollo del cultivo	=	45 días	06/07 - 19/08
Mediados del cultivo	=	60 días	20/08 - 18/10
Finales del cultivo	=	40 días	19/10 - 28/11
		<u>180 días</u>	

3° DETERMINACIÓN DEL Kc

Kc - fase inicial

Eto	=	3.08 mm/día	(Elegido)
Frecuencia de riego	=	7 días	(Dato experimental)
Kcini. (Fig. 29)	=	0.44	
Kcini. (Fig. 30)	=	0.77	
Lamina de agua (mm)	=	40.0	
Kcini.	=	0.60	

Kc - fase media

Kcmed (cuadro. 12)	=	1.15	(Fuente: cuadro 12 FAO 56.)
Kcmed	=	1.05	

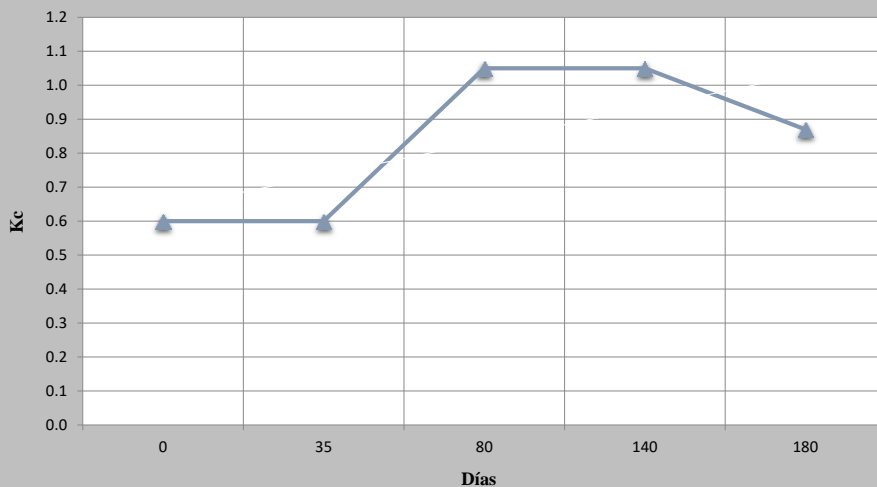
Kc - final periodo

Kcfin. (cuadro. 12)	=	0.75	(Fuente: cuadro 12 FAO 56.)
Kcfin.	=	0.87	

CUADRO N° II.3: CURVA Kc (PAPA)

Meses	d	d calen	Fases	d	d acum	Kc
	(días)	(días)		(días)	(días)	
Junio	30	30.00	-	0.00	0.00	0.60
Julio	31	61.00	Inicial	35.00	35.00	0.60
Agosto	31	92.00	Desarrollo	45.00	80.00	1.05
Setiembre	30	122.00	Mediados	60.00	140.00	1.05
Octubre	31	153.00	Finales del	40.00	180.00	0.87
Noviembre	27	180.00	-	-	-	-

Curva Kc (PAPA)



DETERMINACIÓN DE LA CURVA Kc (AJO) - CAMPAÑA CHICA

1° DATOS GENERALES

Cultivo	=	AJO	Lugar	=	Ibias, Puncus, Arccac y Ocos
Periodo	=	180	Altitud	=	3290 m.s.n.m.
Feca de siembra	=	1ro. Ene.	Latitud	=	13°23'15"

2° DURACIÓN DE LAS FASES

Inicial	=	35 días	Fecha	=	01/01 - 04/02
Desarrollo del cultivo	=	45 días		=	05/02 - 21/03
Mediados del cultivo	=	60 días		=	22/03 - 20/05
Finales del cultivo	=	<u>40 días</u>		=	21/05 - 29/06
		180 días			

3° DETERMINACIÓN DEL Kc

Kc - fase inicial

Eto	=	4.38 mm/día	(Elegido)
Frecuencia de riego	=	7 días	(Dato experimental)
Kcini. (Fig. 29)	=	0.32	
Kcini. (Fig. 30)	=	0.77	
Lamina de agua (mm)	=	12.0	
Kcini.	=	0.60	

Kc - fase media

Kcmed (cuadro. 12)	=	1.0	(Fuente: cuadro 12 FAO 56.)
Kcmed	=	1.00	

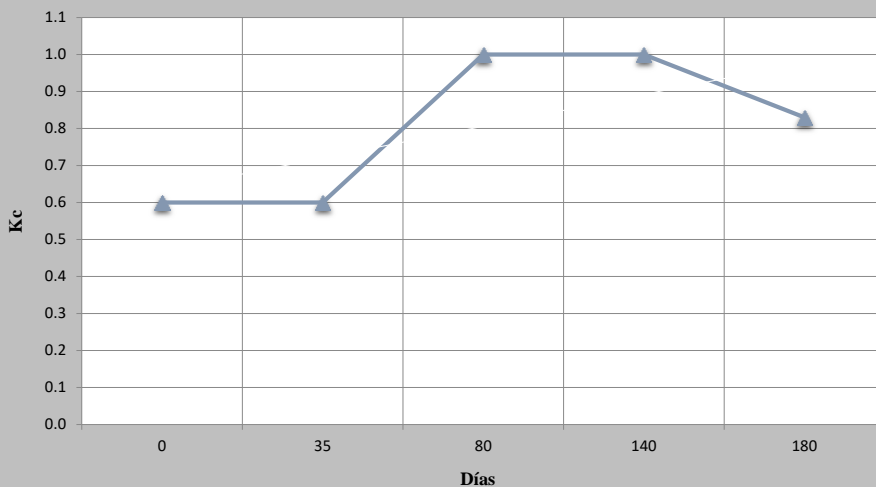
Kc - final periodo

Kcfin. (cuadro. 12)	=	0.70	(Fuente: cuadro 12 FAO 56.)
Kcfin.	=	0.83	

CUADRO N° IL3: CURVA Kc (AJO)

Meses	d	d calen	Fases	d	d acum	Kc
	(días)	(días)		(días)	(días)	
Enero	31	31.00	-	0.00	0.00	0.60
Febrero	28	59.00	Inicial	35.00	35.00	0.60
Marzo	31	90.00	Desarrollo	45.00	80.00	1.00
Abril	30	120.00	Mediados	60.00	140.00	1.00
Mayo	31	151.00	Finales del	40.00	180.00	0.83
Junio	29	180.00	-	-	-	-

Curva Kc (AJO)



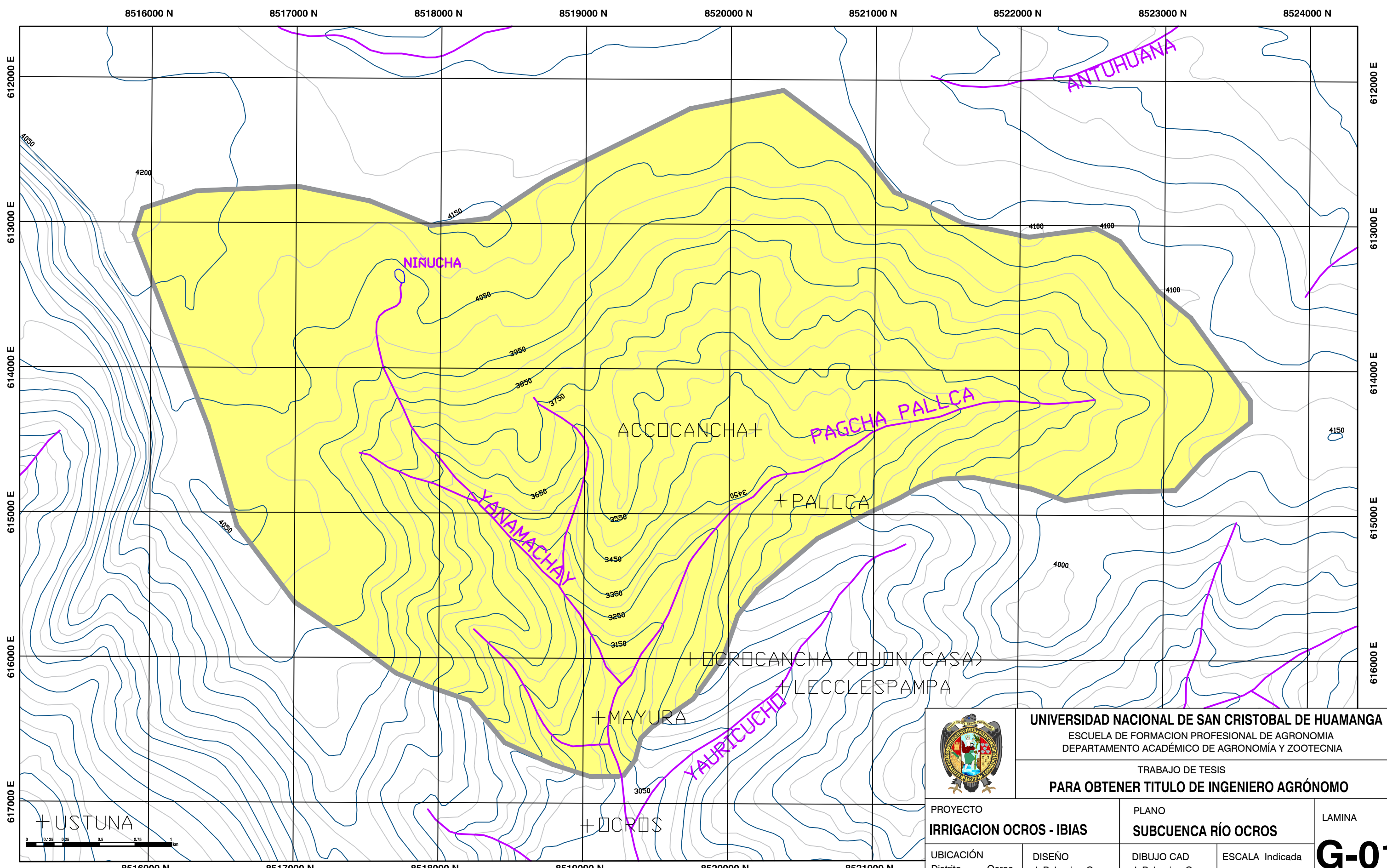
DEMANDA DE AGUA DE LOS CULTIVOS

* Método de Hargreaves, en función a Porcentajes de Horas de Sol Posibles, Radiación Extraterrestre y Temperatura													
Latitud: S											Altitud: 3,600.00 msnm		
PARÁMETRO DE CÁLCULO	Und	MESES											
		E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Temperatura Media Mensual	°C	10.98	10.63	10.83	9.26	7.90	6.75	6.94	7.86	8.97	10.17	10.11	10.97
TF - Temperatura Media Mensual	°F	51.76	51.14	51.50	48.67	46.21	44.16	44.50	46.14	48.15	50.30	50.20	51.75
RMM - Radiación E Terrestre, equivalente de evaporación	mm	496.00	439.60	496.00	474.00	461.90	420.00	446.40	465.00	477.00	489.80	474.00	492.90
S - Porcentaje de Horas de Sol	%	41.16	37.65	37.48	55.44	76.11	72.69	75.95	74.04	60.26	57.39	53.64	43.50
RSM - Radiación Equivalente Mensual	mm	238.66	202.29	227.73	264.69	302.22	268.57	291.77	300.08	277.72	278.28	260.37	243.81
CE - Factor de Corrección por Altitud		1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07
E.T.O. - Evapotranspiración Potencial	mm	135.72	111.79	117.39	110.72	102.23	92.40	91.67	104.12	119.74	141.64	148.37	142.53

CEDULA Y CALENDARIO DE CULTIVO SIN PROYECTO																				
Cedula de Cultivo																				
Ingreso por cada mes Kc y modalidad de cultivo (base "B", de rotación "R") correspondientes.																				
CULTIVOS BASE	ÁREA Ha	FECHA PROML SIEMBRA	PERIODO (días)	Modalidad de cultivo																
				Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Agos	Set	Oct	Nov	Dic					
CULTIVOS DE ROTACIÓN	ÁREA Ha	%	PERIODO (días)	CULTIVOS DE ROTACIÓN																
FECHA PROML SIEMBRA	ÁREA Ha	%	PERIODO (días)	CULTIVOS DE ROTACIÓN																
1 Papa	14.90	10.00%	180	B	B	B	B	R	B	R	R	R	R	B	B	Frijol	2.00	18.18%	150	Junio
2 Maíz choclo	96.85	65.00%	150	B	B	R	R	R	R	R	R	R	B	B	B	Haba	3.00	27.27%	120	Marzo
3 Alfalfa	8.94	6.00%	365	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	-	-	-	-	-
4 Cebada	2.98	2.00%	150	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	-	-	-	-	-
5 Trigo	5.96	4.00%	150	B	B	B	B	R	R	R	R	R	R	B	B	Olivo	3.00	27.27%	180	Mayo
6 Areveja	7.45	5.00%	150	R	R	R	R	R	R	R	R	R	B	B	B	Ajo	3.00	27.27%	180	Enero
7 Frutales	2.98	2.00%	360	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	-	-	-	-	-
8 Hortalizas	8.94	6.00%	160	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	-	-	-	-	-
Cultivado (ha)	149.0	100%		149	149	149	137	137	137	137	33	40	40	131	143	149	11.0	100%		

CEDULA Y CALENDARIO DE CULTIVO CON PROYECTO																										
Cedula de Cultivo																										
Ingrese por cada mes Kc y modalidad de cultivo correspondientes.																										
CULTIVOS BASE	ÁREA Ha	%	Fecha prom. Siembra	PERIODO (días)	Kc de los cultivos												CULTIVOS DE ROTACIÓN	ÁREA Ha	%	Fecha prom. Siembra	PERIODO (días)					
					Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Agos	Set	Oct	Nov	Dic										
1	Alcachofa	152.0	40.00%	Octubre	150	0.90	0.82		0.50	0.67	0.90	0.90	0.82		0.50	0.67	0.90	0.90	0.67	0.90	Alcachofa	20	28.57%	Abril	150	
2	Papa	38.0	10.00%	Diciembre	180	0.63	1.02	1.05	1.05	0.87	0.50	0.67	1.05	1.05	0.96		0.50				0.50	Frijol	10	14.29%	Junio	150
3	Maíz choclo	121.6	32.00%	Noviembre	150	0.84	1.15	1.15	1.10				0.30	0.90	1.10	0.82	0.60				0.60	Haba	10	14.29%	Agosto	120
4	Alfalfa	11.4	3.00%	Annual	3 cortes (120)	0.83	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.95	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	-	-	-	-	-
5	Cebada	7.6	2.00%	Agosto	150	0.34	1.10	1.15	1.15	0.58			0.50	0.67	0.90	0.90	0.82				0.82	Alcachofa	10	14.29%	Enero	150
6	Trigo	11.4	3.00%	Diciembre	180	0.68	1.10	1.15	1.15	0.58	0.50	0.63	1.00	1.05	1.05	0.87	0.30				0.30	Papa	10	14.29%	Mayo	180
7	Areveja	15.2	4.00%	Agosto	150	0.50	0.66	0.92	1.00	1.00	0.83		0.50	0.74	1.10	1.10	1.00				1.00	Ajo	10	14.29%	Febrero	180
8	Frutales	7.6	2.00%	Annual	365	0.81	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.91	0.85	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	-	-	-	-	-
9	Hortalizas	15.2	4.00%	Enero	160	0.70	0.80	1.05	1.05	1.05	1.00											-	-	-	-	-
Cultivado (ha)						380	380	228	380	258	251	220	365	213	365	327	365	365	365	365	70.0	100%				

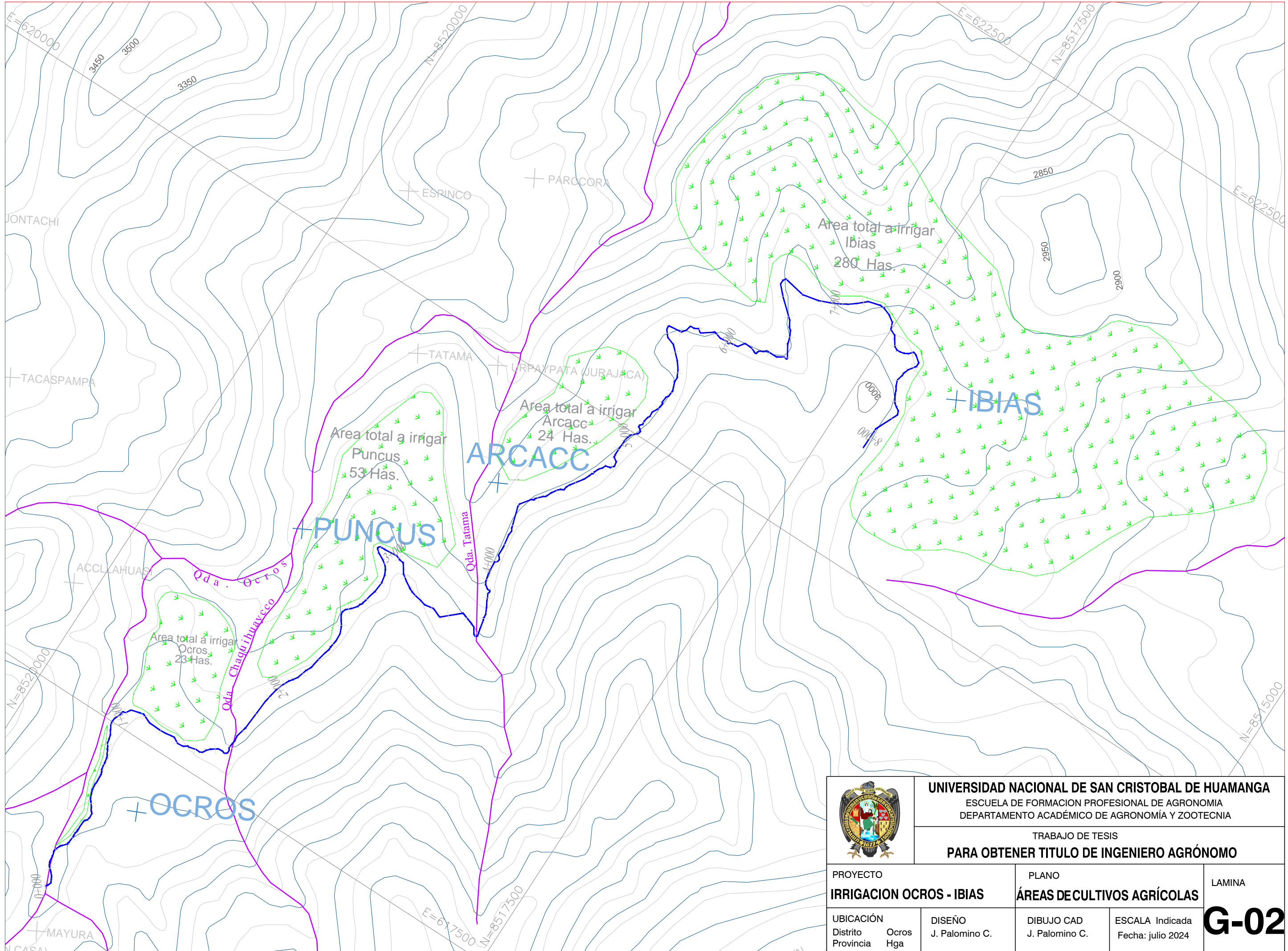
ANEXO III
PLANOS



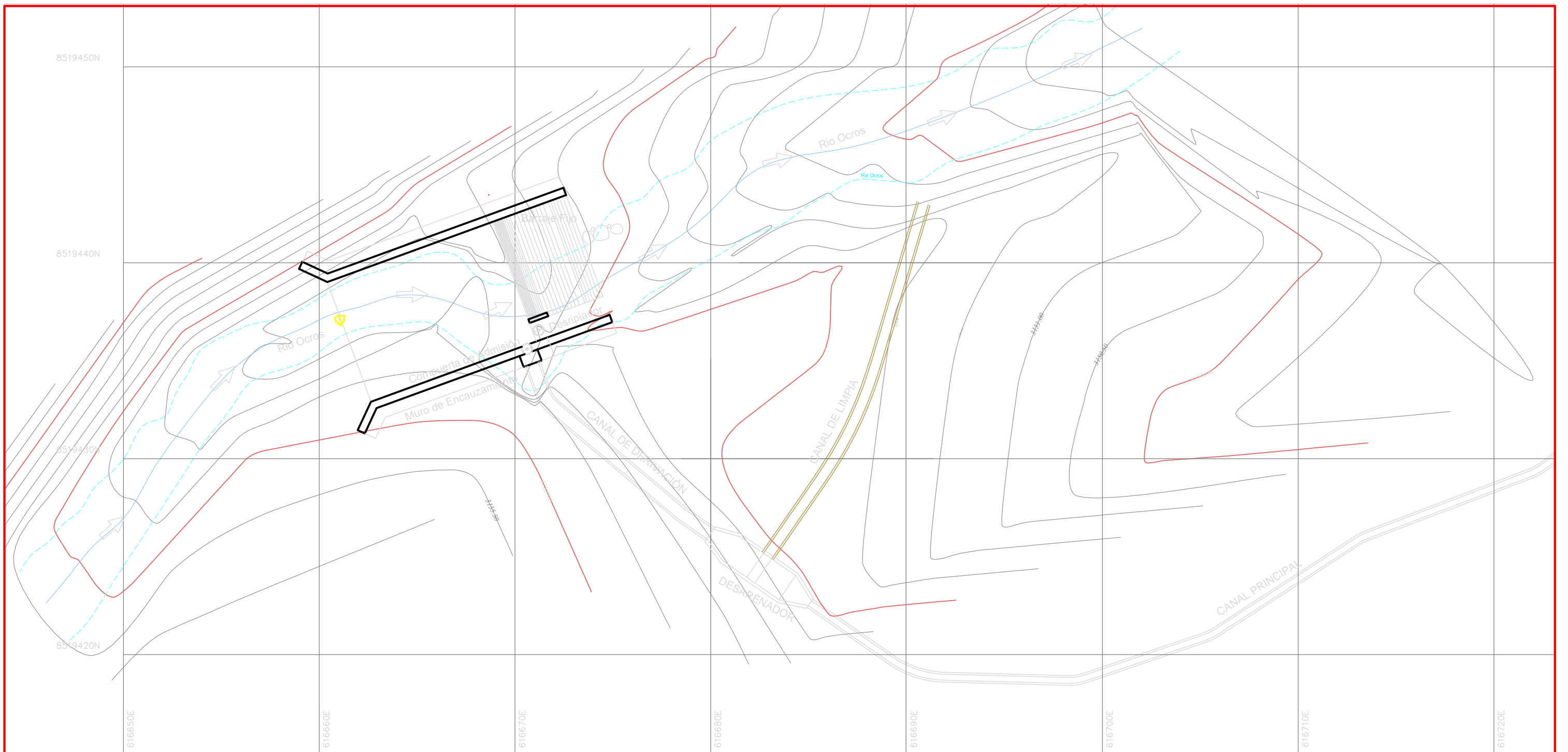
UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA
 ESCUELA DE FORMACION PROFESIONAL DE AGRONOMIA
 DEPARTAMENTO ACADÉMICO DE AGRONOMÍA Y ZOOTECNIA

TRABAJO DE TESIS
PARA OBTENER TITULO DE INGENIERO AGRÓNOMO

PROYECTO IRRIGACION OCROS - IBIAS		PLANO SUBCUENCA RÍO OCROS		LAMINA G-01
UBICACIÓN Distrito: Ocros Provincia: Hga	DISEÑO J. Palomino C.	DIBUJO CAD J. Palomino C.	ESCALA Indicada Fecha: julio 2024	

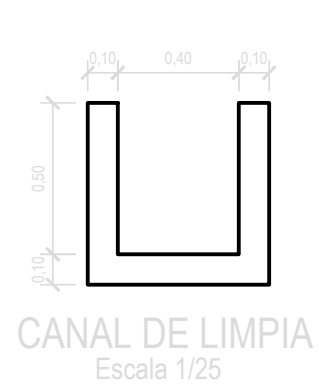
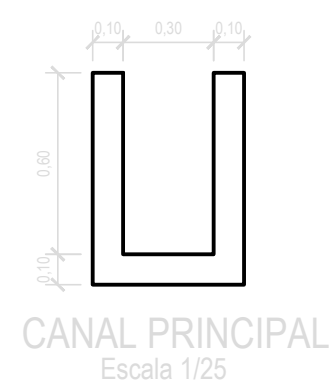
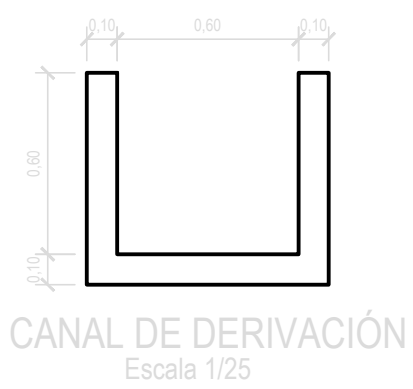


 UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA ESCUELA DE FORMACION PROFESIONAL DE AGRONOMIA DEPARTAMENTO ACADÉMICO DE AGRONOMÍA Y ZOOTECNIA				TRABAJO DE TESIS PARA OBTENER TITULO DE INGENIERO AGRÓNOMO	
UBICACIÓN Distrito: Ocros Provincia: Hga	DISEÑO J. Palomino C.	DIBUJO CAD J. Palomino C.	ESCALA Indicada Fecha: julio 2024		



PLANO EN PLANTA BOCATOMA DE CAPTACIÓN

Escala 1/200



	UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA ESCUELA DE FORMACION PROFESIONAL DE AGRONOMIA DEPARTAMENTO ACADÉMICO DE AGRONOMÍA Y ZOOTECNIA		
	TRABAJO DE TESIS PARA OBTENER TITULO DE INGENIERO AGRÓNOMO		
PROYECTO IRRIGACION OCROS - IBIAS	PLANO BOCATOMA DE CAPTACIÓN	LAMINA G-03	
UBICACIÓN Distrito Ocros Provincia Hga	DISEÑO J. Palomino C.	DIBUJO CAD J. Palomino C.	ESCALA Indicada Fecha: julio 2024

TOMAS LATERALES (TL)			
N° TOMA	PROGRESIVA	N° TOMA	PROGRESIVA
1	0+190	20	1+860
2	0+228	21	1+890
3	0+344	22	1+922
4	0+402	23	2+040
5	0+462	24	2+070
6	0+600	25	2+120
7	0+783	26	2+282
8	0+809	27	2+580
9	0+905	28	2+880
10	0+950	29	3+160
11	1+070	30	4+300
12	1+132	31	4+760
13	1+216	32	5+000
14	1+300	33	5+620
15	1+594	34	5+920
16	1+620	35	6+100
17	1+670	36	6+680
18	1+762	37	7+000
19	1+790	38	7+580

PUENTE CANAL (PC)			
N° PUENTE	PROG. INICIO	LONGITUD (m)	ESTRIBOS
1	4+168.00	8	φ 3/8" @ 0.25
2	4+666.00	8	φ 3/8" @ 0.25
3	5+032.50	15	φ 3/8" @ 0.25
4	5+231.00	4	φ 3/8" @ 0.25
5	6+008.00	9	φ 3/8" @ 0.25
6	6+117.00	8	φ 3/8" @ 0.25
7	6+291.00	4	φ 3/8" @ 0.25

RAPIDAS			
N° RAPIDA	PROG. INICIO	LONGITUD (m)	ESTRIBOS
1	1+595.00	94	φ 3/8" @ 0.25
2	2+135.58	65	φ 3/8" @ 0.25
3	3+420.50	40	φ 3/8" @ 0.25
4	3+559.96	35	φ 3/8" @ 0.25
5	3+821.67	35	φ 3/8" @ 0.25

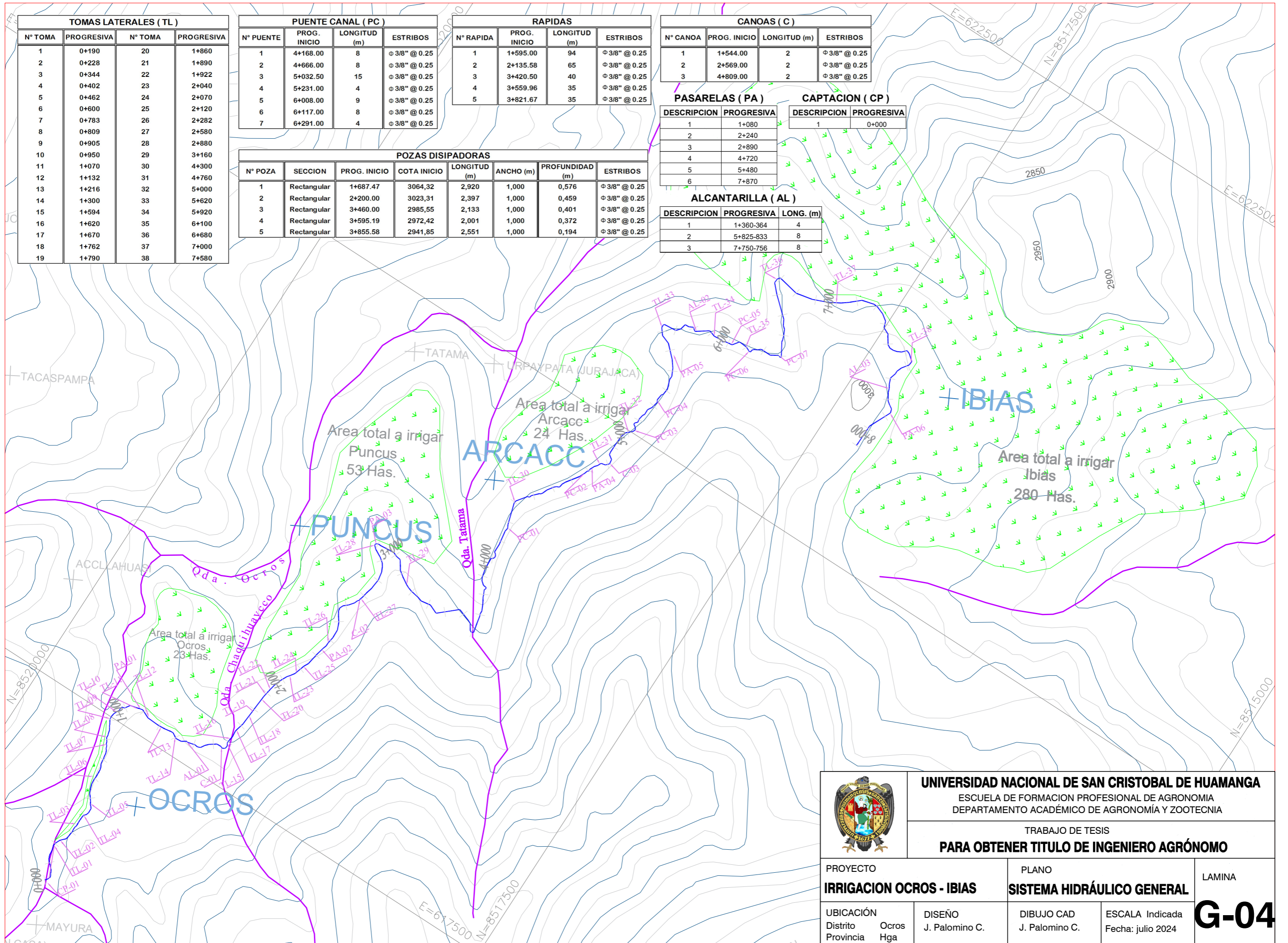
CANOAS (C)			
N° CANOA	PROG. INICIO	LONGITUD (m)	ESTRIBOS
1	1+544.00	2	φ 3/8" @ 0.25
2	2+569.00	2	φ 3/8" @ 0.25
3	4+809.00	2	φ 3/8" @ 0.25


PASARELAS (PA)	
DESCRIPCION	PROGRESIVA
1	1+080
2	2+240
3	2+890
4	4+720
5	5+480
6	7+870

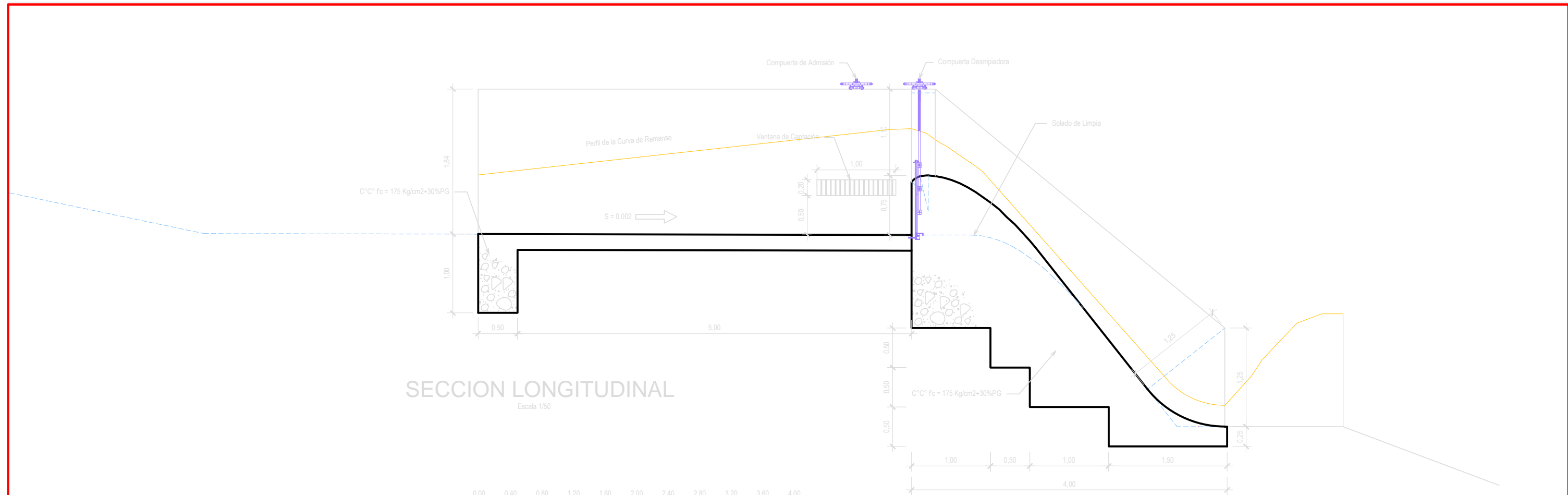
CAPTACION (CP)	
DESCRIPCION	PROGRESIVA
1	0+000

POZAS DISIPADORAS							
N° POZA	SECCION	PROG. INICIO	COTA INICIO	LONGITUD (m)	ANCHO (m)	PROFUNDIDAD (m)	ESTRIBOS
1	Rectangular	1+687.47	3064,32	2,920	1,000	0,576	φ 3/8" @ 0.25
2	Rectangular	2+200.00	3023,31	2,397	1,000	0,459	φ 3/8" @ 0.25
3	Rectangular	3+460.00	2985,55	2,133	1,000	0,401	φ 3/8" @ 0.25
4	Rectangular	3+595.19	2972,42	2,001	1,000	0,372	φ 3/8" @ 0.25
5	Rectangular	3+855.58	2941,85	2,551	1,000	0,194	φ 3/8" @ 0.25

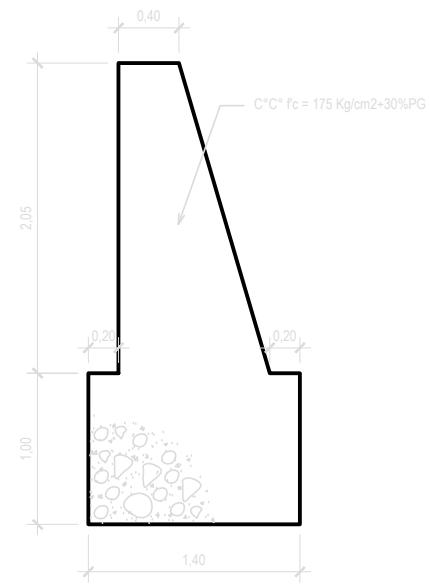
ALCANTARILLA (AL)		
DESCRIPCION	PROGRESIVA	LONG. (m)
1	1+360-364	4
2	5+825-833	8
3	7+750-756	8



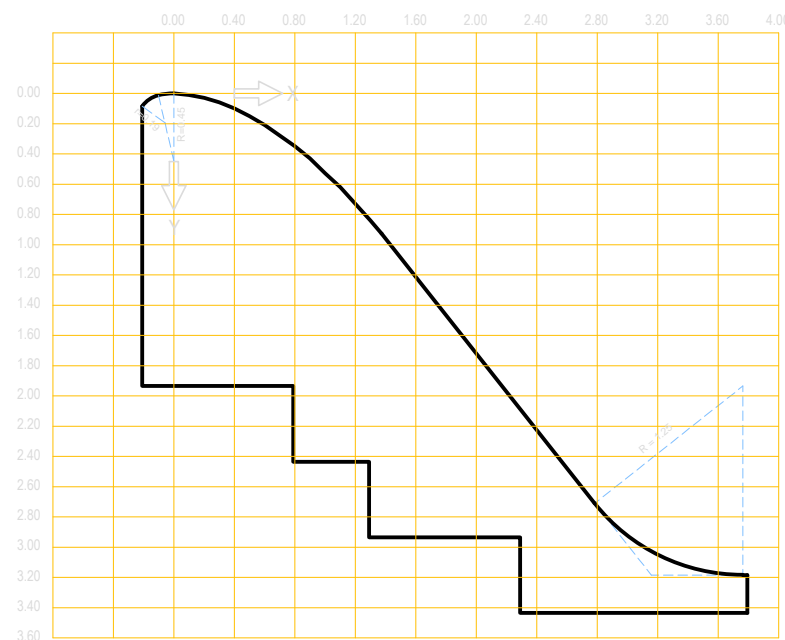
 UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA ESCUELA DE FORMACION PROFESIONAL DE AGRONOMIA DEPARTAMENTO ACADÉMICO DE AGRONOMÍA Y ZOOTECNIA				
				TRABAJO DE TESIS PARA OBTENER TITULO DE INGENIERO AGRÓNOMO
PROYECTO IRRIGACION OCROS - IBIAS		PLANO SISTEMA HIDRÁULICO GENERAL		LAMINA G-04
UBICACIÓN Distrito Ocroso Provincia Hga	DISEÑO J. Palomino C.	DIBUJO CAD J. Palomino C.	ESCALA Indicada Fecha: julio 2024	



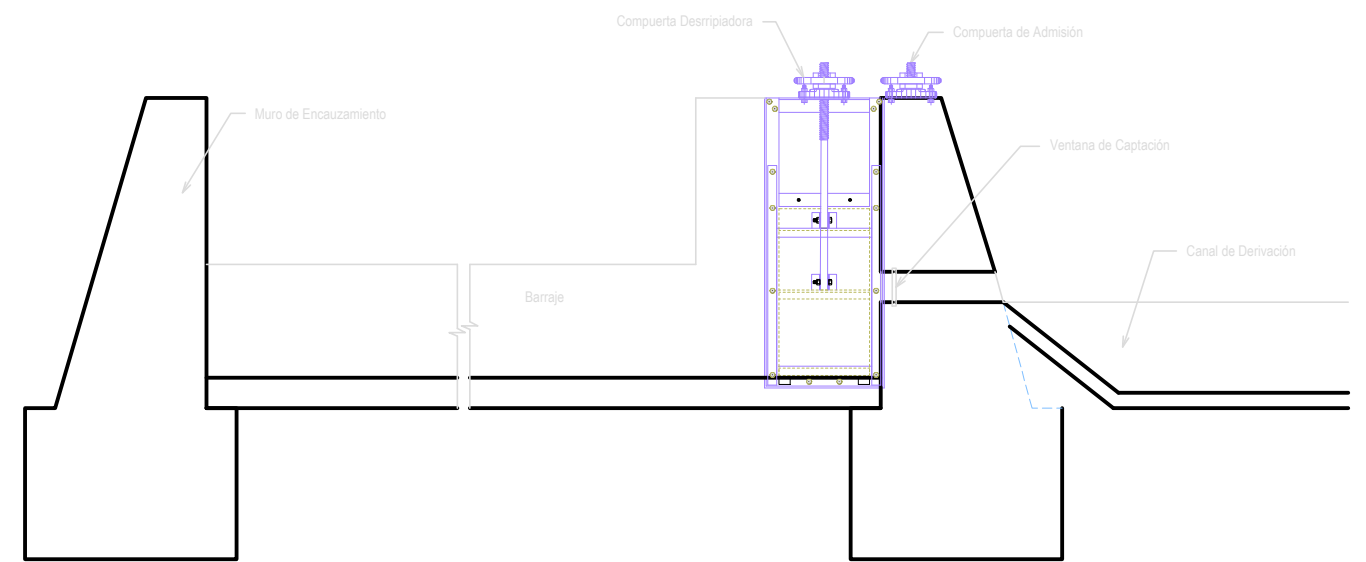
SECCION LONGITUDINAL
Escala 1/50




MURO DE ENCAUZAMIENTO
Escala 1/50

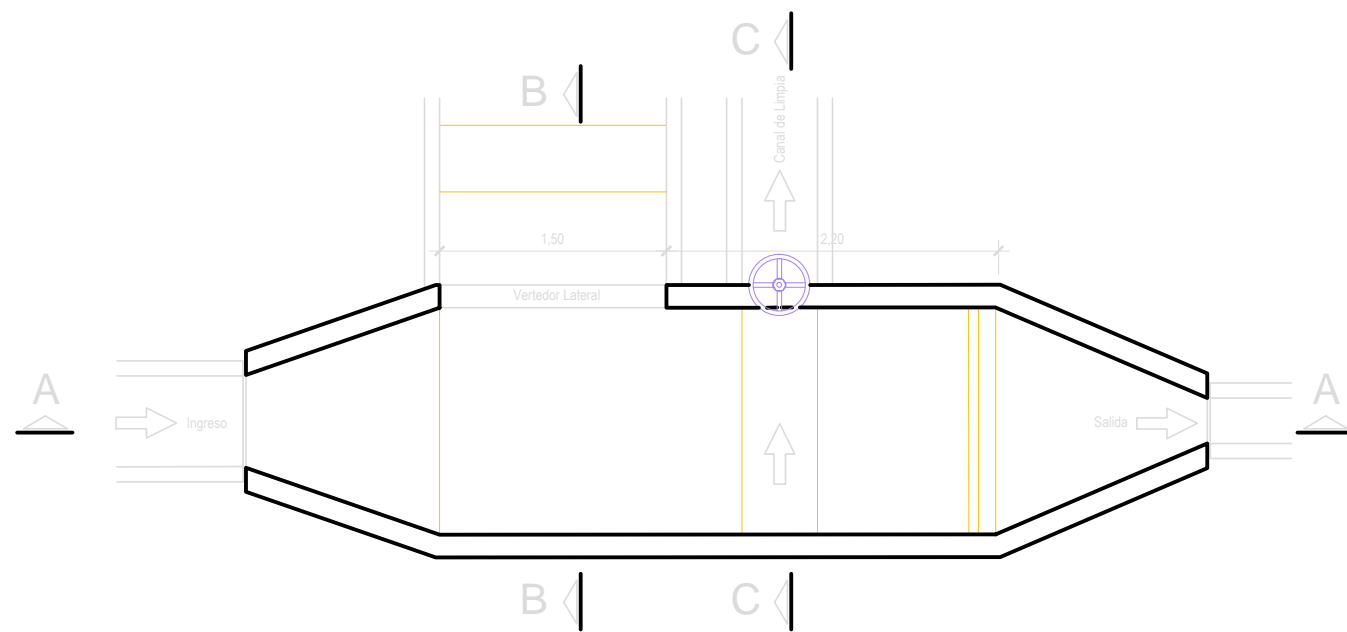


DETALLE BARRAJE
Escala 1/50



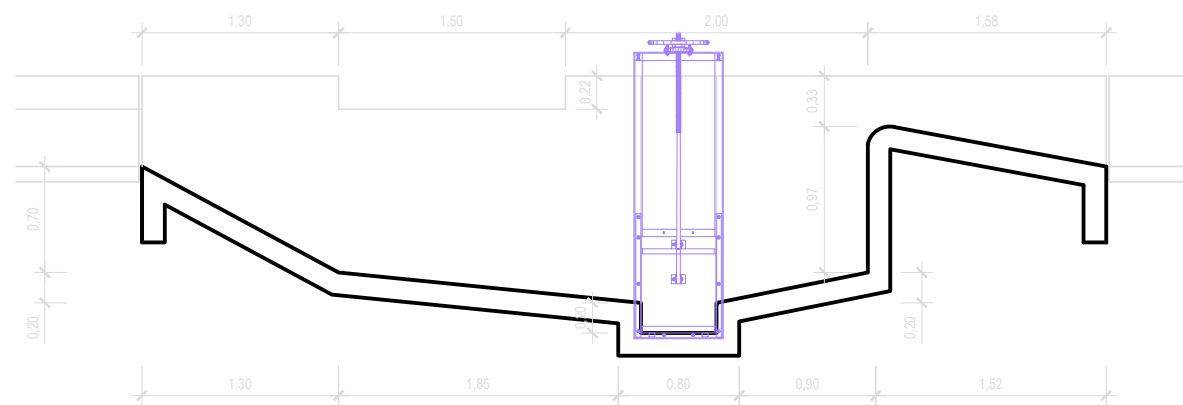
SECCION PERPENDICULAR
Escala 1/50

	UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA ESCUELA DE FORMACION PROFESIONAL DE AGRONOMIA DEPARTAMENTO ACADÉMICO DE AGRONOMÍA Y ZOOTECNIA		
	TRABAJO DE TESIS PARA OBTENER TITULO DE INGENIERO AGRÓNOMO		
PROYECTO IRRIGACION OCROS - IBIAS	PLANO BOCATOMA DE CAPTACIÓN	LAMINA E-01	
UBICACIÓN Distrito Ocros Provincia Hga	DISEÑO J. Palomino C.		



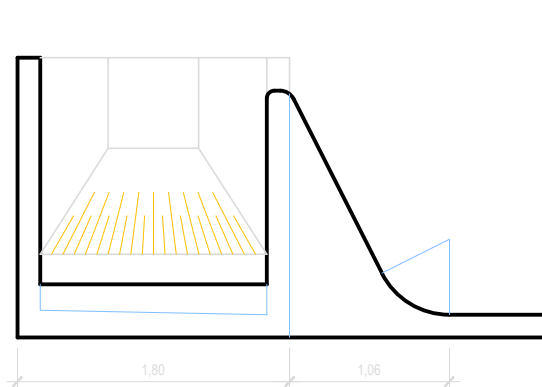
VISTA EN PLANTA DESARENADOR

Escala 1/50



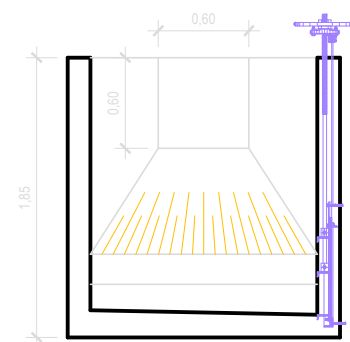
SECCION A-A

Escala 1/50



SECCION B-B

Escala 1/50



SECCION C-C

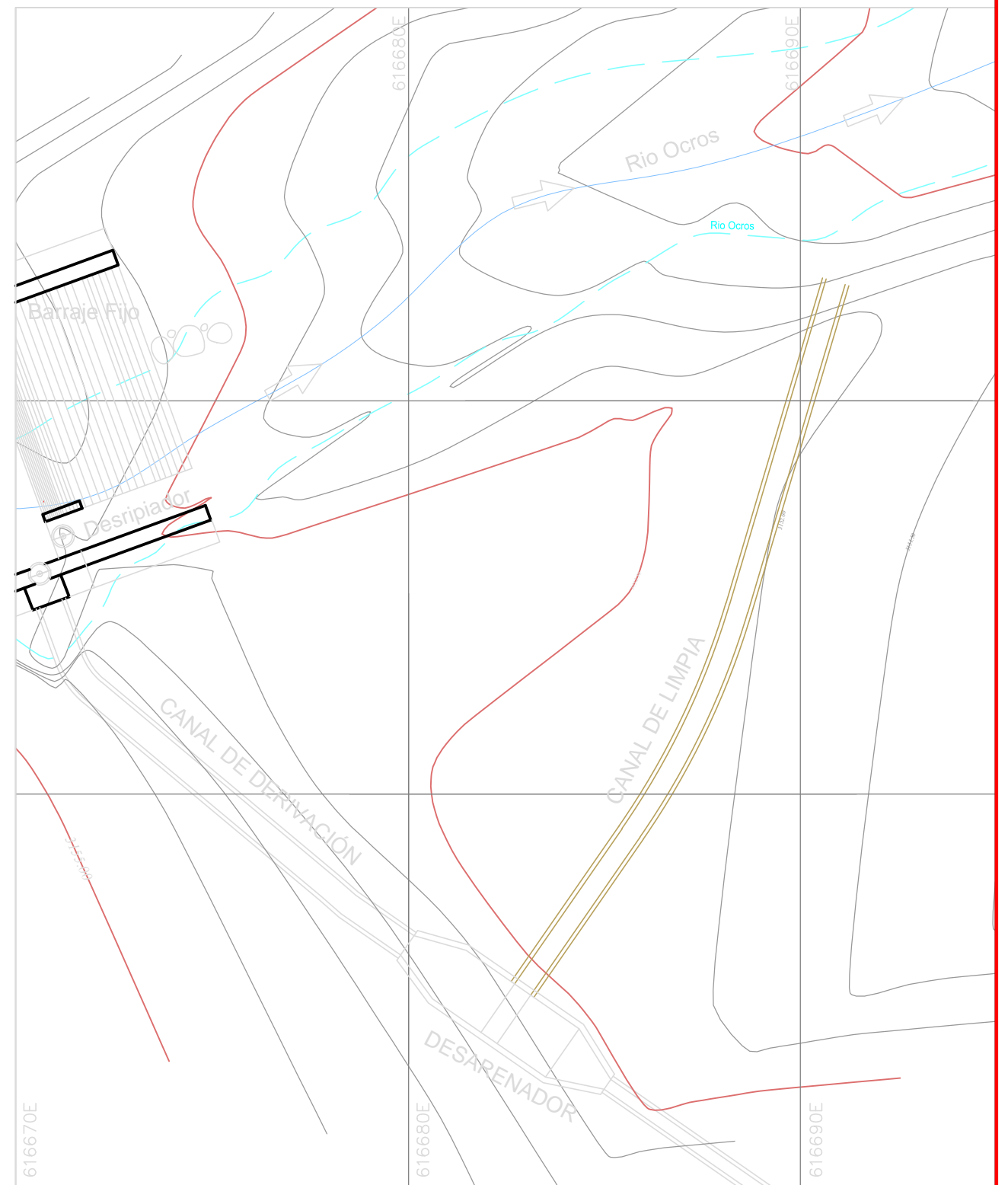
Escala 1/50


8519450N

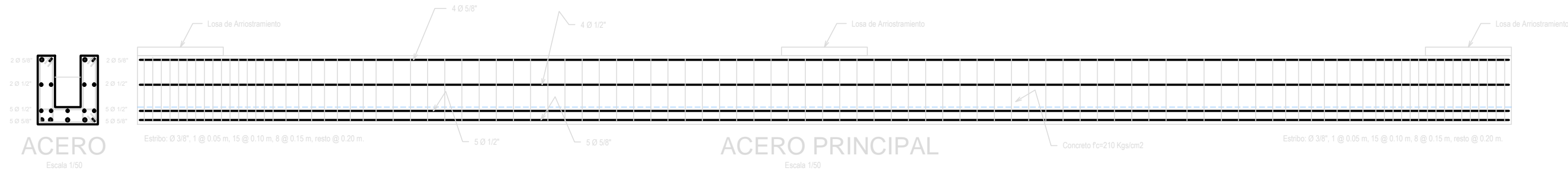
8519440N

8519430N

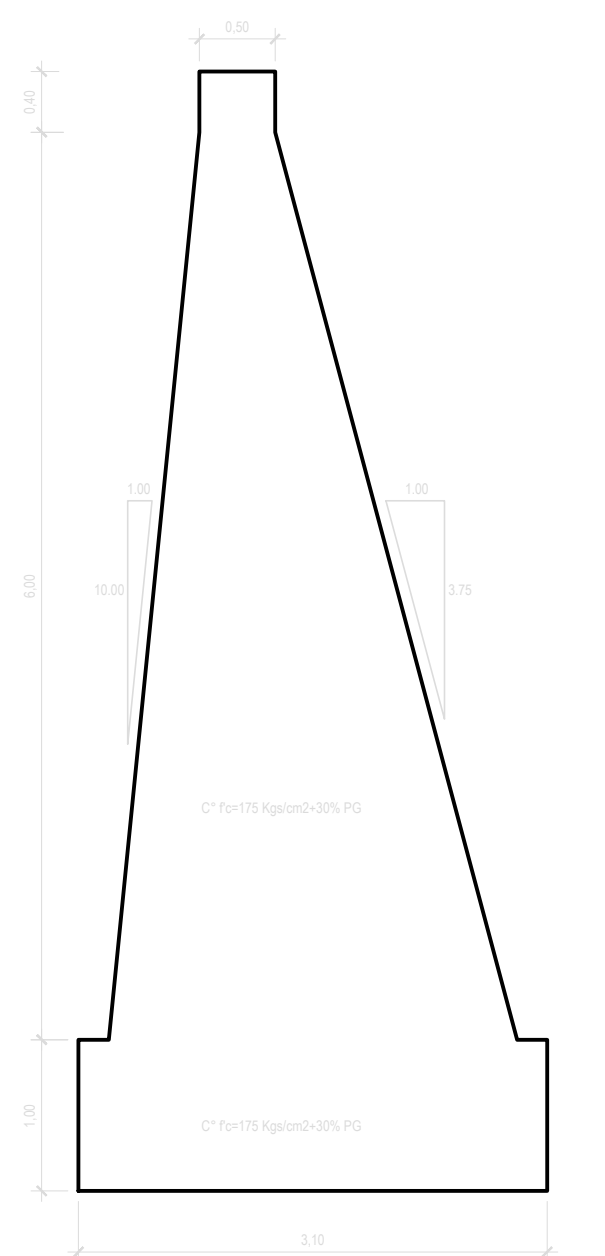
8519420N



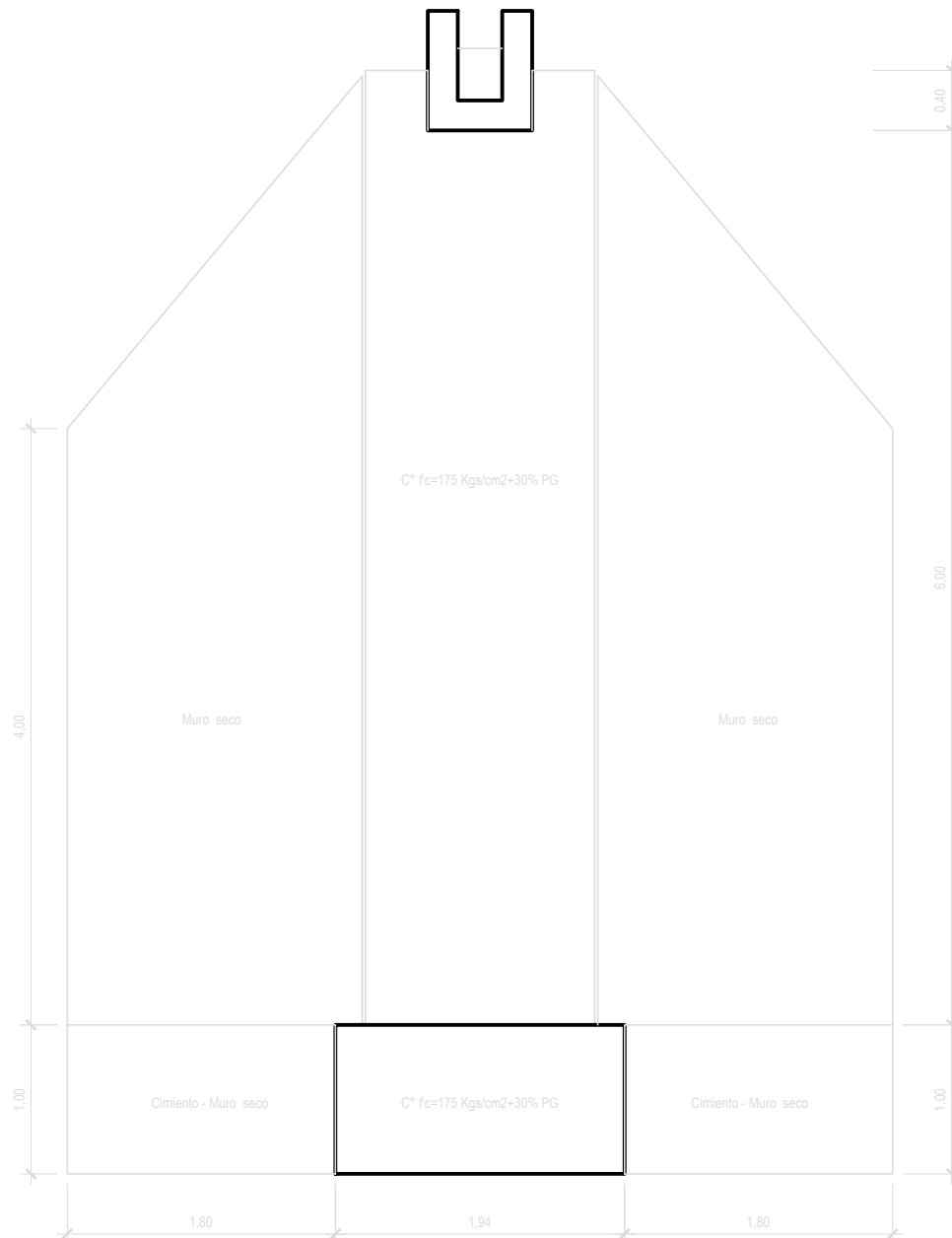
	UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA ESCUELA DE FORMACION PROFESIONAL DE AGRONOMIA DEPARTAMENTO ACADÉMICO DE AGRONOMÍA Y ZOOTECNIA		
	TRABAJO DE TESIS PARA OBTENER TITULO DE INGENIERO AGRÓNOMO		
PROYECTO IRRIGACION OCROS - IBIAS	PLANO DESARENADOR - RAPIDA	LAMINA E-02	
UBICACIÓN Distrito Ocros Provincia Hga	DISEÑO J. Palomino C.	DIBUJO CAD J. Palomino C.	ESCALA Indicada Fecha: julio 2024



VISTA EN PLANTA - PUENTE CANAL
Escala 1/50

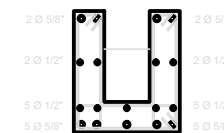


VISTA EN PERFIL ESTRIBO
Escala 1/50

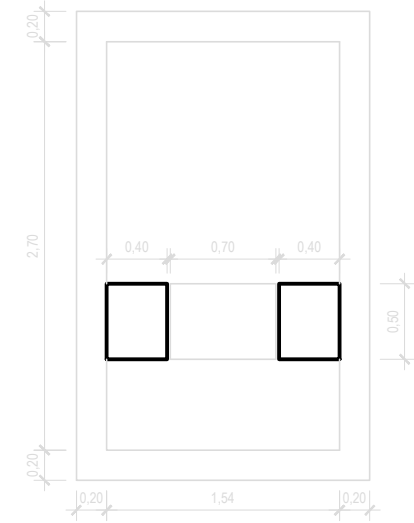
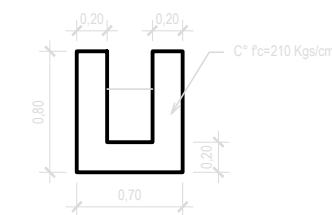


VISTA FRONTAL ESTRIBO
Escala 1/50

ACERO EN PUENTE CANAL
Escala 1/50



SECCION PUENTE CANAL
Escala 1/50



VISTA EN PLANTA
Escala 1/50

	UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA ESCUELA DE FORMACION PROFESIONAL DE AGRONOMIA DEPARTAMENTO ACADÉMICO DE AGRONOMÍA Y ZOOTECNIA		
	TRABAJO DE TESIS PARA OBTENER TITULO DE INGENIERO AGRÓNOMO		
PROYECTO IRRIGACION OCROS - IBIAS	PLANO PUENTE CANAL L=15.00 m	LAMINA E-03	
UBICACIÓN Distrito Ocos Provincia Hga	DISEÑO J. Palomino C.	DIBUJO CAD J. Palomino C.	ESCALA Indicada Fecha: julio 2024



ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS
Bach. JORGE PALOMINO CARDENAS
R.D. N° 071-2023-UNSCH-FCA-D

En la ciudad de Ayacucho a los dieciséis días del mes de octubre del año dos mil veinticuatro, siendo las dieciocho horas, se reunieron en el auditorio de la Facultad de Ciencias Agrarias, bajo la presidencia del Dr. Felipe Escobar Ramírez Decano de la Facultad de Ciencias Agrarias; los miembros del jurado conformado por Ing. Efraín Chuchón Prado, Ing. Orlando Fidel Sulca Castilla como asesor y Ing. Vance Giorgio Fernández Huamán; actuando como secretario de actas el Mtro. Rodolfo Alca Mendoza, para recibir la sustentación de la Tesis titulado: **Diseño de estructuras hidráulicas en obra menor para riego por gravedad Ocros, Puncus, Arccac e Ibias Ayacucho**, para obtener el Título Profesional de Ingeniero Agrónomo presentado por el Bachiller **JORGE PALOMINO CARDENAS**.

El señor Decano previa verificación de los documentos exigidos solicitó se proceda con la sustentación y posterior defensa de la tesis en un periodo de cuarenta y cinco minutos de acuerdo al reglamento de grados y títulos vigente. Terminado la exposición, los miembros del Jurado, formularon sus preguntas, aclaraciones y/o observaciones correspondientes. Luego se invito a los miembros del jurado pasar a otra aula para la deliberacion y calificación del trabajo de tesis, teniendo el siguiente resultado:

Jurado evaluador	Exposición	Respuestas a las preguntas	Generación de conocimiento	Promedio
Ing. Efraín Chuchón Prado	16	16	16	16
Ing. Orlando Fidel Sulca Castilla	16	16	16	16
Ing. Vance Giorgio Fernández Huamán	15	14	14	14
PROMEDIO GENERAL				15

Acto seguido se invita al sustentante y publico en general para dar a conocer el resultado final. Firman el acta.

.....
Ing. Efraín Chuchón Prado
Presidente

.....
Ing. Orlando Fidel Sulca Castilla
Asesor

.....
Ing. Vance Giorgio Fernández Huamán
Jurado

.....
Mtro. Rodolfo Alca Mendoza
Secretario Docente



UNSCH

FACULTAD DE CIENCIAS
AGRARIAS

CONSTANCIA DE CONTROL DE ORIGINALIDAD DE TRABAJO DE TESIS

El que suscribe, miembro de la comisión de docentes instructores responsables de operativisar, verificar, garantizar y controlar la originalidad de los trabajos de **TESIS** de la Facultad de Ciencias Agrarias, de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, autorizado por R.C.F. N° N° 005-2024-UNSCH-FCA-CF; hace constar que el trabajo titulado;

Diseño de estructuras hidráulicas en obra menor para riego por gravedad Ocros, Puncus, Arccac e Ibias Ayacucho

Autor : Jorge Palomino Cardenas

Asesor : Orlando Fidel Sulca Castilla

Ha sido sometido al control de originalidad mediante el software TURNITIN UNSCH, acorde al Reglamento de originalidad de trabajos de Tesis, aprobado mediante la RCU N° 039-2021-UNSCH-CU, arrojando un resultado de veinticuatro por ciento (**24 %**) de índice de similitud, realizado con **depósito de trabajos estándar**.

En consecuencia, se otorga la presente Constancia de Originalidad para los fines pertinentes.

Nota: Se adjunta el resultado con Identificador de la entrega: 2643905896

Ayacucho, 12 de abril de 2025

UNIVERSIDAD NACIONAL DE
SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA
Facultad de Ciencias Agrarias

Ing. Edgar Tenorio Mancilla
Coordinador de Control de originalidad de
trabajo de Investigación y Tesis - FCA

Diseño de estructuras
hidráulicas en obra menor para
riego por gravedad Ocros,
Puncus, Arccac e Ibias
Ayacucho

por Jorge Palomino Cardenas

Fecha de entrega: 12-abr-2025 09:39p.m. (UTC-0500)

Identificador de la entrega: 2643905896

Nombre del archivo: 0.00_TESIS_Jorge_Palomino_2025.pdf (12.07M)

Total de palabras: 43201

Total de caracteres: 173629

Diseño de estructuras hidráulicas en obra menor para riego por gravedad Ocos, Puncus, Arccac e Ibias Ayacucho

INFORME DE ORIGINALIDAD

24%

INDICE DE SIMILITUD

23%

FUENTES DE INTERNET

6%

PUBLICACIONES

14%

TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	vsip.info Fuente de Internet	2%
2	repositorio.unsch.edu.pe Fuente de Internet	2%
3	hdl.handle.net Fuente de Internet	2%
4	Submitted to Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga Trabajo del estudiante	1%
5	repositorio.unu.edu.pe Fuente de Internet	1%
6	pt.scribd.com Fuente de Internet	1%
7	qdoc.tips Fuente de Internet	1%
8	www.scribd.com Fuente de Internet	1%
9	idoc.pub Fuente de Internet	1%
10	pdfcookie.com Fuente de Internet	1%
11	archive.org Fuente de Internet	1%
12	es.slideshare.net Fuente de Internet	1%
13	hidrologia.usal.es Fuente de Internet	1%
14	saber.ucv.ve Fuente de Internet	1%

15	es.scribd.com Fuente de Internet	<1 %
16	repositorio.uns.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
17	dspace.unitru.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
18	www3.uah.es Fuente de Internet	<1 %
19	www.ptolomeo.unam.mx:8080 Fuente de Internet	<1 %
20	zdocs.tips Fuente de Internet	<1 %
21	repositorio.unsaac.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
22	www.coursehero.com Fuente de Internet	<1 %
23	Submitted to Universidad Católica Boliviana "San Pablo" Trabajo del estudiante	<1 %
24	repositorio.unp.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
25	issuu.com Fuente de Internet	<1 %
26	Submitted to Universidad Cesar Vallejo Trabajo del estudiante	<1 %
27	repositorio.unap.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
28	www.unsch.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
29	Submitted to Submitted on 1687536165963 Trabajo del estudiante	<1 %
30	fdocuments.es Fuente de Internet	<1 %
31	repositorio.uncp.edu.pe Fuente de Internet	<1 %

Submitted to Escuela Politecnica Nacional

32	Trabajo del estudiante	<1 %
33	www.buenastareas.com Fuente de Internet	<1 %
34	biblioteca.usac.edu.gt Fuente de Internet	<1 %
35	idoc.tips Fuente de Internet	<1 %
36	Submitted to Universidad Pontificia Bolivariana Trabajo del estudiante	<1 %
37	docplayer.es Fuente de Internet	<1 %
38	www.repositorioacademico.usmp.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
39	repositorio.sibdi.ucr.ac.cr:8080 Fuente de Internet	<1 %
40	ALEJOS PATINO ITALO WILE. "Informe de Gestión Ambiental del Proyecto Instalación del Sistema de Irrigación Japa Chinchipampa-IGA0014148", R.D.G. N° 520-2016-MINAGRI-DVDIAR-DGAAA, 2021 Publicación	<1 %
41	fdocuments.ec Fuente de Internet	<1 %
42	Submitted to Universidad Politecnica Salesiana del Ecuador Trabajo del estudiante	<1 %
43	clubensayos.com Fuente de Internet	<1 %
44	Submitted to Universidad Politecnica Salesiana del Ecuador Trabajo del estudiante	<1 %
45	datadryad.org Fuente de Internet	<1 %
46	repositorio.unc.edu.pe Fuente de Internet	<1 %

47	download1590.mediafire.com Fuente de Internet	<1 %
48	repositorio.upecen.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
49	Submitted to Universidad Nacional del Centro del Peru Trabajo del estudiante	<1 %
50	Submitted to Universidad Privada Antenor Orrego Trabajo del estudiante	<1 %
51	repositorio.unj.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
52	docs.com Fuente de Internet	<1 %
53	repositorio.ana.gob.pe Fuente de Internet	<1 %
54	www.enperu.org Fuente de Internet	<1 %
55	www.repositorio.upla.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
56	ALEJOS PATINO ITALO WILE. "Informe de Gestión Ambiental del Proyecto Instalación del Sistema de Riego por Aspersión en la Margen Derecha de la Localidad de San Antonio de Pomayaros-IGA0014158", R.D.G. N° 541-2016-MINAGRI-DVDIAR-DGAAA, 2021 Publicación	<1 %

Excluir citas

Activo

Excluir coincidencias < 30 words

Excluir bibliografía

Activo