

# Universidad Católica de Santa María

Facultad de Arquitectura e Ingenierías Civil y del Ambiente

Escuela Profesional de Ingeniería Civil



**MEJORAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA DEL SISTEMA DE RIEGO LA  
ENSENADA, DISTRITO DE COCACHACRA, PROVINCIA DE ISLAY, DEPARTAMENTO DE  
AREQUIPA**

Tesis presentada por el bachiller:

**Rivera Vargas, Joham**

para optar el Título Profesional de:

**Ingeniero Civil**

Asesor:

**Ing. Arroyo Ambia, Arturo**

**Arequipa - Perú**

**2018**

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍAS CIVIL Y DEL AMBIENTE  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

DICTAMEN DE BORRADOR DE TESIS

VISTO

El BORRADOR DE TESIS Titulado:

"MEJORAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA HIDRÁULICA  
DEL SISTEMA DE RIEGO LA ENSENADA, DISTRITO DE  
COCA CHACRA, PROVINCIA DE ISLAY, DEPARTAMENTO DE AREQUIPA"

Presentado por el (la) (los) Bachiller (es):


JOHAN RIVERA VARGAS


Nuestro DICTAMEN es:

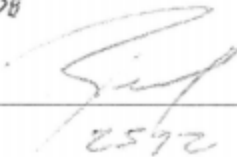
APROBADO

OBSERVACIONES:

Arequipa, 01 de OCTUBRE del 2019

 1938

 1950

 2592

## Dedicatoria

A dios a la Virgencita de Chapi, a San Antonio de Pahua, por haberme iluminado durante toda mi vida estudiantil y por brindarme serenidad y paciencia para enfrentar los retos de la vida y permitirme alcanzar la meta propuesta.

A mi querido Padre, al autor de mi vida, mi inseparable compañero, el más grande de mis amigos, mi guía, mi ejemplo a seguir, deseo expresarme mis más sinceras palabras de agradecimiento a usted Dr. Octavio F. Rivera Sanz mi Señor Padre, quien en vida me apoyo en todos los proyectos y metas que me plantee y ahora desde el cielo vigilas mis pasos encaminándome siempre por la ruta correcta aunque no pueda verte, imagino tu cara de alegría cada vez que me veo en el espejo ...este triunfo es tuyo "PAPI".

A mi adorada madrecita Hilda Vargas de Rivera a quien le debo todo lo que soy, por su sacrificio, por compartir mis preocupaciones, temores, deseos, ansiedades y triunfos, por su incondicional apoyo, esfuerzo y dedicación para alcanzar mi metapropuesta hasta ahora. Ha sabido sacar adelante a toda nuestra familia.

**Bach. Joham Rivera Vargas**

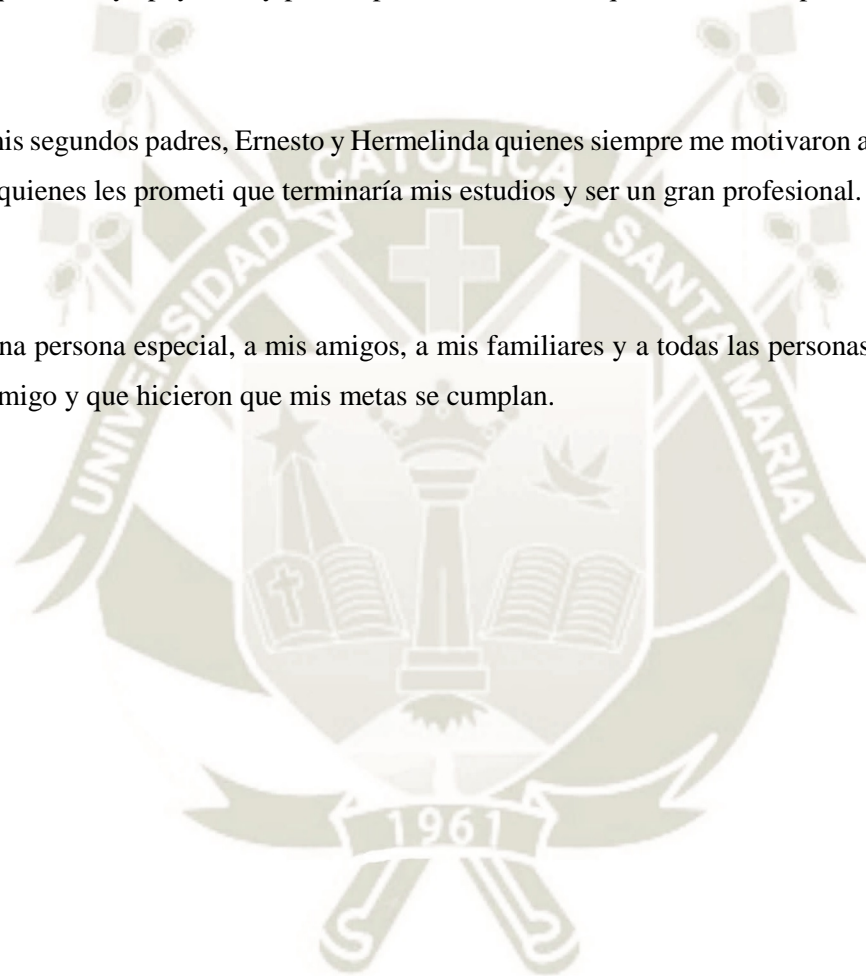
## Agradecimientos

A mi universidad que me brindo los conocimientos para poder enfrentar la vida que me espera a partir de que deje estas puertas de sabiduría, además de brindarme la oportunidad de conocer personas maravillosas como han sido mis compañeros y profesores. Gracias Totales.

A mis hernmanitos, Octavio, Cinthya, Frankz y Ernesto compañeros de equipo en este deporte de querernos y apoyarnos y por ser parte de mi familia que es lo más importante en mi vida.

A mis segundos padres, Ernesto y Hermelinda quienes siempre me motivaron a seguir adelante y a quienes les prometi que terminaría mis estudios y ser un gran profesional.

A una persona especial, a mis amigos, a mis familiares y a todas las personas que estuvieron conmigo y que hicieron que mis metas se cumplan.



## Resumen

Lo que se pretende con este trabajo es analizar y diseñar la Infraestructura Hidráulica del sistema de Riego La Ensenada, ubicado en el distrito de Cocachacra, Departamento de Islay, en la Región de Arequipa, a base del estudio hidrológico de la zona del proyecto se va a determinar la demanda de agua para las áreas agrícolas de la zona. Este análisis será de gran ayuda para el diseño hidráulico de la bocatoma y Canal Principal. La Ensenada es una zona de cultivos constantes, siendo los más importantes: Arroz, Cebolla, Papas, Alfalfa, Ajo, C. de Azúcar, Aji, Maíz, Camote y Zapallo. Constituye un problema el alto consumo del recurso hídrico y falta de un eficiente uso de este. Por ello, es necesario el análisis del problema de la zona, a fin de realizar el diseño hidráulico del sistema de riego La Ensenada. El objetivo de la presente tesis es entender y promover el adecuado uso del recurso hídrico para poder garantizar la producción de estas tierras agrícolas en temporadas de avenidas y esencialmente en las épocas de sequía.

**Palabras clave:** Hidráulica, Hidrológico, Demanda, Avenida.

## Abstract

What is pretend with this work is to analyze and design the Hydraulic Infrastructure of the irrigation system La Ensenada, located in the district of Cocachacra, Department of Islay, in the Region of Arequipa, based on the hydrological study of the project area is going determine the demand for water for the agricultural areas of the area. This analysis will be of great help for the hydraulic design of the intake and Main Channel. The Ensenada is an area of constant crops, the most important being: Rice, Onion, Potatoes, Alfalfa, Garlic, C sugar, Aji, Maiz, Camote and Zapallo. The high consumption of water resources and the lack of an efficient use of it are a problem. For this reason, it is necessary to analyze the problem of the area, in order to carry out the hydraulic design of the irrigation system La Ensenada. The objective of this thesis is to understand and promote the proper use of water resources in order to guarantee the production of these agricultural lands in flood seasons and essentially in times of drought.

Keywords: Hydraulic, Hydrological, Demand, Avenue.

## INDICE GENERAL

### Contenido

Resumen.....	1
Abstract .....	1
INTRODUCCIÓN .....	1
CAPITULO I.....	1
1.- GENERALIDADES.....	1
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	1
1.2. EVALUACION DE INFRAESTRUCTURA EXISTENTE.....	1
1.3. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA.....	3
1.4. OBJETIVOS.....	3
1.4.1. OBJETIVO GENERAL .....	3
1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	3
1.5. JUSTIFICACIONES .....	3
1.6. LIMITACIONES.....	4
1.7. VIABILIDAD .....	5
1.7.1. VIABILIDAD TÉCNICA .....	5
1.7.2. VIABILIDAD SOCIAL .....	5
CAPITULO II.....	7
2.- MARCO TEORICO.....	7
2.1. ANTECEDENTES.....	7
2.2. DEFINICION DE BOCATOMA.....	7
2.2.1. EMPLEO DE MADERA Y PIEDRAS .....	8
2.2.2. EMPLEO DEL ACERO Y CONCRETO .....	8
2.2.3. EMPLEO DE MAQUINARIA PESADA .....	9
2.3. ELEMENTOS FUNDAMENTALES A SER TOMADOS EN CUENTA PREVIO AL DISEÑO DE BOCATOMAS .....	9
2.3.1. UBICACIÓN.....	9
2.3.2. TOPOGRAFIA.....	10
2.3.3. CONDICIONES GEOLÓGICAS Y GEOTECNICAS .....	11

2.3.4.	INFORMACIÓN HIDROLÓGICA .....	11
2.3.5.	CONDICIONES ECOLÓGICAS.....	12
2.3.6.	OTROS.....	12
CAPITULO III.....		13
3.- ESTUDIO HIDROLOGICO .....		13
3.1.	CARACTERISTICAS.....	13
3.1.1.	UBICACION.....	13
3.1.2.	TOPOGRAFÍA AREA PROYECTO.....	13
3.1.3.	HIDROLOGIA DE LA CUENCA DEL RIO TAMBO .....	14
3.2.	DESCARGAS DEL RÍO TAMBO .....	25
3.2.1.	EVAPOTRANSPIRACIÓN.....	27
3.2.2.	COEFICIENTE DEL CULTIVO (Kc).....	27
3.2.3.	PRECIPITACIÓN EFECTIVA.....	33
3.2.4.	EFICIENCIA DE RIEGO .....	34
3.2.5.	DEMANDA DE AGUA POR CULTIVO .....	34
3.3.	ANÁLISIS Y TRATAMIENTO DE CAUDALES.....	39
3.3.1.	METODOLOGÍA DE CÁLCULO .....	39
3.3.2.	ANÁLISIS DE MÁXIMAS AVENIDAS .....	39
3.3.3.	CAUDAL MEDIO .....	58
3.3.4.	CAUDAL MÍNIMO.....	59
CAPITULO IV .....		61
4.- DISEÑO HIDROLOGICO .....		61
4.1.	HIDRAULICA PLUVIAL .....	61
4.1.1.	LONGITUD DE BARRAJE .....	61
4.1.2.	SECCION HIDRÁULICA DEL RÍO .....	63
4.1.3.	SOCAVACIÓN GENERAL .....	67
4.1.4.	COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DEL RIO.....	69
4.2.	PREDIMENSIONAMIENTO DE LAS VENTANAS DE CAPTACIÓN .....	70
4.2.1.	DISEÑO EN ESTIAJE.....	71
4.2.2.	REJILLAS .....	73
4.2.3.	ALTURA DEL BARRAJE VERTEDERO.....	75
4.2.4.	CARGA SOBRE LA CRESTA DEL VERTEDERO .....	76

4.2.5.	DISEÑO EN AVENIDAS.....	79
4.2.6.	PERFIL DE LA CRESTA.....	80
4.3.	CANAL DE LIMPIA .....	84
4.3.1.	ANCHO DE CANAL DE LIMPIA.....	84
4.3.2.	VELOCIDAD DE ARRASTRE.....	85
4.3.3.	COMPUERTA DE LIMPIA - DIMENSIONAMIENTO .....	85
4.3.4.	PENDIENTE DEL CANAL.....	88
4.4.	COLCHÓN DISIPADOR .....	88
4.4.1.	TIRANTES CONJUGADOS .....	89
4.4.2.	LONGITUD DE COLCHÓN DISIPADOR.....	91
4.4.3.	CONTROL DE INFILTRACIÓN .....	93
4.4.4.	LONGITUD DE ESCOLLERA .....	94
4.5.	CANAL DE DERIVACION .....	95
4.5.1.	ELEMENTOS GEOMETRICOS DE UNA SECCION DE CANAL.....	95
CONCLUSIONES .....		98
RECOMENDACIONES .....		99
FUENTES DE INFORMACION.....		100

## Lista de tablas

Tabla 1 : Areas de riego de Comité de Regantes .....	6
Tabla 2: Ubicación Política de la Cuenca del río Tambo.....	14
Tabla 3: Estaciones Pluviométricas de Influencia en la Cuenca .....	15
Tabla 4: Estaciones Meteorológicas en la Cuenca del Río Tambo.....	15
Tabla 5: Datos estación Hidrométrica La Pascana.....	16
Tabla 6: Estaciones seleccionadas para la caracterización del parámetro de horas de sol total mensual .....	22
Tabla 7: Escala de Beaufort. ....	23
Tabla 8: Estaciones meteorológicas usadas para la determinación de velocidades de viento cuenca río Tambo.....	23
Tabla 9: Caudales Máximos Estación Pascana (Registro 1995 – 2017).....	26
Tabla 10: Coeficiente $K_c$ (Hargreaves).....	28
Tabla 11: Cultivos Comité de Regantes Ensenada.....	29
Tabla 12: Eficiencia de Riego en el Valle de Tambo.....	34
Tabla 13: Cédula de cultivo Comité de Regantes Ensenada.....	35
Tabla 14: Valores de $K_c$ por Cultivo. ....	36
Tabla 15: Requerimiento de Agua del Comité de Regantes Ensenada.....	37
Tabla 16: Requerimiento de Agua que Abasteciera la Bocatoma Ensenada. ....	38
Tabla 17: Valores de $N\alpha\sigma_m$ en función de $\phi$ . ....	41
Tabla 18: Valores de $Y_N$ y $\sigma_N$ en función de $N$ .....	42
Tabla 19: Caudales Máximos Anuales Estación Pascana. ....	43
Tabla 20: Ordenamiento de Caudales Máximos Anuales Estación Pascana. ....	49
Tabla 21: Valores de $K$ .....	55
Tabla 22: Caudales Máximos Anuales de la Estación La Pascana. ....	56
Tabla 23: Valores de $m$ para cauces estables en ríos – Altunin. ....	62
Tabla 24: Valores de $F_b$ y $F_s$ .....	63
Tabla 25: Curvas de Aforo en Toma Ensenada.....	65
Tabla 26: Coeficiente $\beta$ .....	68
Tabla 27: Valores $x-1/(x+1)$ .....	68
Tabla 28: Valores para el cálculo del Coeficiente de Rugosidad.....	70
Tabla 29: Coeficiente $C_d$ .....	73
Tabla 30: Coeficiente $C$ en función del tipo de material.....	85

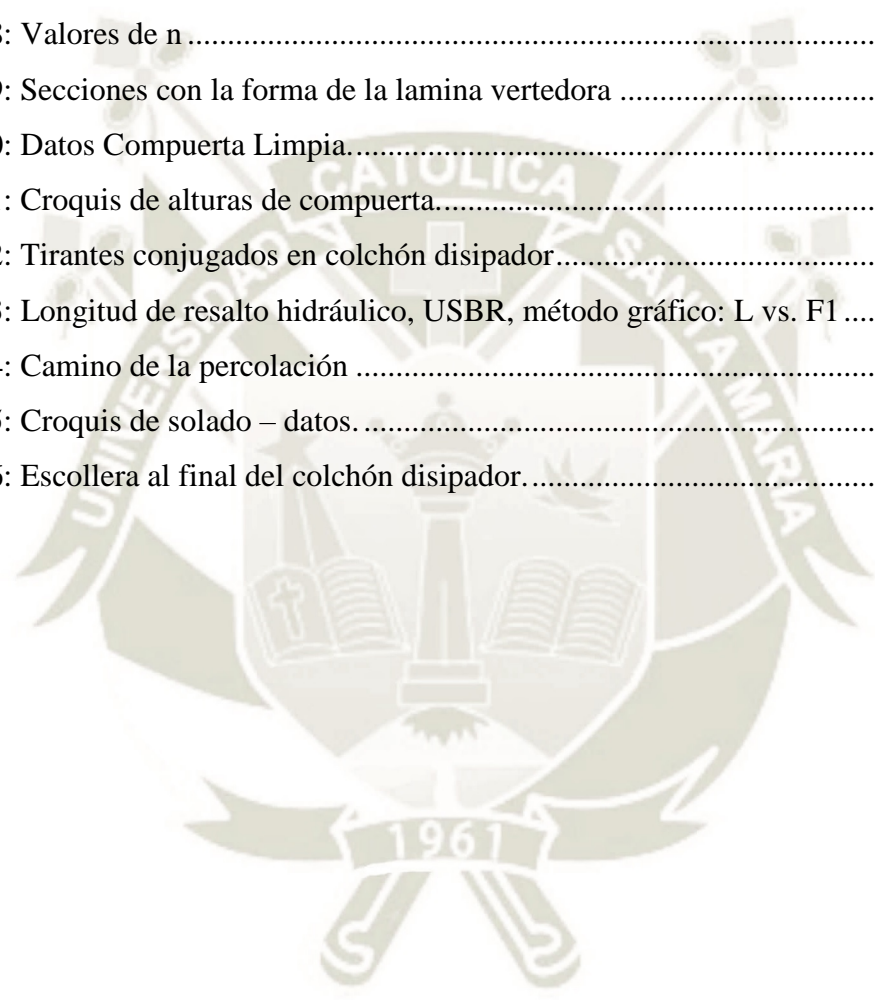
Tabla 31: Coeficientes de Lane .....	93
Tabla 32: Coeficientes de Bligh C .....	95



## Lista de figuras

Figura 1: Ventana de ingreso al canal de conducción.....	1
Figura 2: Sistema de Captacion Actual.....	2
Figura 3: Toma Empleando Material Rustico.....	8
Figura 4: Ubicación de la Toma en Tramos Curvos.....	10
Figura 5: Ubicación de las Estaciones Pluviometricas e Hidrometricas en la Cuenca.....	16
Figura 6: Parametros de Precipitacion Total Mensual.....	18
Figura 7: Variacion de la precipitación promedio total mensual (mm) en la Cuenca.....	18
Figura 8: Temperatura Maxima, Media y minima (°C), Estacion Pampa Blanca.....	19
Figura 9: Temperatura Maxima, Media y minima (°C), Estacion La Haciendita.....	20
Figura 10: Variacion Mensual Promedio de la Humedad Relativa Pampa Blanca.....	21
Figura 11: Variacion Mensual Promedio de la Humedad Relativa La Haciendita.....	21
Figura 12: Variacion Mensual Promedio de las Horas de Sol Pampa Blanca.....	22
Figura 13: Variacion Mensual Promedio de la Velocidad del Viento (m/s).....	24
Figura 14: Variacion Mensual Promedio de la Evaporacion Total (mm).....	24
Figura 15: Areas de Cultivo C.R. Ensenada.....	30
Figura 16: Evapotranspiracion Estacion la Haciendita.....	31
Figura 17: Evapotranspiracion Estacion Pampa Blanca.....	32
Figura 18: Precipitacion Efectiva.....	33
Figura 19: Resultados Programa HidroEsta, Metodo Gumbel T=50 Años.....	46
Figura 20: Resultados Programa HidroEsta, Metodo Gumbel T=100 Años.....	47
Figura 21: Resultados Programa HidroEsta, Metodo Nash T=50 Años.....	51
Figura 22: Resultados Programa HidroEsta, Metodo Nash T=100 Años.....	52
Figura 23: Valores de Er en función Cv y p.....	54
Figura 24: Seccion Transversal Punto de Aforo en Toma.....	65
Figura 25: Curvas de Aforo, Caudal Vs Cotas.....	65
Figura 26: Datos Hidraulicos para Qmax, Qmedio y Qmin.....	66
Figura 27: Profundidad de Socavacion.....	67
Figura 28: Datos para el Dimensionamiento de Ventana de Captacion.....	71
Figura 29: Relacion de Alturas aguas arriba y abajo.....	72
Figura 30: Croquis del Paramento.....	75
Figura 31: Croquis de elementos de descarga en el paramento.....	76

Figura 32: Coeficiente de descarga en barraje de paramento aguas arriba vertical, vertiendo con la carga de diseño (USBR) .....	77
Figura 33: Coeficientes de contracción en estribos (USBR).....	78
Figura 34: Coeficientes de contracción por pila de formas diferente. ....	78
Figura 35: Orificio con descarga sumergida. ....	79
Figura 36: Elementos de las secciones de las crestas .....	81
Figura 37: Valores de K. ....	81
Figura 38: Valores de n .....	81
Figura 39: Secciones con la forma de la lamina vertedora .....	82
Figura 40: Datos Compuerta Limpia.....	86
Figura 41: Croquis de alturas de compuerta.....	86
Figura 42: Tirantes conjugados en colchón disipador.....	89
Figura 43: Longitud de resalto hidráulico, USBR, método gráfico: L vs. F1 .....	91
Figura 44: Camino de la percolación .....	93
Figura 45: Croquis de solado – datos. ....	94
Figura 46: Escollera al final del colchón disipador.....	95



## INTRODUCCIÓN

El Proyecto de Irrigación Ensenada, es un Proyecto típico de aprovechamiento del recurso hídrico, con fines netamente de Irrigación.

El proyecto se localiza dentro de un contexto Socioeconómico de pobreza, por lo que uno de los propósitos es atenuar dicho Fenómeno, además de ampliar la frontera agrícola bajo riego.

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

Por lo tanto, el objetivo principal de esta investigación ha sido realizar el estudio hidrológico de la zona de Tambo, haciendo el análisis de los caudales a lo largo de un periodo de 50 y 100 años, tanto máximos, mínimos y medios, para un periodo de retorno de 50 años debido a que la zona cuenta con población afectada, y la finalidad de una bocatoma es que sea una estructura de larga duración, debido a su alto costo de ejecución.

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

El área de estudio comprende la zona del Sistema de Riego la Ensenada, distrito de Cocachacra, provincia de Islay y región Arequipa, ubicada en el valle y cuenca Tambo, sobre la margen derecha del río Tambo, teniendo dicho río un ancho promedio de 115.70 metros.

Para finalizar, se pretendió con este trabajo contribuir a la ingeniería Civil en el área de Hidrología e Hidráulica como introducción para la formulación de pequeños y medianos proyectos de riego.

## CAPITULO I

### 1.- GENERALIDADES

#### 1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

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

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

#### 1.2. EVALUACION DE INFRAESTRUCTURA EXISTENTE

La Bocatoma del proyecto La Ensenada corresponde a una infraestructura totalmente rústica, que tiene como características su baja eficiencia de captación. El sistema de captación consiste en una ventana de captación, la cual está estructurada con estructura de concreto armado, con una compuerta de control, a través del sistema de Toma Lateral.



Figura 1: Ventana de ingreso al canal de conducción.  
Elaboracion: El Autor.

En época de avenidas de cada año el agua transporta considerables volúmenes de sedimentos que se depositan directamente en la zona de Captación la Ensenada, trayendo como consecuencia la colmatación y alto costo por mantenimiento.

Para garantizar el ingreso del agua al actual sistema de captación no se cuenta con un barraje, lo que obliga a los usuarios a realizar trabajos de encauzamiento utilizando maquinaria pesada en forma constante, ocasionando gastos en horas máquina durante el año.

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



Figura 2: Sistema de Captacion Actual.  
Elaboracion: El Autor.

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

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

### **1.3. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA**

¿En qué medida el nuevo diseño de la Infraestructura de riego servirá para la mejor distribución y captación de agua para la Comisión de Regantes La Ensenada?

### **1.4. OBJETIVOS**

#### **1.4.1. OBJETIVO GENERAL**

Realizar el diseño hidráulico del sistema de riego La Ensenada para mejorar y asegurar la captación permanente de las aguas del río Tambo hacia el sector de riego La Ensenada en la margen derecha del valle, en la Comisión de Regantes la Ensenada.

#### **1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Calcular los caudales máximos del río Tambo para determinar el caudal máximo de diseño.
- Realizar cálculos hidráulicos para el diseño de las componentes del sistema de riego La Ensenada.

### **1.5. JUSTIFICACIONES**

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

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

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

La población se siente afectada en especial los agricultores que hacen uso del agua de riego en el sector La Ensenada, que corresponden a un total de 147 usuarios de riego que integran la Comisión de regantes la Ensenada. Por lo tanto, la población beneficiaria asciende a un total de 3,625 habitantes. Asimismo, también se dedica a actividades agropecuarias, cuya producción se comercializa en los mercados de Mollendo y Arequipa principalmente, existiendo también un porcentaje significativo de cultivos cuya producción se destina a la agro exportación.

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

## 1.6. LIMITACIONES

Los datos para poder realizar los cálculos hidráulicos, serán obtenidos de Senamhi (Servicio nacional de meteorología e hidrología), Autoridad local del Agua, también se obtendrán las Cartas Nacionales de la zona del proyecto.

Algunos de los datos se deberán de comprar al Senamhi, ya que ellos proporcionan datos de caudales máximos del río, que serán necesarios para el diseño hidráulico de la bocatoma.

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

## **1.7. VIABILIDAD**

### **1.7.1. VIABILIDAD TÉCNICA**

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

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

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

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

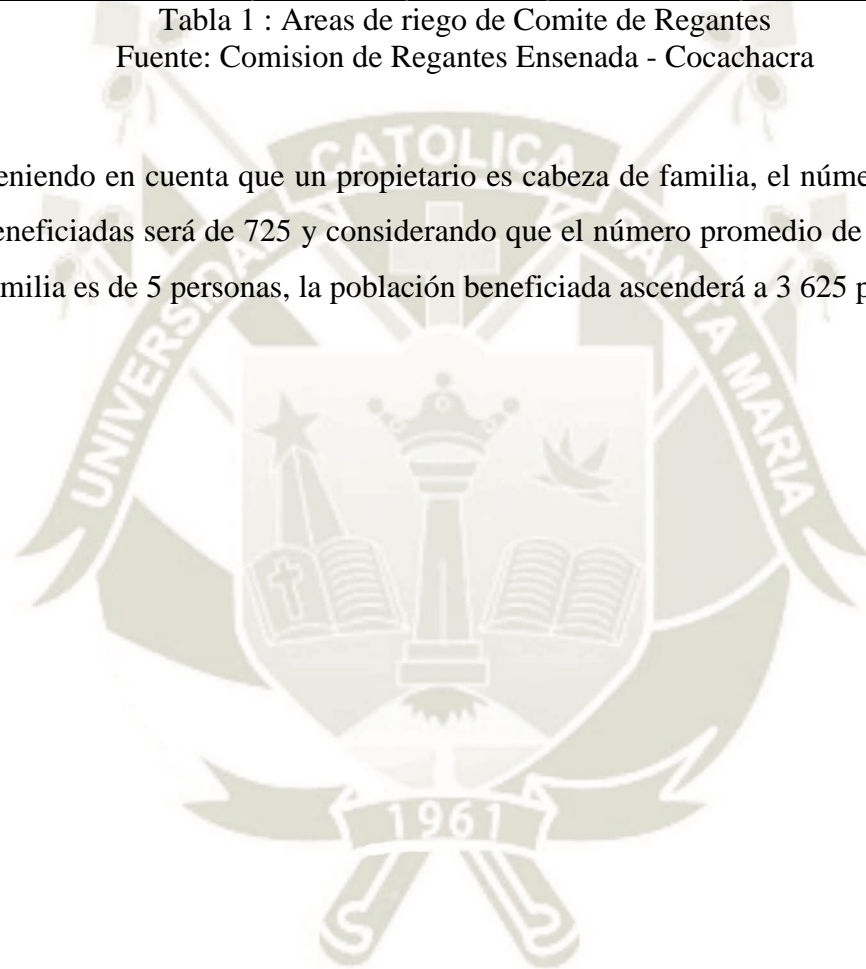
### **1.7.2. VIABILIDAD SOCIAL**

El área agrícola servida por la bocatoma La Ensenada, Abastecera también a los comité de regantes Bustios I, Bustios II, Mamantial la Palma, Montegrande, La Curva, Buena Esperanza, Boqueron e Iberia, siendo un total de 2,517.45 ha. Distribuido en predios que pertenecen a 725 pequeños y medianos propietarios, de acuerdo al Padrón de Regantes del Sector de Riego la Ensenada. La extensión total del área bajo riego es de 2,517.45 hectáreas con una óptima operación en la bocatoma y canal.

Comité de Regantes	N° Usuarios	N° Predios	Area Total (Ha)	Area Bajo Riego (Ha)
Ensenada	147	208	711.17	677.78
Bustios Sector I	30	39	119.17	111.93
Butios Sector II	99	142	190	190
Manantial la Palma	68	96	191.36	171.48
Monte grande	38	56	109.94	96.45
La curva, Buena Esperanza	103	155	261.97	241.85
Boqueron	112	143	404.23	376.35
Iberia	128	135	713.03	651.61
<b>Total</b>	<b>725</b>	<b>974</b>	<b>2700.87</b>	<b>2517.45</b>

Tabla 1 : Areas de riego de Comite de Regantes  
Fuente: Comision de Regantes Ensenada - Cocachacra

Teniendo en cuenta que un propietario es cabeza de familia, el número de familias beneficiadas será de 725 y considerando que el número promedio de miembros por familia es de 5 personas, la población beneficiada ascenderá a 3 625 personas.



## CAPITULO II

### 2.- MARCO TEORICO

#### 2.1. ANTECEDENTES

El valle de Tambo, al igual que toda la costa peruana, es una zona desértica, donde la agricultura no es posible sin riego. La oferta de agua para todos los tipos de usos en este valle proviene de la parte alta de la cuenca del río Tambo, perteneciente a la cuenca hidrográfica del Pacífico.

El río Tambo es de régimen irregular, presentando descargas máximas durante los meses de enero a marzo, y las mínimas en los meses de octubre a diciembre. Los programas de siembra tradicionales en el valle se han adecuados a este régimen, demandando la máxima cantidad de agua, especialmente para el cultivo de arroz, en los meses que se producen las descargas máximas y el agua tiene menor concentración de sales, boro, arsénico y otros elementos tóxicos.

La comisión de regantes La Ensenada administra por la Administración Local del Agua de Tambo, Distribuido en predios que pertenecen a 147 pequeños y medianos propietarios, de acuerdo al Padrón de Regantes del Sector de Riego la Ensenada. La extensión del área irrigada puede extenderse a 711.17 hectáreas con una óptima operación en la bocatoma y canal.

Cabe indicar que los comités de regantes: Bustios I, Bustios II, Mamantial la Palma, Montegrande, La Curva, Buena Esperanza, Boqueron e Iberia, también se abastecen de las aguas del río Tambo a través de la Bocatoma la Ensenada.

#### 2.2. DEFINICION DE BOCATOMA

Se define así a la estructura que tiene finalidad de derivar parte o el total del caudal que discurre en un río, para irrigar una área bajo riego o generar energía mediante su utilización en una central hidroeléctrica (M. V. Alfredo 2010).

En este curso sólo trataremos de aquellas tomas que captan en forma directa las aguas del río sin ninguna estructura de almacenamiento; tipo presa.

Realizando una visión a través del tiempo, desde un punto de vista técnico, podemos establecer tres etapas del desarrollo de la construcción de bocatomas.

### 2.2.1. EMPLEO DE MADERA Y PIEDRAS

Ante las limitaciones de las técnicas de uso del concreto, manufactura del acero o generación de energía, se usaron la madera y piedras (caballos) como elementos principales para la construcción de las bocatomas. Es conocido que las bocatomas construidas de este modo son arrastradas y destruidas durante la época de avenidas a pesar de que se construyen tratando de darle la menor resistencia al efecto erosivo del río. (Ver fig.3)

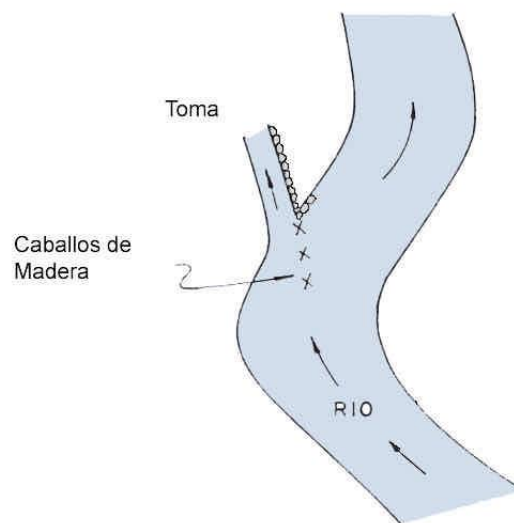


Figura 3: Toma Empleando Material Rustico.  
Fuente: Alfredo Mansen Valderrama.

### 2.2.2. EMPLEO DEL ACERO Y CONCRETO

Esta etapa se caracteriza con la aparición de nuevas técnicas de fabricación del concreto y el acero, así como la introducción de la energía eléctrica para la operación y construcción, haciendo posible la edificación de vertederos rígidos con mayor resistencia. Sin embargo, esto genera problemas de roturas en los diques laterales, debido al impacto directo de las aguas hacia ellos.

Para prevenir este problema se recomienda construir el vertedero en el ángulo recto con respecto a la dirección del flujo, siendo la mayor parte del cauce del río cubierto por el vertedero o barraje.

### **2.2.3. EMPLEO DE MAQUINARIA PESADA**

La etapa más reciente se caracteriza con la aparición de potentes maquinarias para la construcción civil (retroexcavadoras, bulldozers, etc.) y el empleo de nuevas técnicas en ingeniería civil y en la comunicación, los que han permitido la construcción de cimentaciones que pueden alojar compuertas de grandes luces que son accionadas por equipos con sistemas eléctricos o hidráulicos, recomendándose siempre la necesidad de contar con un equipo auxiliar independiente para casos de emergencia (M. V. Alfredo 2010).

Actualmente existen grandes luces de vertederos móviles que son controlados con sensores a control remoto que permiten un manejo más apropiado del caudal del río que discurre a través de la bocatoma.

### **2.3. ELEMENTOS FUNDAMENTALES A SER TOMADOS EN CUENTA PREVIO AL DISEÑO DE BOCATOMAS**

Antes de iniciar el diseño de una bocatoma, se debe examinar los siguientes aspectos (M. V. Alfredo 2010):

#### **2.3.1. UBICACIÓN**

Es de suma importancia la ubicación de la bocatoma en el cauce del río, para la que se recomienda que el sitio elegido reúna por lo menos las siguientes condiciones:

- a. La dirección a ruta del flujo de agua debe ser lo más estabilizada o definida.
- b. La captación del agua a ser derivada debe ser posible aún en tiempo de estiaje.
- c. La entrada de sedimentos hacia el caudal de derivación debe ser limitado en el máximo posible.

Un punto recomendable para cumplir las condiciones anteriores, se encuentra ubicado inmediatamente aguas abajo del centro de la parte cóncava en los tramos curvos del río (fig. 4).

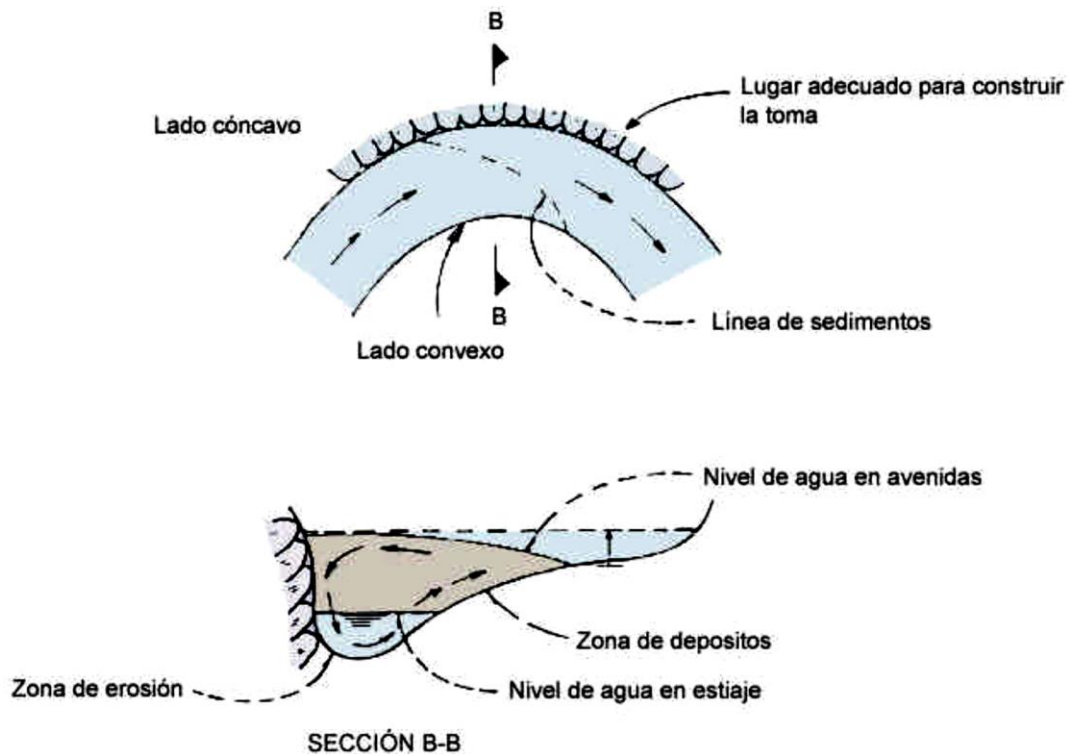


Figura 4: Ubicación de la Toma en Tramos Curvos.  
Fuente: Alfredo Mansen Valderrama.

Lógicamente, este punto estará condicionado a cumplir las condiciones topográficas (cota de captación), condiciones geológicas y geotécnicas, condiciones sobre facilidades constructivas (disponibilidad de materiales), evitar posibles inundaciones a daños a construcciones vecinas, etc.

Existe posibilidad de efectuar con una bocatoma con dos captaciones, o sea que se va a regar utilizando una misma estructura las dos márgenes, en este caso se recomienda la ubicación del barraje estará en un tramo recta del río.

### 2.3.2. TOPOGRAFIA

Definida la posible ubicación, se realizarán los siguientes trabajos topográficos:

- Levantamiento en planta del cauce del río, entre 500m. a 1000m; tanto aguas arriba como aguas abajo del eje del barraje, la escala recomendada es 1:2000.
- Levantamiento localizado de la zona de ubicación de la bocatoma, se recomienda un área de 100m. x 100m. como mínimo, la escala no debe ser menor de 1:500.

- Perfil longitudinal del río, por lo menos 1000m, tanto aguas arriba como aguas abajo del eje del barraje; la escala recomendada es  $H = 1:2000$  Y  $V = 1:200$ .
- Secciones transversales del cauce del río a cada 50m. en un tramo comprendido 1000m. aguas arriba y 500m. aguas abajo del eje del barraje; la escala variara entre 1:100 y 1:200.

### 2.3.3. CONDICIONES GEOLÓGICAS Y GEOTECNICAS

Es importante conocer las condiciones geomorfológicas, geológicas y geotécnicas, ya que su conocimiento permitirá dimensionar en mayor seguridad la estructura; por lo que se recomienda la obtención de los siguientes datos como resultado de los estudios geológicos – geotécnicos:

- Curva de graduación del material conformarte del lecho del río.
- Sección transversal que muestre la geología de la zona de ubicación de la bocatoma.
- Coeficiente de permeabilidad.
- Capacidad portante.
- Resultados sobre ensayos de hincado de pilotes ó tabla, estacas.
- Cantidad de sedimento que transporta el río.

### 2.3.4. INFORMACIÓN HIDROLÓGICA

Es de suma importancia conocer el comportamiento hidrológico del río, ya que esto permitirá garantizar el caudal a derivar y así como definir el dimensionamiento de los elementos conformantes de la bocatoma. Entre los datos a obtener son:

- Caudal del diseño para una avenida máxima.
- Caudales medios y mínimos.
- Curva de caudal versus tirante en la zona del barraje.

Es lógico suponer que, para el proyecto de riego de la zona que va a servir la bocatoma, se ha ejecutado un estudio hidrológico detallado de las posibles fuentes de agua, por lo que se da por descontado que existe un estudio hidrológico sumamente detallado, y que para nuestro caso, sólo se usaran los datos anteriormente recomendados.

### **2.3.5. CONDICIONES ECOLÓGICAS**

Siempre toda construcción en un río causa alteración del equilibrio ecológico de la zona, sobre todo en lo relacionado con la fauna. Es por esta razón que, se debe tratar de no alterar dicho equilibrio mediante la construcción de estructuras que compensen este desequilibrio causado por la bocatoma; aunque debemos reconocer que, en nuestro país estas estructuras son de costo elevado y que siempre se tratan de obviar por limitaciones presupuestales; como por ejemplo la escalera de peces y camarones (M. V. Alfredo 2010).

### **2.3.6. OTROS**

En este grupo se puede incluir las limitaciones u obligaciones que se deben tener en cuenta para la construcción de la bocatoma; estas son de orden legal, ya que, mediante la bocatoma por efecto del remanso que se forma, podrían inundarse terrenos aledaños o construcciones anteriores (puentes, caminos, etc.).

Asimismo en algunos casos será necesario pedir autorización del Instituto Nacional de Cultura por la existencia de restos arqueológicos. Por este motivo, todo diseño se deberá ser previamente coordinado con todos los demás entes estatales y particulares que estén relacionados de alguna manera con el río donde se va a construir la bocatoma, con el fin de evitar duplicidad o generación de problemas en proyectos similares por la construcción de una estructura en el mismo cauce (M. V. Alfredo 2010).

## CAPITULO III

### 3.- ESTUDIO HIDROLOGICO

#### 3.1. CARACTERISTICAS

##### 3.1.1. UBICACION

###### Ubicación política

- Región : Arequipa
- Provincias : Islay
- Distritos : Cocachacra
- C. R. : La Ensenada
- Cuenca : Tambo

###### Ubicación geográfica

- Paralelo : 17° 05´ Latitud Sur
- Longitud : 71° 42´ Longitud Oeste
- Altitud : 122 msnm

El proyecto está localizado sobre la margen derecha del río Tambo, a una altitud entre 100 y 133. Políticamente, la zona se ubica en el Distrito de Cocachacra, Provincia de Islay, de la región Arequipa.

##### 3.1.2. TOPOGRAFÍA AREA PROYECTO

La topografía del área del proyecto muestra las características de un cauce que durante un tiempo ha estado provisto por varias tomas.

En la zona del proyecto la Comisión de Regantes ha construido una toma con su respectiva compuerta de izaje.

El cauce presenta una sección transversal variable, estimándose un ancho de 115.70. Debido a que en la zona de influencia del proyecto el ancho del cauce es variable.

### 3.1.3. HIDROLOGIA DE LA CUENCA DEL RIO TAMBO

La cuenca del río Tambo tiene un área total hasta su desembocadura de 12 869 km<sup>2</sup>, de los cuales 8685.0 km<sup>2</sup> (65.0%) corresponden a la cuenca húmeda, ubicada por encima de los 3000 m.s.n.m., cota fijada como límite superior del área seca, y a partir del cual la precipitación pluvial es un aporte efectivo en el escurrimiento superficial. La cuenca está formada por la confluencia de los ríos Carumas, Coralaque, Ichuña y Paltuture. El escurrimiento superficial del río tambo se origina de las precipitaciones que ocurren en su cuenca alta, las cuales presentan concentradas durante los meses de diciembre a marzo, el deshielo de los nevados ubicados dentro de la cuenca tiene muy poca incidencia en el escurrimiento ya que son bastante escasos.

Departamento	Provincia	Distrito
Arequipa	Islay	Polobaya, Yarabamba y La Joya
	Arequipa	Cocachacra
Moquegua	General Sánchez Cerro	Quinistaquillas, Omate, Coalaque, Puquina, La Capilla, Matalaque, Chojata, Lloque, Yunga, Ubinas e Ichuña
	Mariscal Nieto	Moquegua, Carumas, Chuchumbaya, San Cristobal
Puno	San Román	Cabanillas
	Puno	Tiquillaca y San Antonio
	El Collao	Santa Rosa
	Lampa	Santa Lucia

Tabla 2: Ubicacion Política de la Cuenca del rio Tambo.  
Fuente: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI)

Geográficamente la cuenca en estudio se ubica entre las coordenadas 204 750 m a 307 930 m en el este y 8 157 890 m a 8 272 980 m en el norte, en el sistema de coordenadas UTM WGS84- Zona 19.

#### 3.1.3.1. ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS

Las estaciones pluviométricas del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI), ubicadas dentro del área de influencia, serán utilizadas para la evaluación hidrológica de la cuenca, se presentan en la Tabla 3.

N°	Estación	Cuenca	Coordenadas Geográficas		Altitud (m.s.n.m)	Periodo de registro
			Longitud	Latitud		
1	Carumas	Tambo	70° 41' 40" O	16° 48' 47" S	2976	1998-2013
2	Ichuña	Tambo	70° 32' 14.1" O	16° 8' 26.7" S	3792	1983-2013
3	La Haciendita	Tambo	71° 35' 19" O	16° 59' 57" S	282	1994-2013
4	Omate	Tambo	70° 58' 57" O	16° 40' 39" S	2080	1987-2013
5	Pampa Blanca	Tambo	71° 43' 22" O	17° 4' 7" S	100	1983-2013
6	Puquina	Tambo	71° 10' 10" O	16° 37' 37" S	3284	1998-2013
7	Quinistaquillas	Tambo	70° 53' 52" O	16° 46' 46" S	1590	1983-2013
8	Ubinas	Tambo	70° 51' 24" O	16° 22' 57" S	3491	1983-2013

Tabla 3: Estaciones Pluviométricas de Influencia en la Cuenca  
Fuente: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI)

### 3.1.3.2. ESTACIONES METEOROLÓGICAS

Los parámetros climatológicos de la cuenca del río Tambo, se ha considerado el uso las estaciones meteorológicas del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI), ubicadas en la parte alta, media y baja de la cuenca.

N°	Estación	Coordenadas Geográficas		Altitud (m.s.n.m)	Parámetros registrados
		Longitud	Latitud		
1	Carumas	70° 41' 40" O	16° 48' 47" S	2976	T° media, máxima y mínima
					Humedad relativa
					Horas de sol
					Velocidad y dirección del viento
					Evaporación
2	Ichuña	70° 32' 14.1" O	16° 8' 26.7" S	3792	T° media, máxima y mínima
					Humedad relativa
					Velocidad y dirección del viento
					Evaporación
3	La Haciendita	71° 35' 19" O	16° 59' 57" S	282	T° media, máxima y mínima
					Humedad relativa
					Velocidad y dirección del viento
					Evaporación
4	Omate	70° 58' 57" O	16° 40' 39" S	2080	T° media, máxima y mínima
					Humedad relativa
					Velocidad y dirección del viento
					Evaporación
5	Pampa Blanca	71° 43' 22" O	17° 4' 7" S	100	T° media, máxima y mínima
					Humedad relativa
					Horas de sol
					Velocidad y dirección del viento
6	Puquina	71° 10' 10" O	16° 37' 37" S	3284	T° media, máxima y mínima
					Humedad relativa
					Horas de sol
					Evaporación

Tabla 4: Estaciones Meteorológicas en la Cuenca del Río Tambo.  
Fuente: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI)



### 3.1.3.4. INFORMACION CLIMÁTICA

La cuenca en estudio, forma parte de la red hidrográfica del río Tambo, dada su considerable extensión, abarcan importantes pisos altitudinales y comparten horizontes entre valles interandinos y sierra (desde los 150 m.s.n.m. hasta los 5600 m.s.n.m.), muchos de los cuales definen o caracterizan a las subcuencas de drenaje conformantes de este sistema; por tanto, la zona presenta una considerable variabilidad climatológica.

A nivel de la cuenca principal del río Tambo, se presentan diferentes tipos de comportamientos climáticos, pudiendo encontrarse desde un clima subtropical y templado con abundantes lluvias entre noviembre y marzo y días soleados entre abril y octubre, hasta llegar a las zonas andinas donde se manifiestan fenómenos de sequías, heladas y lluvias intensas, de manera diferente en cada uno de sus pisos ecológicos. Las temperaturas a su vez están condicionadas por factores de altitud y relieve, disminuyendo por debajo de 0°C durante las heladas meteorológicas.

Cabe mencionar que la caracterización climática ha sido realizada considerando las estaciones meteorológicas existentes más representativas ubicadas en la cuenca en estudio, dichas estaciones tienen altitudes que se encuentran entre los 75 msnm y 4600 msnm, indicando su representatividad e influencia en las cuencas.

A continuación, se presenta el análisis de los principales parámetros climatológicos:

#### a) Precipitación

La escorrentía superficial está en función del comportamiento de la precipitación, es necesario conocer su variabilidad mensual en cada una de las estaciones pluviométricas que registran el parámetro de precipitación total mensual, como se presenta en la Figura 6 y 7.

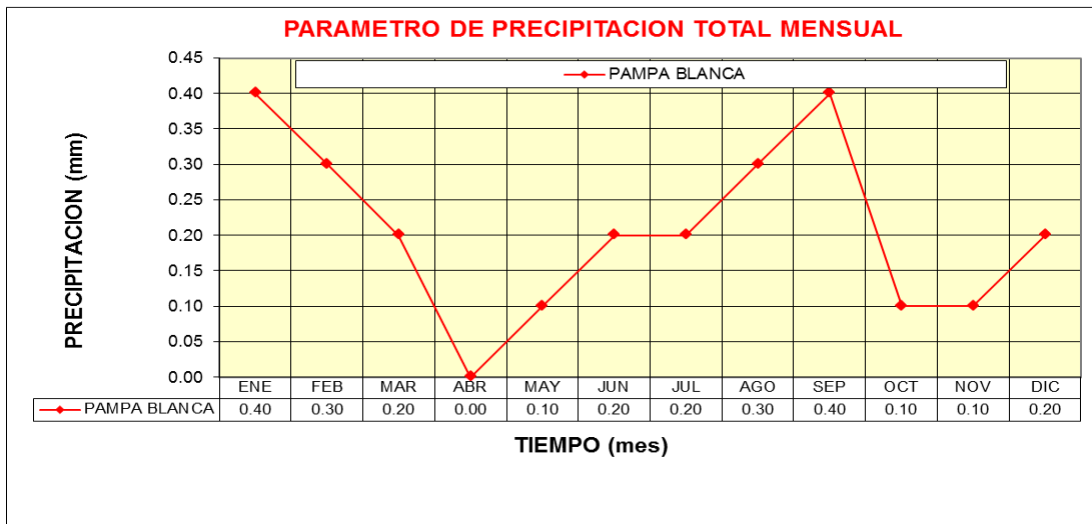


Figura 6: Parametros de Precipitacion Total Mensual  
Fuente: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI)

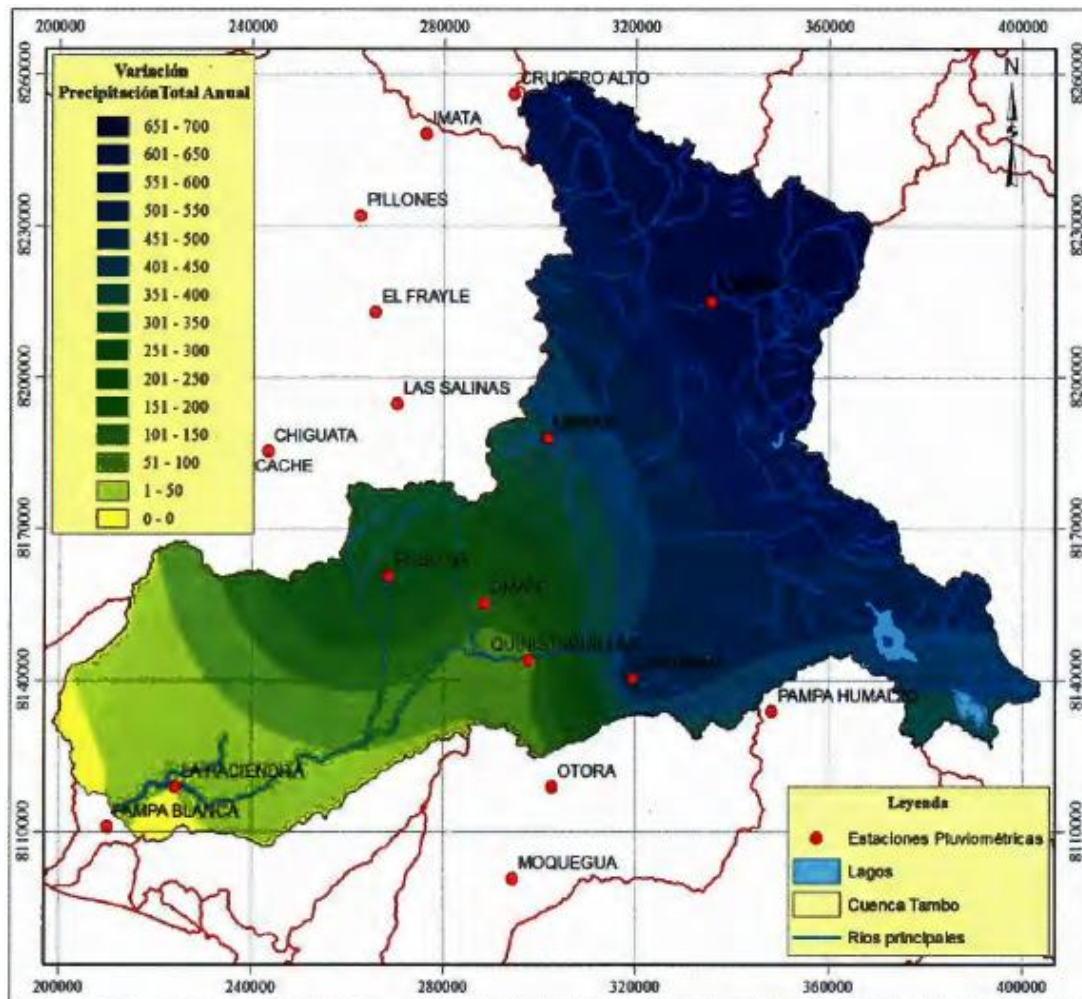


Figura 7: Variacion de la precipitación promedio total mensual (mm) en la Cuenca.  
Fuente: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI)

**b) Temperatura**

La temperatura del aire está relacionado con la altitud, así como por la exposición de la cuenca al movimiento solar diario (SENAMHI, 2012).

La temperatura se ha obtenido del análisis a la información de las series de registro de estaciones meteorológicas distribuidas a lo largo de las cuencas en análisis, siendo algunas de ellas consideradas por su representatividad y cercanía al área del proyecto.

**TEMPERATURA MAXIMA, MINIMA Y MEDIA MENSUAL (°C)**

<b>ESTACION</b> :	PAMPA BLANCA	<b>DPTO</b> :	AREQUIPA
<b>LATITUD</b> :	71 ° 15 '	<b>PROV.</b> :	ISLAY
<b>LONGITUD</b> :	17 ° 14 '	<b>DIST.</b> :	COACHACRA
<b>ALTITUD</b> :	100.00 m.n.s.m.	<b>CUENCA</b> :	TAMBO

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	PROM
MEDIA	24.4	24.9	23.9	21.4	19.1	17.3	16.6	16.4	17.0	18.7	20.8	22.7	20.3
MAX	29.0	29.8	29.0	26.5	23.9	21.6	20.5	20.3	20.8	23.0	25.2	27.3	24.7
MIN	19.8	20.0	18.7	16.4	14.6	13.4	13.3	13.3	13.7	15.2	16.7	18.3	16.1

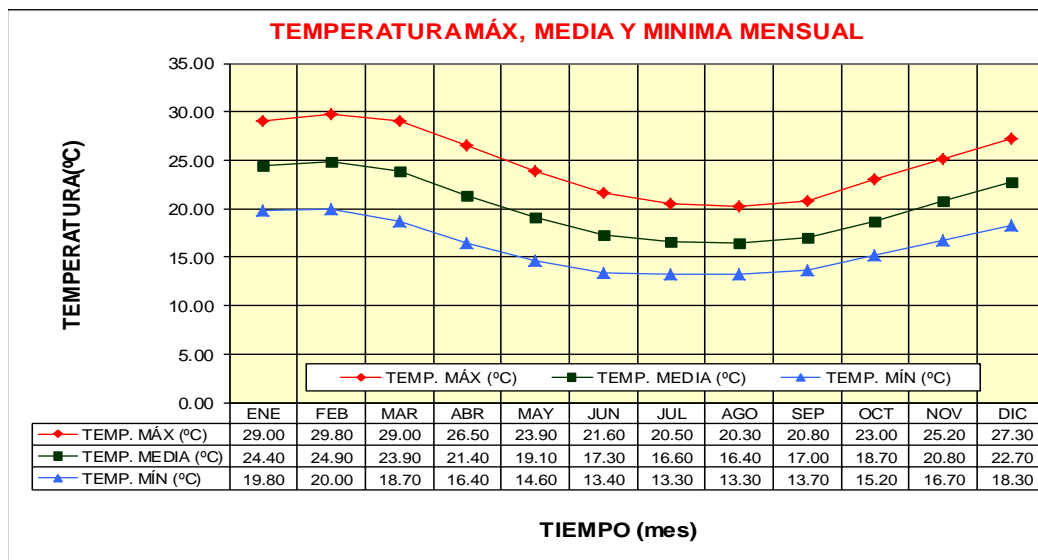


Figura 8: Temperatura Maxima, Media y minima (°C), Estacion Pampa Blanca.  
Fuente: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI)

**TEMPERATURA MÁXIMA, MÍNIMA Y MEDIA MENSUAL (°C)**

<b>ESTACION</b> :	LA HACIENDITA	<b>DPTO.</b> :	AREQUIPA
<b>LATITUD</b> :	71 ° 35 ' 19"	<b>PROV.</b> :	ISLAY
<b>LONGITUD</b> :	16 ° 59 ' 57"	<b>DIST.</b> :	COCA CHACRA
<b>ALTITUD</b> :	282.00 m.n.s.m.	<b>CUENCA</b> :	TAMBO

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	PROM
MEDIA	23.5	24.3	23.5	21.4	19.2	17.5	16.6	16.6	17.3	18.8	20.4	22.2	20.1
MAX	29.3	30.2	29.5	27.0	24.7	22.8	21.8	22.0	22.8	25.0	26.5	28.3	25.8
MIN	17.8	18.5	17.6	15.7	13.0	11.7	11.3	11.3	12.1	13.1	14.5	16.3	14.4

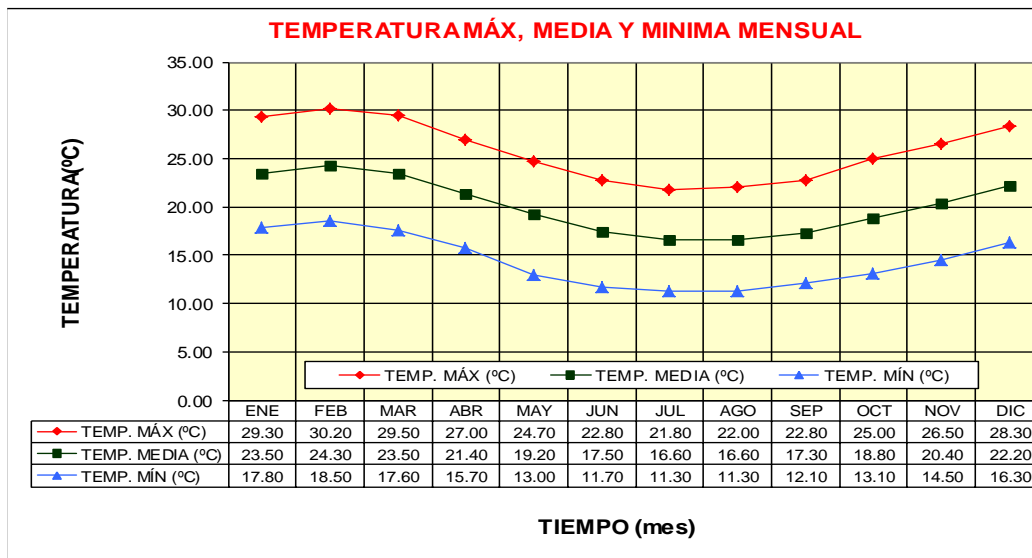


Figura 9: Temperatura Maxima, Media y minima (°C), EstacionLa Haciendita.  
Fuente: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI)

**c) Humedad Relativa**

Las fuentes de humedad son distintas, desde la evaporación de los suelos, la vegetación, de los cuerpos de agua (ríos, lagunas y lagos), y en particular de las aportaciones de las masas de aires tropicales.

En base a los registros de estaciones meteorológicas ubicadas en la cuenca hidrográfica, se procedió a realizar la caracterización del parámetro para la cuenca de drenaje, agrupándolas de acuerdo a las características representativas de la cuenca baja de manera similar a lo realizado con el parámetro de temperatura.

**VARIACION MENSUAL PROMEDIO DE LA HUMEDAD RELATIVA MEDIA MENSUAL (%)**

ESTACION : PAMPA BLANCA  
 LATITUD : 71° 43' 22"  
 LONGITUD : 17° 04' 07"  
 ALTITUD : 100.00 m.n.s.m.  
 DPTO : AREQUIPA  
 PROV. : ISLAY  
 DIST. : COCACHACRA  
 CUENCA : TAMBO

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	PROM
MEDIA	70.90	70.20	71.80	72.80	73.50	75.00	76.80	77.80	77.30	74.80	71.10	70.90	73.58

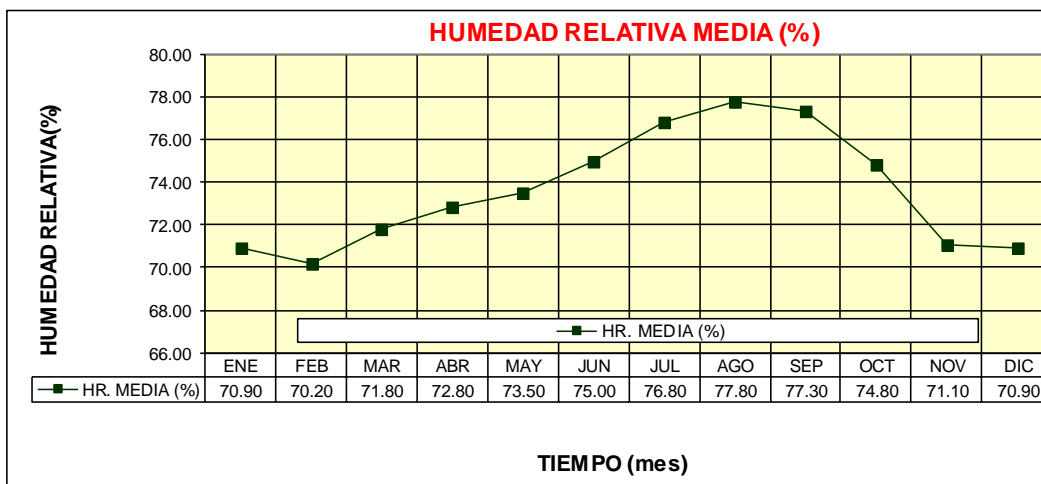


Figura 10: Variacion Mensual Promedio de la Humedad Relativa Pampa Blanca  
 Fuente: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI)

**VARIACION MENSUAL PROMEDIO DE LA HUMEDAD RELATIVA MEDIA MENSUAL (%)**

ESTACION : LA HACIENDITA  
 LATITUD : 71° 35' 19"  
 LONGITUD : 16° 59' 57"  
 ALTITUD : 282.00 m.n.s.m.  
 DPTO : AREQUIPA  
 PROV. : ISLAY  
 DIST. : COCACHACRA  
 CUENCA : TAMBO

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	PROM
MEDIA	74.10	75.90	76.80	75.50	75.00	75.80	77.00	77.70	77.20	74.60	73.30	73.60	75.54

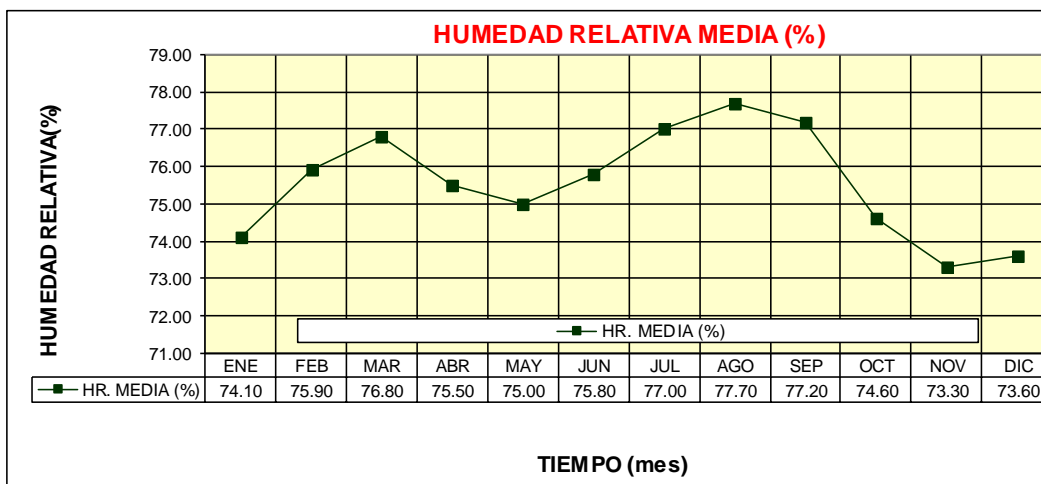


Figura 11: Variacion Mensual Promedio de la Humedad Relativa La Hacienda.  
 Fuente: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI)

De acuerdo a los valores registrados por las estaciones meteorológicas distribuidos en la cuenca baja del río Tambo, se trabajara con los datos de la Estacion Pampa Blanca por estar cerca al área del proyecto.

**d) Horas de Sol**

Con respecto al parámetro de horas de sol se ha considerado en base en los registros de las siguientes estaciones meteorológicas:

Estación	Altitud (m.s.n.m.)	Latitud	Longitud	Horas de sol promedio multianual (hrs)
Pampa Blanca	100	71° 43' 22" O	17° 4' 7" S	176.6
Carumas	2976	70° 41' 40" O	16° 48' 47" S	224.3
Quinistaquillas	1590	70° 53' 52" O	16° 46' 46" S	241.6
Puquina	3284	71° 10' 10" O	16° 37' 37" S	255.9

Tabla 6: Estaciones seleccionadas para la caracterización del parámetro de horas de sol total mensual  
Fuente: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI)

De acuerdo a lo registrados por las estaciones meteorológicas distribuidos en la cuenca alta, media y baja del río Tambo, se obtuvo los valores de horas de sol característicos para la cuenca del río Tambo, como se presenta a continuación:

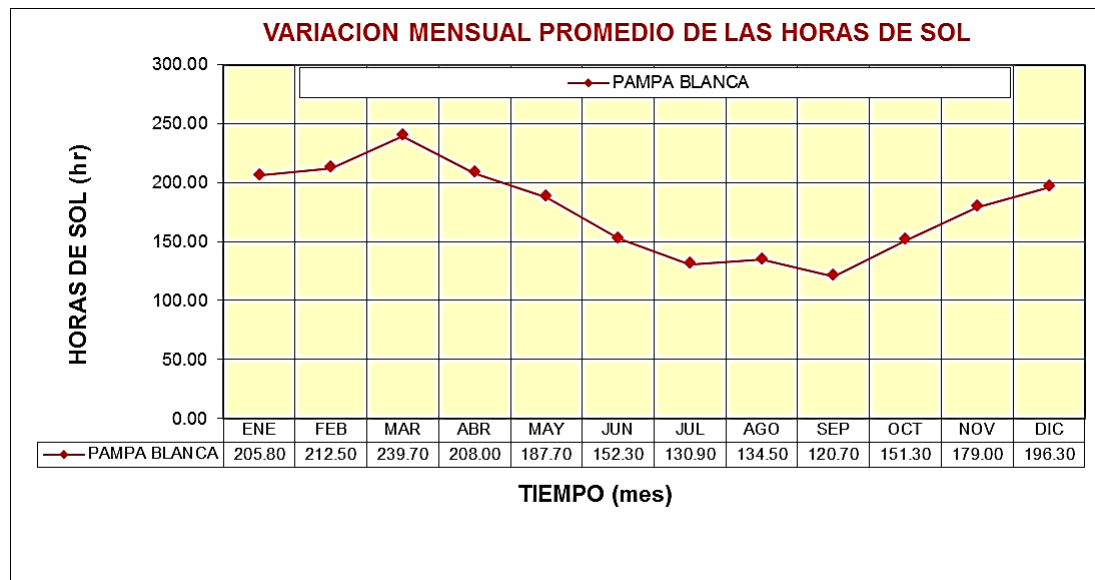


Figura 12: Variacion Mensual Promedio de las Horas de Sol Pampa Blanca.  
Fuente: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI)

### e) Velocidad del viento

La velocidad de viento se encuentra bajo la influencia de la geomorfología del terreno, la gradiente térmica en la zona y el desplazamiento de las masas de aire entre las zonas bajas y altas. Para la caracterización se utilizará la escala de Beaufort, la cual es una medida empírica para la intensidad del viento expresada en km/h ( $1 \text{ m/s} = 3.6 \text{ km/h}$ ), según se expresa en la siguiente tabla:

Número de Beaufort	Velocidad del viento (km/h)	Denominación
0	0 a 1	Calma
1	2 a 5	Ventolina
2	6 a 11	Brisa muy débil
3	12 a 19	Brisa Ligera
4	20 a 28	Brisa moderada
5	29 a 38	Brisa fresca
6	39 a 49	Brisa fuerte
7	50 a 61	Viento fuerte
8	62 a 74	Viento duro
9	75 a 88	Temporal fuerte
10	89 a 102	Temporal duro
11	103 a 117	Temporal muy duro
12	> 118	Temporal huracanado

Tabla 7: Escala de Beaufort.  
Fuente: Beaufort, 1806

Las estaciones meteorológicas que poseen registros de velocidad de viento en la cuenca del río Tambo son las siguientes:

Cuenca	Estación	Altitud (m.s.n.m.)	Longitud	Latitud	Dirección predominante	Velocidad promedio multianual (m/s)
Alta	Ichuña	3792	70° 32' 14.1" O	16° 08' 26.7" S	E	1.3
	Ubinas	3491	70° 51' 24" O	16° 22' 57" S	NW	2.4
Media	Omate	2080	70° 58' 57" O	16° 40' 39" S	SE	2.4
	Quinistaquillas	1590	70° 53' 52" O	16° 46' 46" S	SW	2.3
Baja	La Haciendita	282	71° 35' 19" O	16° 59' 57" S	NW	3.5
	Pampa Blanca	100	71° 43' 22" O	17° 4' 7" S	SW	2.6

Tabla 8: Estaciones meteorológicas usadas para la determinación velocidades de viento cuenca río Tambo.

Fuente: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI)

En el siguiente gráfico, se muestra la distribución mensual promedio de las velocidades registradas para las estaciones meteorológicas de la cuenta baja del río Tambo.

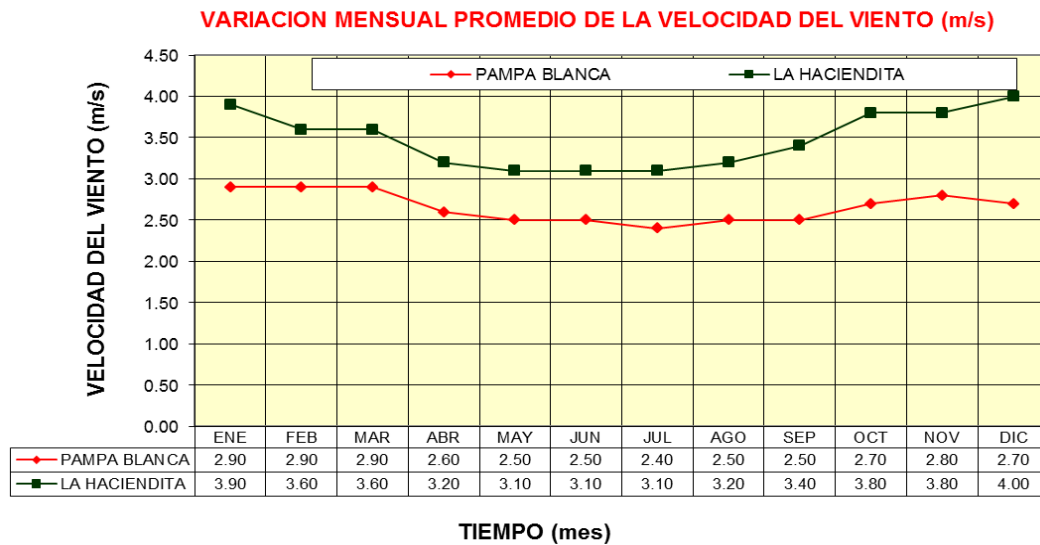


Figura 13: Variacion Mensual Promedio de la Velocidad del Viento (m/s).  
Fuente: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI)

### f) Evaporación

En la siguiente gráfica, se presenta la variabilidad de la evaporación total mensual en un año promedio:

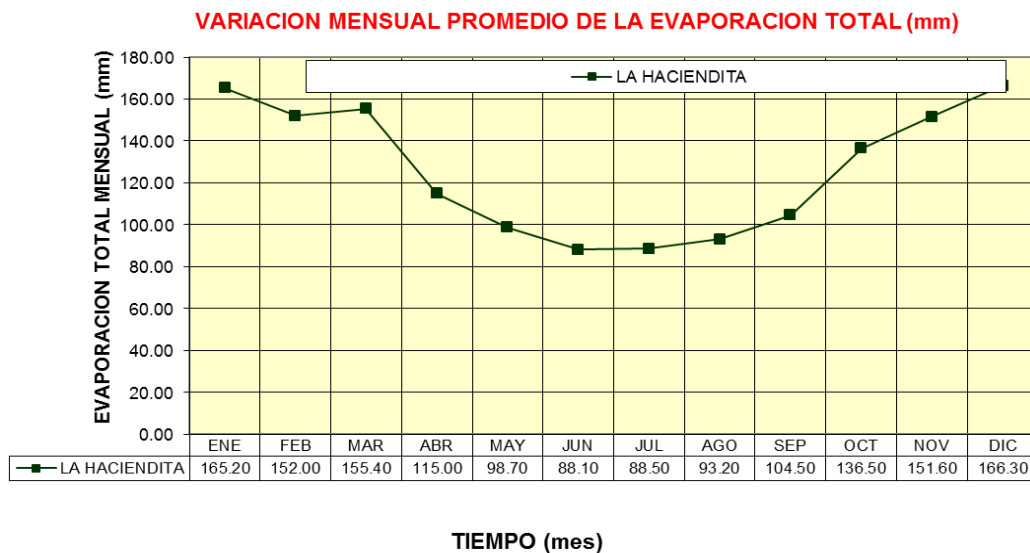


Figura 14: Variacion Mensual Promedio de la Evaporacion Total (mm).  
Fuente: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI)

### 3.2. DESCARGAS DEL RÍO TAMBO

Para el presente proyecto se está tomando descargas del Río Tambo desde el año 1995 hasta el 2017, ya que en el estudio se analizara 23 años, asimismo se debe tener en cuenta las descargas del año 1998, que fueron afectados por el Fenómeno El Niño.

En las Tablas se presenta el registro de los caudales máximos, mínimos y medios registrados por año:

Estacion: **LA PASCANA - 204905**

Tipo: **Convencional , Hidrológica**

Latitud: **16 59' 25.97"**

Longitud: **71 38' 19.64"**

Departamento: **AREQUIPA**

Provincia: **ISLAY**

Distrito: **COCACHACRA**



AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	MAXIMO ANUAL
1995		43.26	239.22	33.24	12.49	10.39	10.16	8.63	6.40	5.60	6.36	23.70	239.22
1996	129.17	181.65	77.15	56.45	19.28	10.41	9.44	8.44	7.36	4.76	9.23	39.57	181.65
1997	139.81	168.13	229.58	65.23	19.74	13.39	11.19	16.34	18.54	14.39	15.12	22.39	229.58
1998	143.34	139.80	51.21	17.94	10.21	10.08	9.35	9.16	6.81	5.20	13.91	10.70	143.34
1999	38.53	465.04	574.17	240.70	42.77	27.11	21.57	16.60	12.63	22.57	8.97	32.54	574.17
2000	100.74	317.43	178.50	43.34	19.04	15.99	13.45	12.56	9.42	11.02	7.59	22.46	317.43
2001	222.64	760.50	439.41	170.63	47.86	26.61	26.62	20.79	16.52	14.11	12.53	18.22	760.50
2002	72.39	312.89	455.79	138.65	35.34	22.61	27.23	17.89	20.00	11.12	20.38	33.30	455.79
2003	37.02	66.58	81.95	45.63	12.50	8.94	7.84	8.75		5.37	4.87		81.95
2004	153.49		92.30	67.73	15.84	12.09	14.10	10.62	8.92	7.05	7.30	9.08	153.49
2005	54.56	395.07	59.39	29.87	10.18	9.65	6.35	5.26	5.33	3.36	5.23	12.69	395.07
2006	198.69	157.37	106.09	57.64	16.60	9.11	7.69	7.51	5.08	4.32	8.62	16.66	198.69
2007	135.01	47.26	212.28	38.66	11.41	6.53	6.29	5.57	5.53	3.92	6.92	17.37	212.28
2008	336.00	87.98	50.88	18.31	6.16	6.13	6.06	5.94	5.48	5.21	7.24	20.90	336.00
2009	91.28	186.80	341.49	50.35	12.78	10.53	10.36	10.27	6.85	6.09	21.68	46.28	341.49
2010	270.67	294.96	97.07	24.40	22.08	11.23	9.88	7.98	6.48	5.23	5.87	35.58	294.96
2011	159.50	363.10	228.30	60.34	25.25	12.63	11.49	9.10	7.64	6.61	14.61	86.73	363.10
2012	244.02	531.28	270.96	159.25	49.54	23.57	19.16	15.44	11.67	11.10	12.38	261.63	531.28
2013	363.29	265.85	312.27	55.77	25.25	21.57	17.20	15.30	12.52	16.09	11.47	24.28	363.29
2014	126.65	26.10	21.85	16.98	11.86	10.82	9.52	8.84	8.17	8.82	9.87	8.57	126.65
2015	25.55	241.53	343.54	77.09	42.07	15.85	14.53	13.04	9.35	7.52	24.36	7.57	343.54
2016	11.63	386.06	62.32	120.73	17.46	14.44	15.88			5.67	5.73	6.48	386.06
2017	362.02	481.68	493.20	164.57	23.01	23.01	15.93	15.08	10.78	10.34	9.44	21.04	493.20
Promedio	155.27	269.10	218.21	76.24	22.12	14.47	13.10	11.32	9.59	8.50	10.86	35.35	327.07
Máximo	363.29	760.50	574.17	240.70	49.54	27.11	27.23	20.79	20.00	22.57	24.36	261.63	760.50
Mínimo	11.63	26.10	21.85	16.98	6.16	6.13	6.06	5.26	5.08	3.36	4.87	6.48	81.95

Tabla 9: Caudales Maximos Estacion Pascana (Registro 1995 – 2017)  
Fuente: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI)

### 3.2.1. EVAPOTRANSPIRACIÓN

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

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

$$ETo = 0.0023 * Ra * (Tm + 17.8) * \sqrt{TD}$$

Donde:

- ETo* : Evapotranspiración del cultivo de referencia [mm/día]  
*Ra* : Radiación extraterrestre [mm/día], tablas  
*Tm* : Temperatura media diaria [°C]  
*TD* : Diferencia de T° diaria promedio en el periodo considerado {°C}

Finalmente la evapotranspiración para el cultivo dado se calculara mediante:

$$Etc = Eto * Kc$$

Kc: coeficiente del cultivo de Hargreaves

### 3.2.2. COEFICIENTE DEL CULTIVO (Kc)

El Coeficiente de Evapotranspiración del Cultivo (Kc), expresa la relación entre el uso consuntivo de los cultivos en consideración (ETc) y la evapotranspiración del cultivo de referencia (ETo).

$$Kc = \frac{ET_c \text{ mm/día}}{ET_o \text{ mm/día}}$$

- Kc* : Coeficiente del cultivo  
*ETc* : Evapotranspiración del Cultivo, [mm/día]  
*ETo* : Evapotranspiración del cultivo de referencia [mm/día]

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

Tabla 10: Coeficiente Kc (Hargreaves)  
Fuente: Unesco, 1982

Dichos coeficientes se determinan empíricamente comparando al uso consuntivo del cultivo (ETc) con el del cultivo de referencia, bajo idénticas condiciones, de acuerdo a las características del cultivo y de las fases de su desarrollo.

En la tabla 10 se presenta los valores de Kc típico de un cultivo anual, donde dicha relación no es constante durante las fases de su desarrollo: inicialmente Kc es bajo, con el desarrollo vegetativo de las plantas Kc aumenta hasta alcanzar un máximo; posteriormente y con la senectud del cultivo, su valor disminuye.

También se puede determinar los valores de Kc, siguiendo la metodología propuesta por la FAO, para cultivos anuales, cultivos forrajeros y para los frutales, reportados en algunos casos en tablas generalizadas. Para el primer caso, la FAO divide el ciclo de vida de los cultivos en cuatro etapas:

- Primera Etapa* : *Etapa inicial o de establecimiento del cultivo,*
- Segunda Etapa* : *Etapa de rápido desarrollo del cultivo,*
- Tercera Etapa consuntivo* : *Etapa de mediados de la temporada o de máximo uso*
- Cuarta Etapa* : *Etapa de maduración y cosecha.*

Para la zona del proyecto se debe de tener en cuenta los cultivos masrepresentativos, cada cual con su área de cultivo respectiva.

Cultivo Base	Area (ha)
Aji	12.98
Ajo	73.20
Alfalfa	125.32
Arroz	43.04
Arroz	27.03
Arroz	108.13
Camote	15.14
Caña de Azucar	63.80
Cebolla	54.66
Maiz Amilaceo	4.16
Maiz Chala	43.58
Olivo	9.52
Papa	72.07
Aji Papikra	37.90
Sorgo Grano	1.03
Trigo	20.92
Hortalizas	12.54
<b>Total</b>	<b>725.00</b>

Tabla 11: Cultivos Comité de Regantes Ensenada.

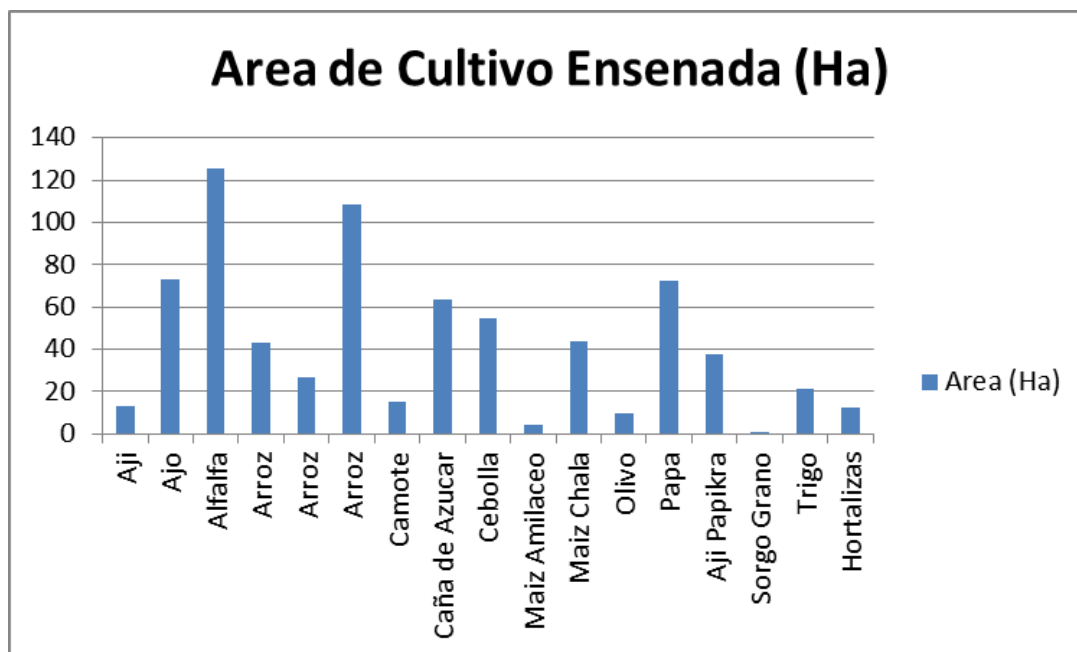


Figura 15: Areas de Cultivo C.R. Ensenada.  
Elaboracion: El Autor

Para poder obtener un valor más acertado del Eto, se ha tomado como datos de Temperatura los registros, para cada mes se ha tomado el promedio tanto de máximos, mínimos y promedios a los largo de los 47 años, cabe recalcar que se tomaran los datos completos por años para el periodo 1960-2007. La estación de la cual se han obtenido los datos de temperatura es la estación Pampa Blanca, ya que esta estación registra continuamente las temperaturas, de manera diaria y confiable.

ESTACION LA HACIENDITA							
DISTRITO	COCACHACRA			LATITUD	: 16° 59' 57"S"		
PROVINCIA	ISLAY			LONGITUD	: 71° 35' 19"W"		
DEPARTAMENTO	AREQUIPA			ALTITUD	: 282 m.s.n.m		
MESES (1965-1986)	TEMPERATURA °C (1965-1986)			H.R (%) (1965-1986)	EVAP.(mm) (1990-2004)	N DE HORAS EFECTIVAS DE SOL	PRECIPIT. (mm/h) (1990-2004)
	MINIMA	MEDIA	MAXIMA				
ENERO	17.80	23.50	29.30	74.10	165.20	6.64	0.40
FEBRERO	18.50	24.30	30.20	75.90	152.00	7.59	0.30
MARZO	17.60	23.50	29.50	76.80	155.40	7.73	0.20
ABRIL	15.70	21.40	27.00	75.50	115.00	6.93	0.00
MAYO	13.00	19.20	24.70	75.00	98.70	6.05	0.10
JUNIO	11.70	17.50	22.80	75.80	88.10	5.08	0.20
JULIO	11.30	16.60	21.80	77.00	88.50	4.22	0.20
AGOSTO	11.30	16.60	22.00	77.70	93.20	4.34	0.30
SEPTIEMBRE	12.10	17.30	22.80	77.20	104.50	4.02	0.40
OCTUBRE	13.10	18.80	25.00	74.60	136.50	4.88	0.10
NOVIEMBRE	14.50	20.40	26.50	73.30	151.60	5.97	0.10
DICIEMBRE	16.30	22.20	28.30	73.60	166.30	6.33	0.20
TOTALES	172.90	241.3	309.90	906.50	1515	69.78	2.5
N° AÑOS	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00
PROMEDIOS	14.41	20.11	25.83	75.54	126.25	5.82	0.21

METODO DE HARGREAVES								
ESTACION LA HACIENDITA								
DISTRITO	COCACHACRA			LATITUD	: 16° 59' 57"S"			
PROVINCIA	ISLAY			LONGITUD	: 71° 35' 19"W"			
DEPARTAMENTO	AREQUIPA			ALTITUD	: 282 m.s.n.m			
$Eto = 0.0023 * (Tm + 17.8) * \sqrt{TD}$								
MES	N° días	Temperatura (°C)			Difer. Temp. TD(°C)	Rad. Extrat. Ra(mm/día)	Eto	
		Máx. med.	Med.	Min. Media			(mm/mes)	(mm/día)
ENE	31	29.30	23.50	17.80	11.50	17.00	169.74	5.48
FEB	28	30.20	24.30	18.50	11.70	16.45	152.55	5.45
MAR	31	29.50	23.50	17.60	11.90	15.15	153.90	4.96
ABR	30	27.00	21.40	15.70	11.30	13.35	121.41	4.05
MAY	31	24.70	19.20	13.00	11.70	11.55	104.25	3.36
JUN	30	22.80	17.50	11.70	11.10	10.60	86.05	2.87
JUL	31	21.80	16.60	11.30	10.50	11.00	87.45	2.82
AGO	31	22.00	16.60	11.30	10.70	12.45	99.91	3.22
SET	30	22.80	17.30	12.10	10.70	14.20	112.51	3.75
OCT	31	25.00	18.80	13.10	11.90	15.80	142.23	4.59
NOV	30	26.50	20.40	14.50	12.00	16.75	152.93	5.10
DIC	31	28.30	22.20	16.30	12.00	16.95	167.43	5.40
ANUAL	365						1550.36	51.05
							promedio	7.85

Figura 16: Evapotranspiracion Estacion la Haciendita.  
Elaboracion: El Autor

ESTACION PAMPA BLANCA

DISTRITO COCACACHACA LATITUD : 17° 04' 07"S  
 PROVINCIA ISLAY LONGITUD : 71° 43' 22"W  
 DEPARTAMENTO AREQUIPA ALTITUD : 100m.s.n.m

MESES (1965-1986)	TEMPERATURA °C (1965-1986)			H.R (%) (1965-1986)	EVAP.(mm) (1965-1986)	EFFECTIVAS DE SOL	PRECIPIT. (mm/h) (1990-2004)
	MINIMA	MEDIA	MAXIMA				
ENERO	19.80	24.40	29.00	70.90	165.20	6.64	0.40
FEBRERO	20.00	24.90	29.80	70.20	152.00	7.59	0.30
MARZO	18.70	23.90	29.00	71.80	155.40	7.73	0.20
ABRIL	16.40	21.40	26.50	72.80	115.00	6.93	0.00
MAYO	14.60	19.10	23.90	73.50	98.70	6.05	0.10
JUNIO	13.40	17.30	21.60	75.00	88.10	5.08	0.20
JULIO	13.30	16.60	20.50	76.80	88.50	4.22	0.20
AGOSTO	13.30	16.40	20.30	77.80	93.20	4.34	0.30
SETIEMBRE	13.70	17.00	20.80	77.30	104.50	4.02	0.40
OCTUBRE	15.20	18.70	23.00	74.80	136.50	4.88	0.10
NOVIEMBRE	16.70	20.80	25.20	71.10	151.60	5.97	0.10
DIEMBRE	18.30	22.70	27.30	70.90	166.30	6.33	0.20
TOTALES	193.40	243.2	296.9	882.9	1515	69.78	2.5
N° AÑOS	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00
PROMEDIOS	16.12	20.27	24.74	73.58	126.25	5.82	0.21

METODO DE HARGREAVES

ESTACION PAMPA BLANCA

DISTRITO COCACACHACA LATITUD : 17° 04' 07"S  
 PROVINCIA ISLAY LONGITUD : 71° 43' 22"W  
 DEPARTAMENTO AREQUIPA ALTITUD : 100 m.s.n.m

$$E_{To} = 0.0023 * (T_m + 17.8) * \sqrt{TD}$$

MES	N° días	Temperatura (°C)			Difer. Temp. TD(°C)	Rad. Extrat. Ra(mm/día)	Eto	
		Máx. med.	Med.	Mn. Media			(mm/mes)	(mm/día)
ENE	31	29.00	24.40	19.80	9.20	17.01	155.21	5.01
FEB	28	29.80	24.90	20.00	9.80	16.45	141.64	5.06
MAR	31	29.00	23.90	18.70	10.30	15.15	144.53	4.66
ABR	30	26.50	21.40	16.40	10.10	13.34	114.67	3.82
MAY	31	23.90	19.10	14.60	9.30	11.54	92.59	2.99
JUN	30	21.60	17.30	13.40	8.20	10.59	73.42	2.45
JUL	31	20.50	16.60	13.30	7.20	10.99	72.31	2.33
AGO	31	20.30	16.40	13.30	7.00	12.44	80.26	2.59
SET	30	20.80	17.00	13.70	7.10	14.19	90.81	3.03
OCT	31	23.00	18.70	15.20	7.80	15.80	114.84	3.70
NOV	30	25.20	20.80	16.70	8.50	16.75	130.09	4.34
DIC	31	27.30	22.70	18.30	9.00	16.96	146.92	4.74
ANUAL	365						1357.29	44.71
							promedio	6.88

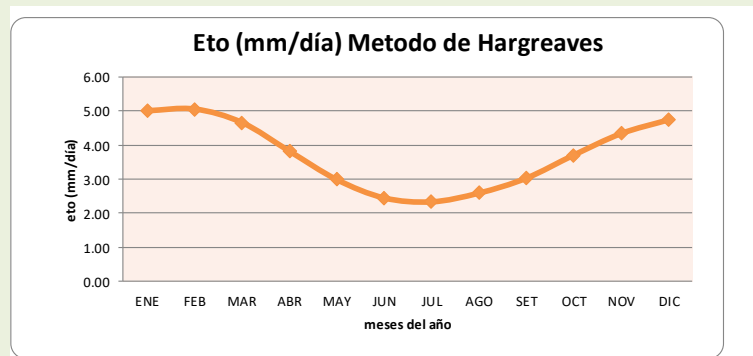


Figura 17: Evapotranspiracion Estacion Pampa Blanca.  
 Elaboracion: El Autor

### 3.2.3. PRECIPITACIÓN EFECTIVA

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

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

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

	<b>Precipit.</b>	<b>Prec. efec</b>
	mm	mm
<b>Enero</b>	0.4	0.4
<b>Febrero</b>	0.3	0.3
<b>Marzo</b>	0.2	0.2
<b>Abril</b>	0.0	0.0
<b>Mayo</b>	0.1	0.1
<b>Junio</b>	0.2	0.2
<b>Julio</b>	0.2	0.2
<b>Agosto</b>	0.3	0.3
<b>Septiembre</b>	0.4	0.4
<b>Octubre</b>	0.1	0.1
<b>Noviembre</b>	0.1	0.1
<b>Diciembre</b>	0.2	0.2
<b>Total</b>	<b>2.5</b>	<b>2.5</b>

Figura 18: Precipitación Efectiva.

Fuente: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI)

### 3.2.4. EFICIENCIA DE RIEGO

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

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

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

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

En este caso los datos de eficiencia de riego fueron obtenidos del Inventario, Evaluación y Uso racional de los R.N. de la costa, Valle del Quilca y Tambo, 1976, los valores son:

Eficiencia de Conduccion	0.85
Eficiencia de Distribucion	0.88
Eficiencia de Aplicación	0.51
Eficiencia de Riego	0.38

Tabla 12: Eficiencia de Riego en el Valle de Tambo.

Fuente: Inventario, Evaluación y Uso racional de los R.N. de la costa, Valle del Quilca y Tambo, 1976

### 3.2.5. DEMANDA DE AGUA POR CULTIVO

En la figura 16 y 17 tenemos el Eto para cada mes y podremos obtener los Eto por cultivo, con estos datos podremos obtener el volumen para cada tipo de cultivo:

Comité de Regantes Ensenada													Rotacion de Cultivo		
Cultivo Base	Area (ha)	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic	Area (ha)	
Aji	12.98	12.98	12.98	12.98	12.98	12.98	12.98	12.98	12.98	12.98	12.98	12.98	12.98	12.98	Maiz C.
Ajo	73.20	73.20	73.20	73.20	73.20	73.20	73.20	73.20	73.20	73.20	73.20	73.20	73.20	73.20	Cebolla
Alfalfa	125.32	125.32	125.32	125.32	125.32	125.32	125.32	125.32	125.32	125.32	125.32	125.32	125.32	125.32	
Arroz	43.04	43.04	43.04	43.04	43.04	43.04	43.04	43.04	43.04	43.04	43.04	43.04	43.04	43.04	Hortalizas
Arroz	27.03	27.03	27.03	27.03	27.03	27.03	27.03	27.03	27.03	27.03	27.03	27.03	27.03	27.03	Hortalizas
Arroz	108.13	108.13	108.13	108.13	108.13	108.13	108.13	108.13	108.13	108.13	108.13	108.13	108.13	108.13	Maiz A.
Camote	15.14	15.14	15.14	15.14	15.14	15.14	15.14	15.14	15.14	15.14	15.14	15.14	15.14	15.14	Papa
Caña de Azucar	63.80	63.80	63.80	63.80	63.80	63.80	63.80	63.80	63.80	63.80	63.80	63.80	63.80	63.80	
Cebolla	54.66	54.66	54.66	54.66	54.66	54.66	54.66	54.66	54.66	54.66	54.66	54.66	54.66	54.66	Cebolla
Maiz Amilaceo	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16	Maiz C.
Maiz Chala	43.58	43.58	43.58	43.58	43.58	43.58	43.58	43.58	43.58	43.58	43.58	43.58	43.58	43.58	
Olivo	9.52	9.52	9.52	9.52	9.52	9.52	9.52	9.52	9.52	9.52	9.52	9.52	9.52	9.52	
Papa	72.07	72.07	72.07	72.07	72.07	72.07	72.07	72.07	72.07	72.07	72.07	72.07	72.07	72.07	Sorgo G.
Aji Papikra	37.90	37.90	37.90	37.90	37.90	37.90	37.90	37.90	37.90	37.90	37.90	37.90	37.90	37.90	
Sorgo Grano	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	Ajo
Trigo	20.92	20.92	20.92	20.92	20.92	20.92	20.92	20.92	20.92	20.92	20.92	20.92	20.92	20.92	Papa
Hortalizas	12.54	12.54	12.54	12.54	12.54	12.54	12.54	12.54	12.54	12.54	12.54	12.54	12.54	12.54	Camote
<b>Total</b>	<b>725.00</b>	<b>725.00</b>	<b>651.80</b>	<b>719.81</b>	<b>691.10</b>	<b>542.16</b>	<b>682.83</b>	<b>681.96</b>	<b>651.80</b>	<b>711.00</b>	<b>664.72</b>	<b>527.67</b>	<b>638.39</b>	<b>725.00</b>	

Tabla 13: Cedula de cultivo Comité de Regantes Ensenada.

Elaboracion: El Autor

Comité de Regantes Ensenada														
Cultivo Base	Area (ha)	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic	Area (ha)
Aji	12.98	0.60	1.02	0.70		0.60	1.05	1.05	0.95		0.60	1.02	0.70	12.98
Ajo	73.20	0.70		0.70	0.80	1.02	0.98	0.70		0.70	0.80	1.02	0.98	73.20
Alfalfa	125.32	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	125.32
Arroz	43.04	1.10	1.10	1.12	1.14	1.15	0.95		0.60	0.73	1.02	0.70		43.04
Arroz	27.03	1.10	1.12	1.14	1.15	0.95		0.60	0.73	1.02	0.70		1.10	27.03
Arroz	108.13	1.12	1.14	1.15	0.95	0.48	0.74	1.08	1.08	1.08	0.84	1.10	1.10	108.13
Camote	15.14	0.75	0.85	0.85	0.36	0.10		0.25	0.75	0.85	0.36	0.10	0.25	15.14
Caña de Azúcar	63.80	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	63.80
Cebolla	54.66	0.78	0.96	0.98	0.60		0.70	0.78	0.96	0.98	0.60		0.70	54.66
Maiz														
Maiz Amilaceo	4.16	1.05	0.95		0.48	0.74	1.08	1.08	1.08	0.84		0.60	1.05	4.16
Maiz Chala	43.58	0.60	1.05	1.05	0.95		0.60	1.05	1.05	0.95				43.58
Olivo	9.52	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	9.52
Papa	72.07	0.74	1.08	1.08	0.84		0.25	0.75	0.85	0.36	0.10		0.48	72.07
Aji Papikra	37.90	0.60	1.02	1.02	1.02	0.80	0.60	0.60	1.02	1.02	1.02	0.80	0.60	37.90
Sorgo Grano	1.03	0.98	0.70		0.48	0.74	1.08	1.08	0.84		0.70	0.80	1.02	1.03
Trigo	20.92	0.85	0.36	0.10		0.20	0.52	0.93	0.91	0.26	0.10	0.25	0.75	20.92
Hortalizas	12.54	0.85	0.85	0.36	0.10		0.60	0.73	1.02	0.70		0.25	0.75	12.54
Kc ponderado		0.87	0.99	0.94	0.88	0.79	0.76	0.85	0.92	0.84	0.73	0.87	0.85	

Tabla 14: Valores de Kc por Cultivo.  
Elaboracion: El Autor

Comité de Regantes Ensenada		Requerimiento de agua del proyecto											
Parámetros	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic	
Area (has)	725.00	651.80	719.81	691.10	542.16	682.83	681.96	651.80	711.00	664.72	527.67	638.39	
Et <sub>c</sub> (mm/mes)	155.21	141.64	144.53	114.67	92.59	73.42	72.31	80.26	90.81	114.84	130.09	146.92	
Kc ponderado	0.87	0.99	0.94	0.88	0.79	0.76	0.85	0.92	0.84	0.73	0.87	0.85	
Et <sub>c</sub> (mm/mes)	134.51	140.30	136.55	100.40	73.52	55.54	61.72	74.18	76.41	84.31	113.80	124.39	
Pe (mm/mes)	0.40	0.30	0.20	0.00	0.10	0.20	0.20	0.30	0.40	0.10	0.10	0.20	
Def hum (mm/mes)	134.11	140.00	136.35	100.40	73.42	55.34	61.52	73.88	76.01	84.21	113.70	124.19	
Req. neto (m <sup>3</sup> /ha/mes)	1,341.12	1,400.05	1,363.48	1,004.00	734.16	553.38	615.25	738.81	760.09	842.09	1,136.95	1,241.87	
Efic. de riego (%)	0.38	0.38	0.38	0.38	0.38	0.38	0.38	0.38	0.38	0.38	0.38	0.38	
Req. bruto (m <sup>3</sup> /ha/mes)	3,529.25	3,684.34	3,588.12	2,642.10	1,932.00	1,456.26	1,619.07	1,944.25	2,000.23	2,216.03	2,991.98	3,268.07	
Dias del mes	31.00	30.00	31.00	31.00	30.00	31.00	30.00	31.00	31.00	28.00	31.00	30.00	
Req. bruto (m <sup>3</sup> /ha/día)	113.85	122.81	115.75	85.23	64.40	46.98	53.97	62.72	64.52	79.14	96.52	108.94	
Tiempo (horas)	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	
Mr (lit/seg/ha)	1.76	1.90	1.79	1.32	0.99	0.72	0.83	0.97	1.00	1.22	1.49	1.68	
Q requerido (lit/seg)	1,273.75	1,235.31	1,285.72	908.98	538.81	495.01	567.98	630.85	707.96	811.86	785.93	1,073.20	
Q requerido (m <sup>3</sup> /seg)	1.274	1.235	1.286	0.909	0.539	0.495	0.568	0.631	0.708	0.812	0.786	1.073	
Vol. (MMC/mes)	2.56	2.40	2.58	1.83	1.05	0.99	1.10	1.27	1.42	1.47	1.58	2.09	
Vol. proyecto(MMC)	20.34												

Tabla 15: Requerimiento de Agua del Comité de Regantes Ensenada  
Elaboracion: El Autor

En la tabla 15, se puede ver inferir que el caudal de demanda o caudal necesario para un área de 725 ha riego de los cultivos del comité de regantes ensenada es como mínimo 1.274 m<sup>3</sup>/s, este valor se desprende del mes de Enero, el cual es el valor máximo durante el año.

Requerimiento de agua del proyecto												
Comité de Regantes Ensenada, Bustios, Manantial Palma, Montegrande, La curva, Esperanza, Boqueron e Iberia												
Parámetros	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic
Area (has)	2,517.45	2,263.26	2,499.43	2,399.74	1,882.55	2,371.02	2,368.02	2,263.26	2,468.83	2,308.13	1,832.24	2,216.71
E <sub>t</sub> (mm/mes)	155.21	141.64	144.53	114.67	92.59	73.42	72.31	80.26	90.81	114.84	130.09	146.92
Kc ponderado	0.87	0.99	0.94	0.88	0.79	0.76	0.85	0.92	0.84	0.73	0.87	0.85
E <sub>t</sub> (mm/mes)	134.51	140.30	136.55	100.40	73.52	55.54	61.72	74.18	76.41	84.31	113.80	124.39
P <sub>e</sub> (mm/mes)	0.40	0.30	0.20	0.00	0.10	0.20	0.20	0.30	0.40	0.10	0.10	0.20
Def hum (mm/mes)	134.11	140.00	136.35	100.40	73.42	55.34	61.52	73.88	76.01	84.21	113.70	124.19
Req. neto (m <sup>3</sup> /ha/mes)	1,341.12	1,400.05	1,363.48	1,004.00	734.16	553.38	615.25	738.81	760.09	842.09	1,136.95	1,241.87
Efic. de riego (%)	0.38	0.38	0.38	0.38	0.38	0.38	0.38	0.38	0.38	0.38	0.38	0.38
Req. bruto (m <sup>3</sup> /ha/mes)	3,529.25	3,684.34	3,588.12	2,642.10	1,932.00	1,456.26	1,619.07	1,944.25	2,000.23	2,216.03	2,991.98	3,268.07
Dias del mes	31.00	30.00	31.00	31.00	30.00	31.00	30.00	31.00	31.00	28.00	31.00	30.00
Req. bruto (m <sup>3</sup> /ha/dia)	113.85	122.81	115.75	85.23	64.40	46.98	53.97	62.72	64.52	79.14	96.52	108.94
Tiempo (horas)	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00
Mr (lit/seg/ha)	1.76	1.90	1.79	1.32	0.99	0.72	0.83	0.97	1.00	1.22	1.49	1.68
Q requerido (lit/seg)	4,422.90	4,289.42	4,464.47	3,156.30	1,870.93	1,718.85	1,972.21	2,190.53	2,458.29	2,819.05	2,729.00	3,726.52
Q requerido (m <sup>3</sup> /seg)	4.423	4.289	4.464	3.156	1.871	1.719	1.972	2.191	2.458	2.819	2.729	3.727
Vol. (MMC/mes)	8.88	8.34	8.97	6.34	3.64	3.45	3.83	4.40	4.94	5.11	5.48	7.24
Vol. proyecto(MMC)	70.64											

Tabla 16: Requerimiento de Agua que Abastecera la Bocatoma Ensenada.  
Elaboracion: El Autor

La bocatoma Abastecera las áreas agrícolas de los comités de regantes de la Ensenada, Bustios I, Bustios II, Mamantial la Palma, Montegrande, La Curva, Buena Esperanza, Boqueron e Iberia, siendo un total de 2,517.45 ha., Por lo tanto en la tabla 16 el caudal de captación lo podemos redondear a mayor, siendo su valor  $Q_{capt}$  igual a 4.423 m<sup>3</sup>/s.

### **3.3. ANÁLISIS Y TRATAMIENTO DE CAUDALES**

El sistema hidráulica esta ligado al conocimiento de caudales de un río; en el caso de bocatomas importa de manera especial la descargamáxima, el valor medio y los valores mínimos; así como la ley de probabilidad de ocurrencia de los mismos.

El problema que comúnmente enfrentamos en el país es la falta de un registro histórico extenso y consistente que permita implementar las metodologías comúnmente conocidas en el tratamiento de la información, por lo que es importante considerar aquellas metodologías que permitan inferir valores de diseño bajo estas situaciones.

#### **3.3.1. METODOLOGÍA DE CÁLCULO**

En este caso podemos observar la posibilidad de que se disponga de registros suficientes en la sección de interés para el diseño, o que la misma se halle a cierta distancia aguas arriba o abajo de la sección de control y por lo tanto muestre diferencias en cuanto a valores de descargas con relación a las disponibles. Como consecuencia de esta diferencia entre secciones existirá diferencias de valores debidos al aporte diferencial, pérdidas o usos de terceros.

#### **3.3.2. ANÁLISIS DE MÁXIMAS AVENIDAS**

Los métodos estadísticos, se basan en considerar que el caudal máximo anual, es una variable aleatoria que tiene una cierta distribución. Para utilizarlos 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 de caudal de diseño, el cual se calcula para un determinado periodo de retorno (Chow, Ven Te. 1982).

Por lo general, en los proyectos donde se desea determinar el caudal de diseño, se cuenta con pocos años de registro por lo que la curva de distribución de probabilidades

de los caudales máximos, se tiene que prolongar en su extremo si se requiere inferir un caudal con un periodo de retorno mayor al tamaño del registro. El problema se origina en que existen muchos tipos de distribuciones que se apegan a los datos, y sin embargo, difieren en los extremos. Esto ha dado lugar a diversos métodos estadísticos, dependiendo del tipo de distribución que considere.

A continuación se explican los métodos de:

- Gumbel
- Nash
- Levediev

Gumbel y Nash consideran una distribución de valores extremos, con la única diferencia, que el criterio de Nash es menos rígido que el de Gumbel, pues permite ajustar la distribución por mínimos cuadrados. Por otra parte, Levediev considera una distribución Pearson tipo III (Chow, Ven Te. 1982).

### 3.3.2.1. MÉTODO DE GUMBEL

Para calcular el caudal máximo para un periodo de retorno determinado se usa la ecuación:

$$Q_{max} = Q_m - \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} (\bar{Y}_N - \ln T)$$

Siendo:

$$\sigma_Q = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N Q_i^2 - N Q_m^2}{N - 1}}$$

Donde:

$Q_{max}$  =Caudal máximo para un periodo de retorno determinado, en m<sup>3</sup>/s.

N= número de años de registro.

$Q_i$ =Caudales máximos anuales registrados, en m<sup>3</sup>/s.

$Q_m = \frac{\sum_{i=1}^N Q_i}{N}$ , Caudal promedio, en m<sup>3</sup>/s

T= Periodo de retorno.

$\sigma_N, \bar{Y}_N$  = Constantes función de N, tabla 18 (Variables reducidas)

$\sigma_Q$  = Desviación estándar de los caudales.

Para calcular el intervalo de confianza, o sea, aquel dentro del cual puede variar  $Q_{max}$  dependiendo del registro disponible se hace lo siguiente:

1. Si  $\phi=1-1/T$  varía entre 0.20 y 0.80, el intervalo de confianza se calcula con la fórmula:

$$\Delta Q = \pm \sqrt{N\alpha\sigma_m} \frac{\sigma_Q}{\sigma_N \sqrt{N}}$$

Donde:

N= número de años de registro

$\sqrt{N\alpha\sigma_m}$  = constante en función de  $\phi$ , tabla 17

$\sigma_N$  = Constantes función de N, tabla 18

$\sigma_Q$  = Desviación estándar de los caudales

$\phi$	$\sqrt{N\alpha\sigma_m}$
0.01	(2.1607)
0.02	(1.7894)
0.05	(1.4550)
0.10	(1.3028)
0.15	1.2548
0.20	1.2427
0.25	1.2494
0.30	1.2687
0.35	1.2981
0.40	1.3366
0.45	1.3845
0.50	1.4427
0.55	1.15130
0.60	1.5984
0.65	1.7034
0.70	1.8355
0.75	2.0069
0.80	2.2408
0.85	2.5849
0.90	(3.1639)
0.95	(4.4721)
0.98	(7.0710)
0.99	(10.000)

Tabla 17: Valores de  $\sqrt{N\alpha\sigma_m}$  en función de  $\phi$ .

Fuente: Chow, V.

N	$\bar{Y}_N$	$\sigma_N$	N	$\bar{Y}_N$	$\sigma_N$
8	0.4843	0.9043	49	0.5481	1.1590
9	0.4902	0.9288	50	0.54854	1.16066
10	0.4952	0.9497	51	0.5489	1.1623
11	0.4996	0.9676	52	0.5493	1.1638
12	0.5053	0.9833	53	0.5497	1.1653
13	0.5070	0.9972	54	0.5501	1.1667
14	0.5100	1.0095	55	0.5504	1.1681
15	0.5128	1.02057	56	0.5508	1.1696
16	0.5157	1.0316	57	0.5511	1.1708
17	0.5181	1.0411	58	0.5515	1.1721
18	0.5202	1.0493	59	0.5518	1.1734
19	0.5220	1.0566	60	0.55208	1.17467
20	0.52355	1.06283	62	0.5527	1.1770
21	0.5252	1.0696	64	0.5533	1.1793
22	0.5268	1.0754	66	0.5538	1.1814
23	0.5283	1.0811	68	0.5543	1.1834
24	0.5296	1.0864	70	0.55477	1.18536
25	0.53086	1.09145	72	0.5552	1.1873
26	0.5320	1.0961	74	0.5557	1.1890
27	0.5332	1.1004	76	0.5561	1.1906
28	0.5343	1.1047	78	0.5565	1.1923
29	0.5353	1.1086	80	0.55688	1.19382
30	0.53622	1.11238	82	0.5572	1.1953
31	0.5371	1.1159	84	0.5576	1.1967
32	0.5380	1.1193	86	0.5580	1.1980
33	0.5388	1.1226	88	0.5583	1.1994
34	0.5396	1.1255	90	0.55860	1.20073
35	0.54034	1.12847	92	0.5589	1.2020
36	0.5410	1.1313	94	0.5592	1.2032
37	0.5418	1.1339	96	0.5595	1.2044
38	0.5424	1.1363	98	0.5598	1.2055
39	0.5430	1.1388	100	0.56002	1.20649
40	0.54362	1.14132	150	0.56461	1.22534
41	0.5442	1.1436	200	0.56715	1.23598
42	0.5448	1.1458	250	0.56878	1.24292
43	0.5453	1.1480	300	0.56993	1.24786
44	0.5458	1.1499	400	0.57144	1.25450
45	0.5463	1.15185	500	0.57240	1.25880
46	0.5468	1.1538	750	0.57377	1.26506
47	0.5473	1.1557	1000	0.57450	1.26851
48	0.5477	1.1574		0.57722	1.28255

Tabla 18: Valores de  $\bar{Y}_N$  y  $\sigma_N$  en función de N.  
Fuente: Chow, V.

2. Si  $\phi > 0.90$ , el intervalo se calcula como:

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14\sigma_Q}{\sigma_N}$$

La zona de  $\phi$  comprendida entre 0.8 y 0.9 se considera la transición, donde  $\Delta Q$  es proporcional al cálculo, dependiendo del valor de  $\phi$ .

El caudal máximo de diseño para un cierto periodo de retorno, será igual al caudal máximo, más el intervalo de confianza.

$$Q_d = Q_{max} + \Delta Q$$

Se tiene el registro de caudales máximos de 23 años para la estación Pascana, como se muestra en la tabla.

En este río se desea construir una Bocatoma de Captacion.

Calcular el caudal de diseño para el vertedor de demasías, para períodos de retorno 50 y 100 años respectivamente.

Tabla 19: Caudales Maximos Anuales Estacion Pascana.

Año(1)	Caudal m3/s(2)	Q <sup>2</sup> (M3/S)
1995	239.22	57225.25
1996	181.65	32995.63
1997	229.58	52705.60
1998	143.34	20547.22
1999	574.17	329674.63
2000	317.43	100759.27
2001	760.50	578352.65
2002	455.79	207746.35
2003	81.95	6715.15
2004	153.49	23558.26
2005	395.07	156083.47
2006	198.69	39475.73
2007	212.28	45061.95
2008	336.00	112896.00
2009	341.49	116616.10
2010	294.96	87000.22
2011	363.10	131841.61
2012	531.28	282260.56
2013	363.29	131980.35
2014	126.65	16040.48
2015	343.54	118019.04
2016	386.06	149039.24
2017	493.20	243250.19
<b>Sumatoria</b>	<b>7522.71</b>	<b>3039844.93</b>

Elaboracion: El Autor

**Paso 1.**

Calcular el caudal promedio.

$$Q_m = \sum_{i=1}^N \frac{Q_i}{N}$$

$$Q_m = \frac{7522.71}{23} = 327.074 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_m^2 = 327.074^2 = 106977.629$$

**Paso 2.**

Cálculo de la Desviación estándar de los caudales.  $\sigma_Q$

$$\sigma_Q = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N Q_i^2 - NQ_m^2}{N - 1}}$$

$$\sigma_Q = \sqrt{\frac{3039844.93 - 23(106977.629)}{23 - 1}} = 162.279$$

**Paso 3.**

Cálculo de los coeficientes  $\sigma_N$ ,  $\bar{Y}_N$

Tabla 6.13 Valores de  $\bar{Y}_N$  y  $\sigma_N$  en función de N

N	$\bar{Y}_N$	$\sigma_N$	N	$\bar{Y}_N$	$\sigma_N$
8	0.4843	0.9043	49	0.5481	1.1590
9	0.4902	0.9288	50	0.54854	1.16066
10	0.4952	0.9497	51	0.5489	1.1623
11	0.4996	0.9676	52	0.5493	1.1638
12	0.5053	0.9833	53	0.5497	1.1653
13	0.5070	0.9972	54	0.5501	1.1667
14	0.5100	1.0095	55	0.5504	1.1681
15	0.5128	1.02057	56	0.5508	1.1696
16	0.5157	1.0316	57	0.5511	1.1708
17	0.5181	1.0411	58	0.5515	1.1721
18	0.5202	1.0493	59	0.5518	1.1734
19	0.5220	1.0566	60	0.55208	1.17467
20	0.52355	1.06283	62	0.5527	1.1770
21	0.5252	1.0696	64	0.5533	1.1793
22	0.5268	1.0754	66	0.5538	1.1814
23	0.5283	1.0811	68	0.5543	1.1834
24	0.5296	1.0864	70	0.55477	1.18536
25	0.53086	1.09145	72	0.5552	1.1873
26	0.5320	1.0961	74	0.5557	1.1890
27	0.5332	1.1004	76	0.5561	1.1906
28	0.5343	1.1047	78	0.5565	1.1923
29	0.5353	1.1086	80	0.55688	1.19382
30	0.53622	1.11238	82	0.5572	1.1953
31	0.5371	1.1159	84	0.5576	1.1967
32	0.5380	1.1193	86	0.5580	1.1980
33	0.5388	1.1226	88	0.5583	1.1994
34	0.5396	1.1255	90	0.55860	1.20073
35	0.54034	1.12847	92	0.5589	1.2020
36	0.5410	1.1313	94	0.5592	1.2032
37	0.5418	1.1339	96	0.5595	1.2044
38	0.5424	1.1363	98	0.5598	1.2055
39	0.5430	1.1388	100	0.56002	1.20649
40	0.54362	1.14132	150	0.56461	1.22534
41	0.5442	1.1436	200	0.56715	1.23598

Fuente: Chow, V.

**Paso 4.**

Cálculo del Caudal Máximo.

$$Q_{max} = Q_m - \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} (\bar{Y}_N - \ln T)$$

Para los periodos de retorno de 50 y 100 años.

- Para T=50

$$Q_{max} = 327.074 - \frac{162.279}{1.0811} (0.5283 - \ln 50)$$

$$Q_{max} = 834.96 \text{m}^3/\text{s}$$

- Para T=100

$$Q_{max} = 327.074 - \frac{162.279}{1.0811} (0.5283 - \ln 100)$$

$$Q_{max} = 939.03 \text{m}^3/\text{s}$$

**Paso 5.**

Cálculo de  $\phi$ .

$$\phi = 1 - 1/T$$

**Para T=50 años**

$$\phi = 1 - 1/50 = 0.98$$

**Para T=100 años**

$$\phi = 1 - 1/100 = 0.99$$

**Paso 6.**

Cálculo del intervalo de confianza. Como en ambos casos vemos que  $\phi$  es mayor que 0.90, Utilizaremos la ecuación:

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14 \sigma_Q}{\sigma_N}$$

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14 \cdot 162.279}{1.0811} = 171.12 \text{ m}^3/\text{s}$$

**Paso 7.**

**Cálculo del caudal de diseño.**

$$Q_d = Q_{max} + \Delta Q$$

- Para T=50

$$Q_d = 834.96 + 171.12$$

$$Q_d = 1006.08 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Para T=100

$$Q_d = 939.03 + 171.12$$

$$Q_d = 1110.15 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ingreso de datos:

Año de inicio:

**Nota:** Una vez que digite el dato, presionar ENTER

N°	X
2006	198.69
2007	212.28
2008	336.0
2009	341.49
2010	294.96
2011	363.1
2012	531.28
2013	363.29
2014	126.65
2015	343.54
2016	386.06
2017	493.2
[?]	

Período de retorno de cálculo del caudal de diseño (T):  años

Resultados:

N° años disponibles	Qm	SQ	YN	SN	Qmáx	DeltaQ	IntervaloQ	Q diseño
23	327.0752	162.2781	0.5286	1.0828	834.1489	170.8541	663.29 - 1005.0	1005.003

Archivos y resultados:

06:36 p.m. 09/09/2016

Figura 19: Resultados Programa HidroEsta, MetodoGumbel T=50 Años.  
Fuente: Villon, B. M

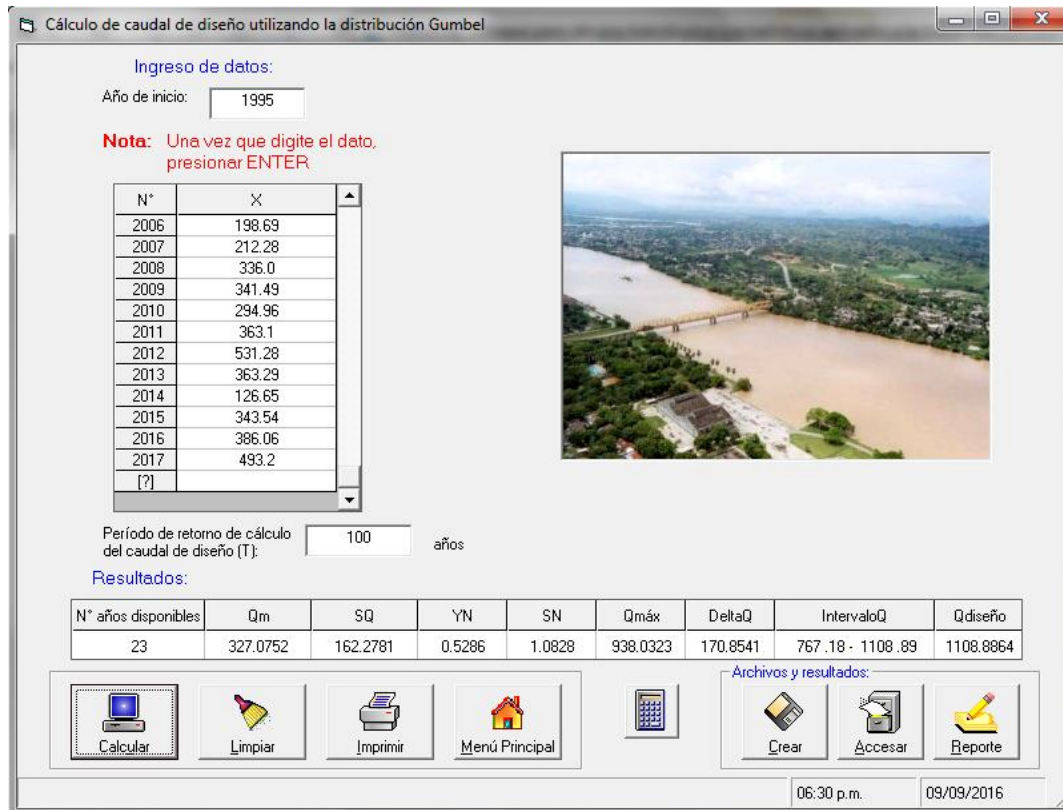


Figura 20: Resultados Programa HidroEsta, MetodoGumbel T=100 Años.  
Fuente: Villon, B. M

### 3.3.2.2. MÉTODO DE NASH

Nash considera que el valor del caudal para un determinado periodo de retorno se puede calcular con la ecuación:  $Q_{max} = a + b \log \log \frac{T}{T+1}$

Donde:

$a, b$  = constantes en función del registro de caudales máximos anuales.

$Q_{max}$  = caudal máximo para un periodo de retorno determinado, en m<sup>3</sup>/s

$T$  = periodo de retorno, en años.

Los parámetros  $a$  y  $b$  se estiman utilizando el método de mínimos cuadrados, con la ecuación lineal:  $Q = a + bX$ , utilizando las siguientes ecuaciones:

$$a = Q_m - bX_m$$

$$b = \frac{\sum_{i=1}^N X_i Q_i - N X_m Q_m}{\sum_{i=1}^N X_i^2 - N X_m^2}$$

Siendo:

$$X_i = \log\log \frac{T}{T+1}$$

Donde:

N= número de años de registro

$Q_i$ =caudales máximos anuales registrados, en m<sup>3</sup>/s

$Q_m = \sum_{i=1}^N \frac{Q_i}{N}$ , Caudal medio, en m<sup>3</sup>/s.

$X_i$ = constante para cada caudal registrado, en función de su periodo de retorno correspondiente.

$X_m = \sum_{i=1}^N \frac{X_i}{N}$ , valor medio de las  $X_s$

Para calcular los valores de  $X_i$  correspondientes a los  $Q_i$  se ordenan estos en forma decreciente, asignándole a cada uno número de orden  $m_i$ ; al  $Q_i$  máximo le corresponderá el valor 1, al inmediato siguiente 2, etc. Entonces, el valor del periodo de retorno para  $Q_i$  se calculará utilizando la formula de Weibull con la ecuación:

$$T = \frac{N+1}{m_i}$$

El valor dentro del cual puede variar el  $Q_{max}$  calculado, se obtiene como:

$$\Delta Q = \pm 2 \sqrt{\frac{S_{qq}}{N^2(N-1)} + (X - X_m)^2 \frac{1}{N-2} * \frac{1}{S_{xx}} \left( S_{qq} - \frac{S_{xq}^2}{S_{xx}} \right)}$$

Siendo:

$$S_{xx} = N \sum x_i^2 - \left( \sum x_i \right)^2$$

$$S_{qq} = N \sum Q_i^2 - \left( \sum Q_i \right)^2$$

$$S_{xq} = N \sum Q_i x_i - \left( \sum Q_i \right) \left( \sum x_i \right)$$

El caudal máximo de diseño correspondiente a un determinado periodo de retorno será igual al caudal máximo obtenido más el intervalo de confianza calculado según la ecuación:

$$Q_d = Q_{max} + \Delta Q$$

Calcular el caudal de diseño utilizando el método de Nash para periodo de retorno de 50 y 100 años.

1.- Ordenando en forma descendente, los valores de los caudales de la columna 2, de la tabla 20.

2.- Cálculos Preliminares

$$Q_{max} = a + b \log \log \frac{T}{T+1} \quad T = (1 + N)/m \quad X = \log \log \frac{T}{T-1}$$

m (1)	Caudal m3/s(2)	T (3)	T/(T-1) (4)	X (5)	Q*X (6)	Q <sup>2</sup> (7)	X <sup>2</sup> (8)
1	760.50	24.000	1.043	-1.733	-1318.104	578352.645	3.004
2	574.17	12.000	1.091	-1.423	-816.841	329674.634	2.024
3	531.28	8.000	1.143	-1.237	-657.000	282260.564	1.529
4	493.20	6.000	1.200	-1.101	-543.204	243250.186	1.213
5	455.79	4.800	1.263	-0.994	-452.927	207746.347	0.987
6	395.07	4.000	1.333	-0.903	-356.871	156083.465	0.816
7	386.06	3.429	1.412	-0.825	-318.341	149039.235	0.680
8	363.29	3.000	1.500	-0.754	-274.017	131980.351	0.569
9	363.10	2.667	1.600	-0.690	-250.581	131841.610	0.476
10	343.54	2.400	1.714	-0.631	-216.646	118019.045	0.398
11	341.49	2.182	1.846	-0.575	-196.248	116616.103	0.330
12	336.00	2.000	2.000	-0.521	-175.187	112896.000	0.272
13	317.43	1.846	2.182	-0.470	-149.201	100759.265	0.221
14	294.96	1.714	2.400	-0.420	-123.875	87000.222	0.176
15	239.22	1.600	2.667	-0.371	-88.660	57225.252	0.137
16	229.58	1.500	3.000	-0.321	-73.779	52705.599	0.103
17	212.28	1.412	3.429	-0.272	-57.645	45061.949	0.074
18	198.69	1.333	4.000	-0.220	-43.782	39475.729	0.049
19	181.65	1.263	4.800	-0.167	-30.280	32995.633	0.028
20	153.49	1.200	6.000	-0.109	-16.720	23558.259	0.012
21	143.34	1.143	8.000	-0.044	-6.346	20547.216	0.002
22	126.65	1.091	12.000	0.033	4.191	16040.476	0.001
23	81.95	1.043	24.000	0.140	11.468	6715.147	0.020
<b>SUMATORIA</b>	<b>7522.71</b>			<b>-13.607</b>	<b>-6150.596</b>	<b>3039844.931</b>	<b>13.121</b>

Tabla 20: Ordenamiento de Caudales Maximos Anuales Estacion Pascana.  
Elaboracion: El Autor

3.- Calculo del Qm y Xm

$$Q_m = \sum_{i=1}^N \frac{Q_i}{N} \qquad X_m = \sum_{i=1}^N \frac{X_i}{N}$$

**Q<sub>m</sub>= 327.074 m3/s.**

**X<sub>m</sub>= -0.5916**

4.- Calculo de los Parámetros a y b;

$$b = \frac{\sum_{i=1}^N X_i Q_i - N X_m Q_m}{\sum_{i=1}^N X_i^2 - N X_m^2} \qquad a = Q_m - b X_m$$

**b= -335.253**

**a= 128.73**

5.- Calculo del Caudal Máximo.

$$Q_{max} = a + b \log \log \frac{T}{T+1}$$

T= 50 años                      **Q<sub>max</sub>= 818.282 m3/s.**

T= 100 años                      **Q<sub>max</sub>= 919.940 m3/s.**

6.- Calculo de las desviaciones estándar y covarianza

$$S_{xx} = N \sum x_i^2 - \left( \sum x_i \right)^2 \qquad S_{qq} = N \sum q_i^2 - \left( \sum q_i \right)^2$$

$$S_{xq} = N \sum q_i x_i - \left( \sum q_i \right) \left( \sum x_i \right)$$

**S<sub>xx</sub>= 210.0451**

**S<sub>qq</sub>= 391346949**

**S<sub>xq</sub>= -253378.0648**

$$\Delta Q = \pm 2 \sqrt{\frac{S_{qq}}{N^2(N-1)} + (X - X_m)^2 \frac{1}{N-2} * \frac{1}{S_{xx}} \left( S_{qq} - \frac{S_{xq}^2}{S_{xx}} \right)} \qquad X = \log \log \frac{T}{T-1}$$

7.- Calculo del Intervalo de Confianza

El valor de X se calcula para cada periodo de retorno

$$T= 50 \text{ años} \quad X= -2.0568$$

$$T= 100 \text{ años} \quad X= -2.3600$$

$$T= 50 \text{ años} \quad \Delta Q= 73.0782 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$T= 100 \text{ años} \quad \Delta Q= 75.4175 \text{ m}^3/\text{s.}$$

8.- Calculo del Caudal de Diseño

$$Q_d = Q_{max} + \Delta Q$$

$$T= 50 \text{ años} \quad Q_d= 891.36 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$T= 100 \text{ años} \quad Q_d= 995.36 \text{ m}^3/\text{s.}$$

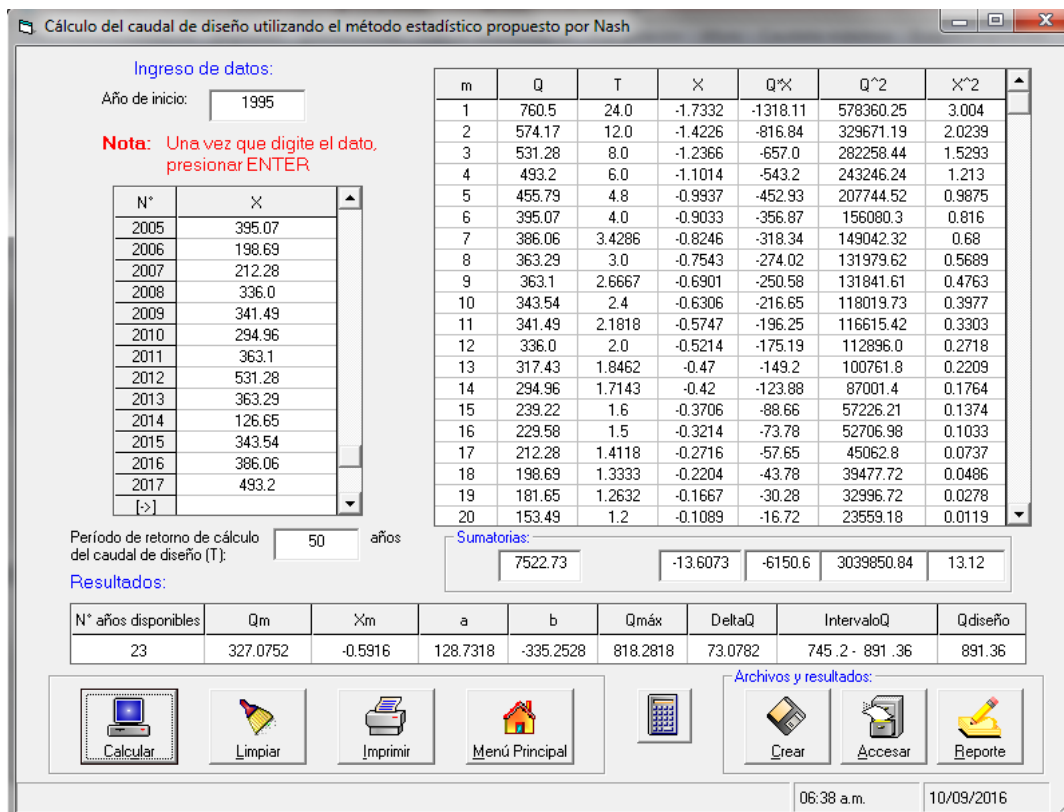


Figura 21: Resultados Programa HidroEsta, Metodo Nash T=50 Años.

Fuente: Villon, B. M

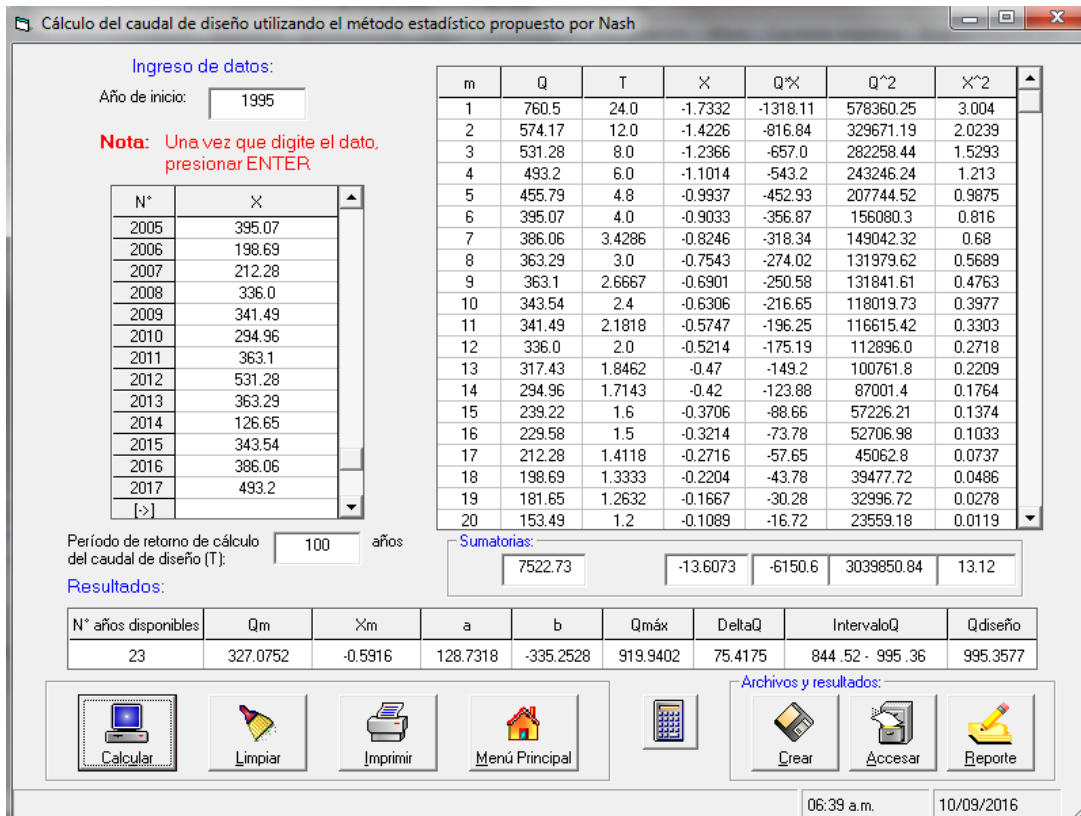


Figura 22: Resultados Programa HidroEsta, Metodo Nash T=100 Años.  
Fuente: Villon, B. M

### 3.3.2.3. MÉTODO DE LEVEDIEV.

Este método está basado en suponer que los caudales máximos anuales son variables aleatorias *Pearson tipo III*. El caudal de diseño se obtiene a partir de la fórmula:

$$Q_d = Q_{max} + \Delta Q$$

Donde:

$$Q_{max} = Q_m(KC_v + 1)$$

$$\Delta Q = \pm \frac{AE_r Q_{max}}{\sqrt{N}}$$

Los términos que aparecen en las ecuaciones anteriores tienen el siguiente significado.

A=Coficiente que varía de 0.7 a 1.5, dependiendo del número de años del registro. Cuantos más años de registro haya, menor será el valor del coeficiente. Si N es mayor de 40años, se toma el valor de 0.7.

$C_s$ = coeficiente de asimetría, se calcula como:

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^N \left( \frac{Q_i}{Q_m} - 1 \right)^3}{N C_v^3}$$

Por otra parte, Levediev recomienda tomar los siguientes valores:

$C_s = 2C_v$  Para avenidas producidas por deshielo.

$C_s = 3C_v$  Para avenidas producidas por tormentas.

$C_s = 5C_v$  Para avenidas producidas por tormentas en cuencas ciclónicas.

Entre estos valores y el que se obtiene se escoge el mayor

$C_v$ = coeficiente de variación, que se obtiene de la ecuación:

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N \left( \frac{Q_i}{Q_m} - 1 \right)^2}{N}}$$

$E_r$ =coeficiente que depende de los valores de  $C_v$  y de la probabilidad  $P=1/T$ , su valor se encuentra de la figura 23.

$N$ = Años de observación.

$\Delta Q$ =intervalo de confianza, en m<sup>3</sup>/s

$Q_d$ =caudal de diseño, en m<sup>3</sup>/s

$Q_i$ =caudales máximos anuales observados, en m<sup>3</sup>/s

$Q_m$ =caudal promedio, en m<sup>3</sup>/s, el cual se obtiene de:

$$Q_m = \frac{\sum_{i=1}^N Q_i}{N}$$

$Q_{max}$ =Caudal máximo probable obtenido para un periodo de retorno determinado, en m<sup>3</sup>/s.

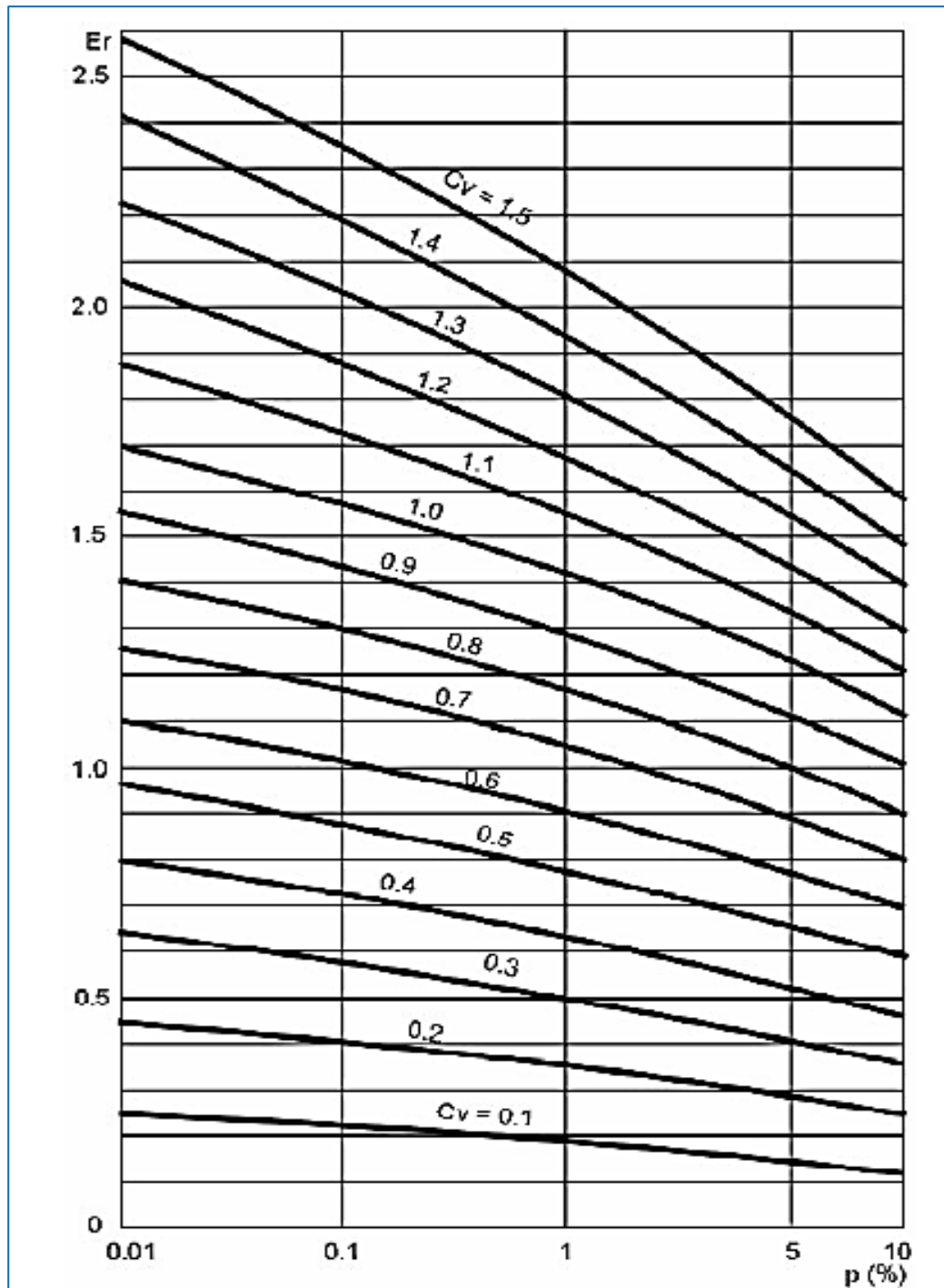


Figura 23: Valores de  $E_r$  en función  $C_v$  y  $p$ .  
Fuente: Chow, V.

$K$ =coeficiente que depende de la probabilidad  $P=1/T$ , expresada en porcentaje de que se repita el caudal de diseño y del coeficiente de asimetría  $C_s$ (tabla 21)

C <sub>s</sub>	Probabilidad P en %								
	0.01	0.1	0.5	1	2	3	5	10	20
0.00	3.72	3.09	2.58	2.33	2.02	1.88	1.64	1.28	0.84
0.05	3.83	3.16	2.62	2.36	2.06	1.90	1.65	1.28	0.84
0.10	3.94	3.23	2.67	2.40	2.11	1.92	1.67	1.29	0.84
0.15	4.05	3.31	2.71	2.44	2.13	1.94	1.68	1.30	0.84
0.20	4.16	3.38	2.76	2.47	2.16	1.96	1.70	1.30	0.83
0.25	4.27	3.45	2.81	2.50	2.18	1.98	1.71	1.30	0.82
0.30	4.38	3.52	2.86	2.54	2.21	2.00	1.72	1.31	0.82
0.35	4.50	3.59	2.90	2.58	2.23	2.02	1.73	1.32	0.82
0.40	4.61	3.66	2.95	2.61	2.26	2.04	1.75	1.32	0.82
0.45	4.72	3.74	2.99	2.64	2.28	2.06	1.76	1.32	0.82
0.50	4.83	3.81	3.04	2.68	2.31	2.08	1.77	1.32	0.81
0.55	4.94	3.88	3.08	2.72	2.33	2.10	1.78	1.32	0.80
0.60	5.05	3.96	3.13	2.75	2.35	2.12	1.80	1.33	0.80
0.65	5.16	4.03	3.17	2.78	2.37	2.14	1.81	1.33	0.79
0.70	5.28	4.10	3.22	2.82	2.40	2.15	1.82	1.33	0.79
0.75	5.39	4.17	3.26	2.86	2.42	2.16	1.83	1.34	0.78
0.80	5.50	4.24	3.31	2.89	2.45	2.18	1.84	1.34	0.78
0.85	5.62	4.31	3.35	2.92	2.47	2.20	1.85	1.34	0.78
0.90	5.73	4.38	3.40	2.96	2.50	2.22	1.86	1.34	0.77
0.95	5.84	4.46	3.44	2.99	2.52	2.24	1.87	1.34	0.76
1.00	5.96	4.53	3.49	3.02	2.54	2.25	1.88	1.34	0.76
1.05	6.07	4.60	3.53	3.06	2.56	2.26	1.88	1.34	0.75
1.10	6.18	4.67	3.58	3.09	2.58	2.28	1.89	1.34	0.74
1.15	6.30	4.74	3.62	3.12	2.60	2.30	1.90	1.34	0.74
1.20	6.41	4.81	3.66	3.15	2.62	2.31	1.92	1.34	0.73
1.25	6.52	4.88	3.70	3.18	2.64	2.32	1.93	1.34	0.72
1.30	6.64	4.95	3.74	3.21	2.67	2.34	1.94	1.34	0.72
1.35	6.74	5.02	3.76	3.24	2.69	2.36	1.94	1.34	0.72
1.40	6.87	5.09	3.83	3.27	2.71	2.37	1.95	1.34	0.71
1.45	6.98	5.19	3.87	3.30	2.72	2.38	1.95	1.33	0.70
1.50	7.09	5.28	3.91	3.33	2.74	2.39	1.96	1.33	0.69

Tabla 21: Valores de K  
Fuente: Chow, V.

Calcular el caudal de diseño utilizando el método de Levediev para periodo de retorno de 50 y 100 años.

### SOLUCION

1.- Obtención del Caudal Medio

$$Q_m = \sum_{i=1}^N \frac{Q_i}{N}$$

**Qm= 327.07 m3/seg**

2.- Cálculos Previos

AÑO	Q (m3/seg)	$\frac{Q}{Q_m}-1$	$\left(\frac{Q}{Q_m}-1\right)^2$	$\left(\frac{Q}{Q_m}-1\right)^3$
1995	239.22	-0.269	0.072	-0.019
1996	181.65	-0.445	0.198	-0.088
1997	229.58	-0.298	0.089	-0.026
1998	143.34	-0.562	0.316	-0.177
1999	574.17	0.755	0.571	0.431
2000	317.43	-0.029	0.001	0.000
2001	760.50	1.325	1.756	2.327
2002	455.79	0.394	0.155	0.061
2003	81.95	-0.749	0.562	-0.421
2004	153.49	-0.531	0.282	-0.149
2005	395.07	0.208	0.043	0.009
2006	198.69	-0.393	0.154	-0.060
2007	212.28	-0.351	0.123	-0.043
2008	336.00	0.027	0.001	0.000
2009	341.49	0.044	0.002	0.000
2010	294.96	-0.098	0.010	-0.001
2011	363.10	0.110	0.012	0.001
2012	531.28	0.624	0.390	0.243
2013	363.29	0.111	0.012	0.001
2014	126.65	-0.613	0.375	-0.230
2015	343.54	0.050	0.003	0.000
2016	386.06	0.180	0.033	0.006
2017	493.20	0.508	0.258	0.131
<b>SUMATORIA</b>	<b>7522.71</b>		<b>5.416</b>	<b>1.995</b>
<b>PROMEDIO</b>	<b>327.07</b>			

Tabla 22: Caudales Maximos Anuales de la Estacion La Pascana.  
Elaboracion: El Autor

N= 23

3.- Calculo del coeficiente de Variación Cv.

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Q_i}{Q_m} - 1\right)^2}{N}}$$

Cv= 0.485

4.- Determinación del Coeficiente de Asimetría Cs.

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^N \left( \frac{Q_i}{Q_m} - 1 \right)^3}{N C_v^3}$$

$$C_s = 0.760$$

Consideramos que las avenidas es producida por tormentas

$$C_s = 1.455$$

De los dos coeficientes de asimetría se selecciona el mayor

$$C_s = 1.455$$

5.- Obtención del coeficiente K

$$P = \frac{1}{T}$$

Nos vamos a la tabla con la probabilidad y coeficiente de asimetría y encontramos

**K.**

Periodo de Retorno			probabilidad	Cs	K
T=	50	años	2.00%	1.455	2.72
T=	100	años	1.00%	1.455	3.30

6.- Calculo de Er Coeficiente que depende del coeficiente de variación (Cv).

Nos vamos al grafico y con la probabilidad y el Cv y encontramos el Er.

Periodo de Retorno			probabilidad	Cv	Er
T=	50	años	2.00%	0.485	0.72
T=	100	años	1.00%	0.485	0.77

7.- Calculo del Caudal Máximo

$$Q_{max} = Q_m(KC_v + 1)$$

Periodo de Retorno			Qmax	unidad
T=	50	años	<b>758.54</b>	<b>m3/seg</b>
T=	100	años	<b>850.545</b>	<b>m3/seg</b>

8.- Calculo del Intervalo de Confianza

A=Coeficiente que varía de 0.7 a 1.5, dependiendo del número de años del registro. Cuantos más años de registro haya, menor será el valor del coeficiente. Si N es mayor de 40años, se toma el valor de 0.7.

$$A= 0.955$$

$$\Delta Q = \pm \frac{AE_r Q_{max}}{\sqrt{N}}$$

Periodo de Retorno			$\Delta Q$	unidad
T=	50	años	<b>108.755</b>	<b>m3/seg</b>
T=	100	años	<b>130.415</b>	<b>m3/seg</b>

9.- Calculo del Caudal de Diseño

$$Q_d = Q_{max} + \Delta Q$$

Periodo de Retorno			Qd	unidad
T=	50	años	<b>867.295</b>	<b>m3/seg</b>
T=	100	años	<b>980.96</b>	<b>m3/seg</b>

Resumen de los resultados de los Métodos Estadísticos y elección del Qd Río Tambo.

Método Estadístico	Tiempo de Retorno	
	50 años	100 años
Gumbel	1006.08	1110.15
Nash	891.36	995.36
Levediev	867.30	980.96
Caudal Máximo	<b>1006.08</b>	1110.15
Caudal Promedio	<b>921.58</b>	<b>1028.82</b>

Elaboracion: El Autor.

Se ha creído conveniente elegir como Caudal de Diseño proveniente del Río Tambo:

$$Q_{Maximo} = 1006.08 m3/s$$

**3.3.3. CAUDAL MEDIO**

Una forma muy usual de representar la distribución de valores de caudales es mediante la curva de duración. Esta curva muestra el porcentaje de tiempo que un especificado caudal fue igualado o excedido durante el periodo de análisis o registro. Si el periodo es largo la curva se aproxima a la distribución de probabilidades de la variable.

Estadísticamente la curva de duración no es más que una curva de frecuencia acumulada de una serie de tiempo continua, mostrando la duración relativa de varias magnitudes.

Es importante mencionar que la pendiente de esta curva depende grandemente del periodo de observación analizado.

#### **Elaboración de una Curva de Duración**

- a) Ordenar los caudales medios (anuales, mensuales o diarios en forma decreciente, tal que  $m = 1$  corresponde al máximo valor y  $m = N$  el valor mínimo.
- b) Contar el número de veces que una magnitud de caudal dada es igualada o excedido.
- c) Calcular el porcentaje de tiempo correspondiente, mediante:

$$P = (m/n) \times 100$$

- d) Plotear en papel semi-log caudal vs  $P (Q \square \square Q_0)$

El caudal medio del Río es:

$$Q_{Medio} = 26.75 m^3/s$$

#### **3.3.4. CAUDAL MÍNIMO**

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

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

$$P_m = \frac{m}{N+1}$$

m: número de orden

N: número total de años

P<sub>m</sub>: P[Q ≥ Q<sub>o</sub>]

- Se calcula el periodo de retorno T<sub>m</sub>:

$$T_m = \frac{1}{1+P_m}$$

El caudal mínimo del Río es:

$$Q_{\text{Mínimo}} = 4.423 \text{ m}^3/\text{s}$$

## CAPITULO IV

### 4.- DISEÑO HIDROLOGICO

Se procederá a realizar el dimensionamiento de las estructuras que componen la bocatoma.

Tomando en cuenta la topografía del lugar, así como el análisis hidrológico efectuado en el río Tambo, que presenta un ciclo muy variable, optamos por una toma con barrage a fin de garantizar la captación de agua para riego en la temporada de estiaje. También se debe de tomar en cuenta que el río no solo trae agua, sino también sólidos de fondo y en suspensión, especialmente en la época de avenidas.

#### 4.1. HIDRAULICA PLUVIAL

##### 4.1.1. LONGITUD DE BARRAJE

La longitud de barrage se determina en base al ancho del cauce y la carga de agua sobre él, deberá conservar las mismas condiciones naturales del cauce de tal modo a no causar modificaciones en su régimen.

##### 4.1.1.1. MÉTODO DEL RÉGIMEN

Es una serie de métodos empíricos aplicable a la estabilidad de cauces en ríos que transportan sedimentos. La teoría refleja el acomodo o equilibrio dinámico del caudal sólido, el caudal líquido y la geometría hidráulica. Este equilibrio se llama también “Régimen”

- **Altunin:**

Toma en cuenta la zona dentro del desarrollo del río en que se encuentra el tramo en estudio, su facilidad o dificultad con que las orillas son erosionadas y el material de fondo tal como se presenta en la Tabla 23:

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

*B: ancho en pies*

*Q: descarga en pie<sup>3</sup>/seg*

*m*: exponente según tabla 31  
*n*: coeficiente de rugosidad  
*S*: pendiente del río  
*K*=10, por ser río aluvial

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

a: cauce difícilmente erosionable  
 b: cauce fácilmente erosionable

Tabla 23: Valores de m para cauces estables en ríos – Altunin.  
 Fuente: Apuntes de Clase de Diseño Hidraulico

$$B = (0.05 * 10^{\frac{5}{3}})^{\frac{3}{3+5*0.75}} * \frac{35529.38^{0.5}}{0.006^{0.2}}$$

$$B = 762.375 \text{ pie}$$

$$B = 232.372 \text{ m.}$$

- **Blench:**

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

$$B = 1.81 \sqrt{Q \frac{Fb}{Fs}}$$

*Q*: Caudal de diseño m<sup>3</sup>/seg

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

*F<sub>s</sub>: factor de orilla, depende de la erosionabilidad de márgenes (taludes), de la viscosidad del agua y de la tendencia del material solido a depositarse en las márgenes.*

Factor de Fondo	F <sub>b</sub> (ft/s <sup>2</sup> )
Material Fino	0.8
Material Grueso	1.2
Factor de orilla	F <sub>s</sub> (ft <sup>2</sup> /s <sup>3</sup> )
Bancos arenosos facilmente erosionables	0.1
Bancos algo cohesivos	0.2
Bancos cohesivos	0.3

Tabla 24: Valores de F<sub>b</sub> y F<sub>s</sub>  
Fuente: Apuntes de Clase de Diseño Hidraulico

$$B = 1.81 \sqrt{1006.08 * \frac{1.2}{0.2}}$$

$$B = 140.6275 \text{ m}$$

- **Petit:**

Este método solo evalúa el caudal.

$$B = 2.45 * \sqrt{Q}$$

$$B = 2.45\sqrt{1006.08}$$

$$B = 77.711\text{m.}$$

Para estos tres métodos se obtiene diferentes ancho de barraje, para poder obtener el ancho de diseño se promedia los valores y se redondea.

De los cálculos previos se obtiene que el ancho de barraje B= 150.25 m., Según la topografía disponemos de un ancho de 115.66 m., por lo que consideraremos:

$$B = 115.70\text{m.}$$

#### 4.1.2. SECCION HIDRÁULICA DEL RÍO

Tomando que la forma de cauce del río es rectangular, y con el valor del ancho de encauzamiento se determinan las características hidráulicas del cauce, utilizando la ecuación de Manning, para los caudales máximos medios y mínimos, así como para el caudal de Diseño.

Se calculara el tirante, dicho tirante será para la zona de análisis en la Toma.

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

$$R = \frac{A}{P} = \frac{b * yn}{b + 2yn}, A = b * yn$$

*Q: caudal del río*

*n: coeficiente de Manning [ver Tabla 34]*

*A: área de la sección transversal*

*Rh: radio hidráulico*

*S: pendiente del Río*

*Yn: tirante normal del río*

*P: perímetro mojado*

*b: ancho o cauce del río*

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

$$F = \frac{v}{\sqrt{g * D}}, D = \frac{A}{T}, T = b + 2 * z * yn$$

*F: número de Froude*

*V: velocidad*

*D: Profundidad hidráulica*

*T: ancho de la lámina libre*

Para la estimación del coeficiente de rugosidad "n" de Manning se describe las principales características físicas del cauce según lo observado en campo, así como los materiales conformantes.

Con respecto a la información obtenida esta fue obtenida en campo y fue medida en el río (línea central de la corriente en la cual el cauce es más profundo y flujo posee una mayor velocidad).

$$S_{prom} = 0.006$$

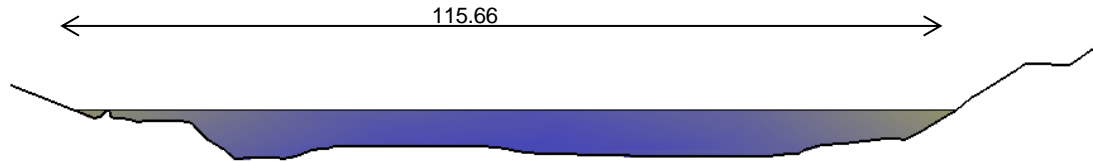


Figura 24: Seccion Transversal Punto de Aforo en Toma.

Elaboracion: El Autor

COTA m.s.n.m	Area Acum. (m <sup>2</sup> )	Perímetro (m)	Radio Hidráulico	R <sub>2/3</sub>	1/n	S <sup>1/2</sup>	Q (m <sup>3</sup> /s)
63.0000	3.1140	18.1175	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	0.000
63.5000	8.07	22.37	0.3609	0.5069	31.7460	0.077	10.065
64.0000	14.31	29.38	0.4870	0.6190	31.7460	0.077	21.779
64.5000	88.27	162.59	0.5429	0.6655	31.7460	0.077	144.460
65.0000	130.05	174.54	0.7451	0.8219	31.7460	0.077	262.838
65.5000	175.10	184.59	0.9486	0.9654	31.7460	0.077	415.702
66.0000	221.21	188.10	1.1760	1.1141	31.7460	0.077	606.054
66.5000	268.07	191.34	1.4010	1.2521	31.7460	0.077	825.362
67.0000	316.13	195.25	1.6191	1.3789	31.7460	0.077	1071.871
67.5000	364.80	211.69	1.7233	1.4374	31.7460	0.077	1289.430
68.0000	417.87	218.90	1.9089	1.5388	31.7460	0.077	1581.249
68.5000	472.26	222.74	2.1202	1.6504	31.7460	0.077	1916.626
69.0000	528.46	229.58	2.3019	1.7434	31.7460	0.077	2265.504
69.5000	584.85	232.12	2.5196	1.8516	31.7460	0.077	2662.956
69.7000	641.78	234.68	2.7347	1.9556	31.7460	0.077	3086.188

Tabla 25: Curvas de Aforo en Toma Ensenada.

Elaboracion: El Autor

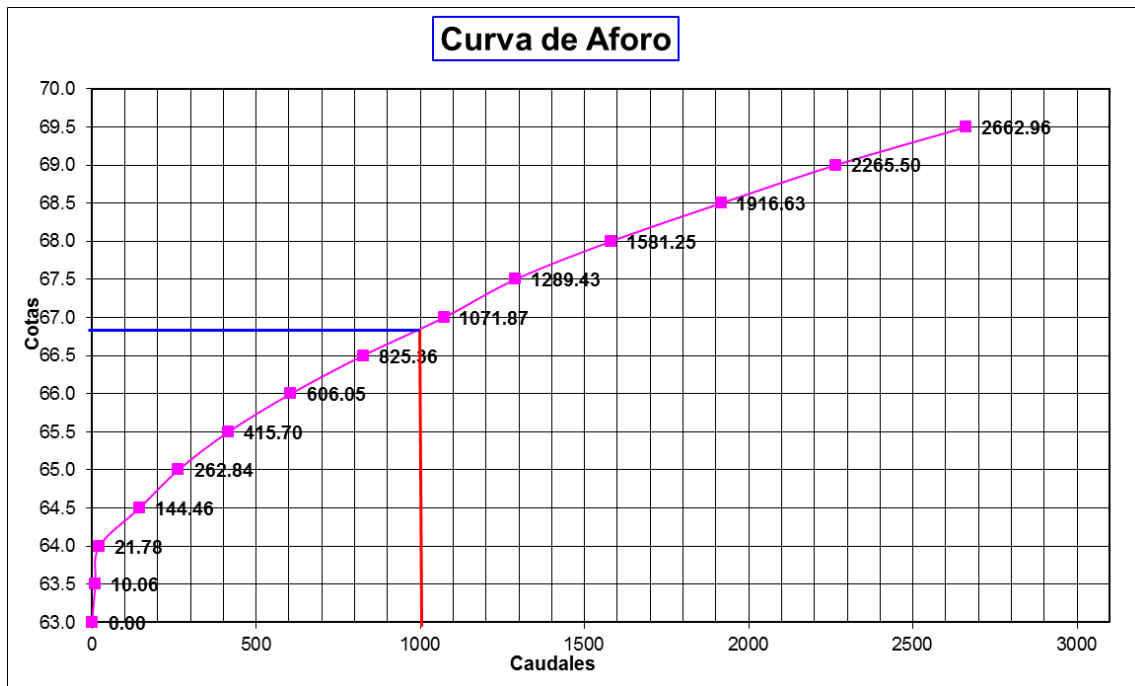


Figura 25: Curvas de Aforo, Caudal Vs Cotas.

Elaboracion: El Autor

	<i>Caudal</i>	<i>Cota</i>	
<i>Q max dis</i> =	1006.080 m <sup>3</sup> /s	66.85	Nivel máximo de Diseño
<i>Q medio</i> =	327.070 m <sup>3</sup> /s	65.25	Nivel de masa de agua posible de derivadar
<i>Q minimo</i> =	81.950 m <sup>3</sup> /s	64.25	Nivel de los umbrales de la toma

Caudal Maximo

Datos:		
Caudal (Q):	<input type="text" value="1006.08"/>	m <sup>3</sup> /s
Ancho de solera (b):	<input type="text" value="115.70"/>	m
Talud (Z):	<input type="text" value="0"/>	
Rugosidad (n):	<input type="text" value="0.05"/>	
Pendiente (S):	<input type="text" value="0.006"/>	m/m



Resultados:		
Tirante normal (y):	<input type="text" value="2.8703"/>	m
Área hidráulica (A):	<input type="text" value="332.0945"/>	m <sup>2</sup>
Espejo de agua (T):	<input type="text" value="115.7000"/>	m
Número de Froude (F):	<input type="text" value="0.5709"/>	
Tipo de flujo:	<input type="text" value="Subcrítico"/>	
Perímetro (p):	<input type="text" value="121.4406"/>	m
Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="2.7346"/>	m
Velocidad (v):	<input type="text" value="3.0295"/>	m/s
Energía específica (E):	<input type="text" value="3.3381"/>	m-Kg/Kg

**Cuidado velocidad erosiva**

Caudal Medio

Datos:		
Caudal (Q):	<input type="text" value="327.07"/>	m <sup>3</sup> /s
Ancho de solera (b):	<input type="text" value="115.70"/>	m
Talud (Z):	<input type="text" value="0"/>	
Rugosidad (n):	<input type="text" value="0.05"/>	
Pendiente (S):	<input type="text" value="0.006"/>	m/m



Resultados:		
Tirante normal (y):	<input type="text" value="1.4488"/>	m
Área hidráulica (A):	<input type="text" value="167.6299"/>	m <sup>2</sup>
Espejo de agua (T):	<input type="text" value="115.7000"/>	m
Número de Froude (F):	<input type="text" value="0.5175"/>	
Tipo de flujo:	<input type="text" value="Subcrítico"/>	
Perímetro (p):	<input type="text" value="118.5977"/>	m
Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="1.4134"/>	m
Velocidad (v):	<input type="text" value="1.9511"/>	m/s
Energía específica (E):	<input type="text" value="1.6429"/>	m-Kg/Kg

**Cuidado velocidad erosiva**

Caudal Minimo

Datos:		
Caudal (Q):	<input type="text" value="81.95"/>	m <sup>3</sup> /s
Ancho de solera (b):	<input type="text" value="115.70"/>	m
Talud (Z):	<input type="text" value="0"/>	
Rugosidad (n):	<input type="text" value="0.05"/>	
Pendiente (S):	<input type="text" value="0.006"/>	m/m



Resultados:		
Tirante normal (y):	<input type="text" value="0.6280"/>	m
Área hidráulica (A):	<input type="text" value="72.6566"/>	m <sup>2</sup>
Espejo de agua (T):	<input type="text" value="115.7000"/>	m
Número de Froude (F):	<input type="text" value="0.4544"/>	
Tipo de flujo:	<input type="text" value="Subcrítico"/>	
Perímetro (p):	<input type="text" value="116.9559"/>	m
Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="0.6212"/>	m
Velocidad (v):	<input type="text" value="1.1279"/>	m/s
Energía específica (E):	<input type="text" value="0.6928"/>	m-Kg/Kg

**Cuidado velocidad erosiva**

Figura 26: Datos Hidraulicos para Qmax, Qmedio y Qmin.  
Elaboracion: El Autor

### 4.1.3. SOCAVACIÓN GENERAL

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

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

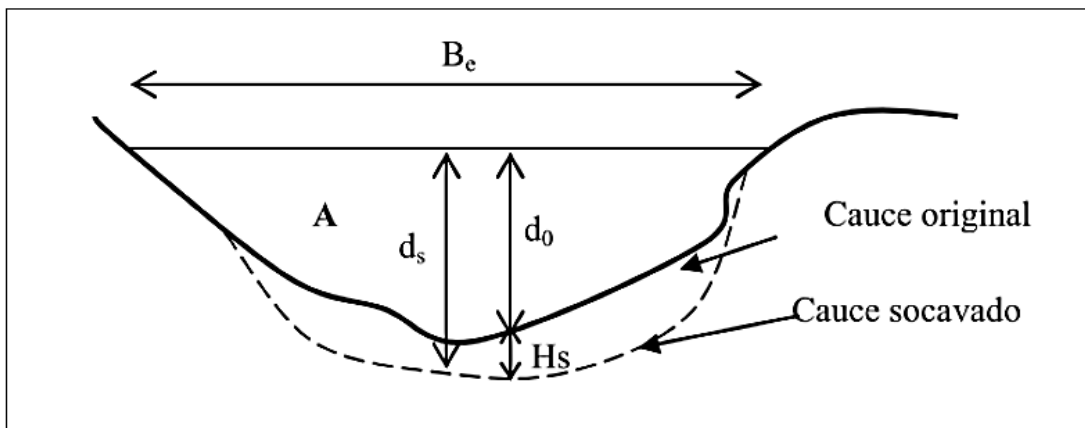


Figura 27: Profundidad de Socavacion.  
Fuente: Apuntes de Clase Diseño Hidraulico.

- $Be$  : ancho efectivo del cauce
- $do$  : tirante inicial
- $Hs$  : profundidad de socavación
- $A$  : área para avenida de diseño
- $ds$  : tirante después de la socavación

Conocido el tipo de suelo existente en el lecho del río y suponiendo la rugosidad constante en toda la sección, la profundidad de socavación se obtiene, Para suelos no cohesivos o granulares:

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

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

$$d_m = \frac{A}{B e}$$

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

- $D_m$  : diámetro del material del cauce en mm e igual a  $D_{50}$  de la curva granulométrica.  
 $\beta$  : coeficiente que toma en cuenta el periodo de retorno del  $Q$  (ver Tabla)  
 $x$  : valor que depende de  $D_m$  (ver tabla 36)  
 $dm$  : tirante medio del cauce

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

Tabla 26: Coeficiente  $\beta$   
 Fuente: Apuntes de Clase Diseño Hidraulico.

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

Tabla 27: Valores  $x-1/(x+1)$   
 Fuente: Apuntes de Clase Diseño Hidraulico.

$$H_s = d_s - t$$

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

$$d_m = \frac{303.31}{115.70} = 2.6215 \text{ m.}$$

$$\alpha = \frac{1006.08}{2.6215^{\frac{5}{3}} * 1 * 115.70} = 1.7447$$

$$d_s = \left( \frac{1.7447 * 2.8703^{\frac{5}{3}}}{0.68 * 6^{0.28} * 0.97} \right)^{0.74} = 3.28 \text{ m.}$$

$$H_s = 3.28 - 2.87 = 0.41 \text{ m.}$$

Por lo que se desprende que la profundidad de Socavación para el caudal para un periodo de retorno de 50 años es 0.41 m.

#### 4.1.4. COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DEL RIO

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

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

En donde:

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

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

Tabla 28: Valores para el cálculo del Coeficiente de Rugosidad.  
Fuente: Ministerio Transporte y Comunicaciones.

$$n = (0.025 + 0.01 + 0.005 + 0.02 + 0.010) * 1.15 = 0.0805$$

#### 4.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE LAS VENTANAS DE CAPTACIÓN

Para cumplir con las exigencias mínimas de funcionamiento se deberán tener determinadas características que garanticen la captación de un caudal mayor que el que se piensa captar con la finalidad de emplear el caudal excedente en la canal de limpia.

Las dimensiones de la ventana de captación sera calculada en función al  $Q_{capt}$ .

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

Altura del umbral del orificio ( $h_u$ ):

$$h_u = 3\Phi_m + BL, h_u < 0.60 - 1.50m >$$

$\Phi_m$ : diámetro medio de los sedimentos más gruesos

BL: Borde Libre, aprox =0.10m

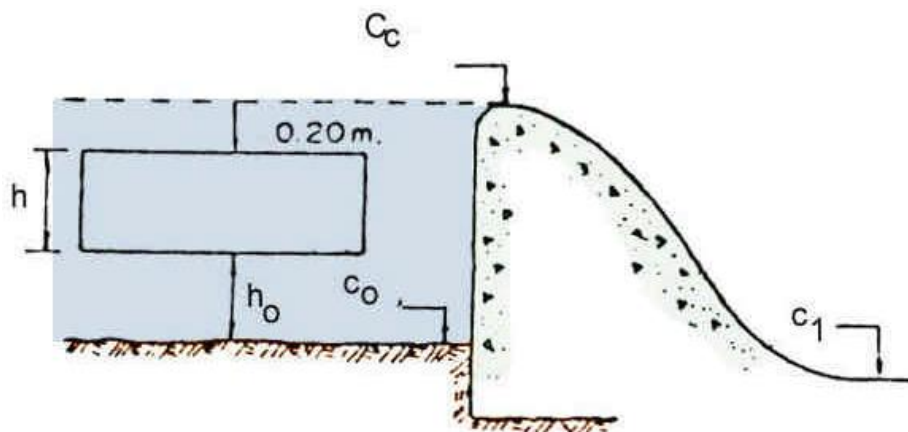


Figura 28: Datos para el Dimensionamiento de Ventana de Captacion.  
Fuente: Mansen Valderrama, Alfredo

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

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

$$h_u = 0.60 \text{ m.}$$

#### 4.2.1. DISEÑO EN ESTIAJE

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

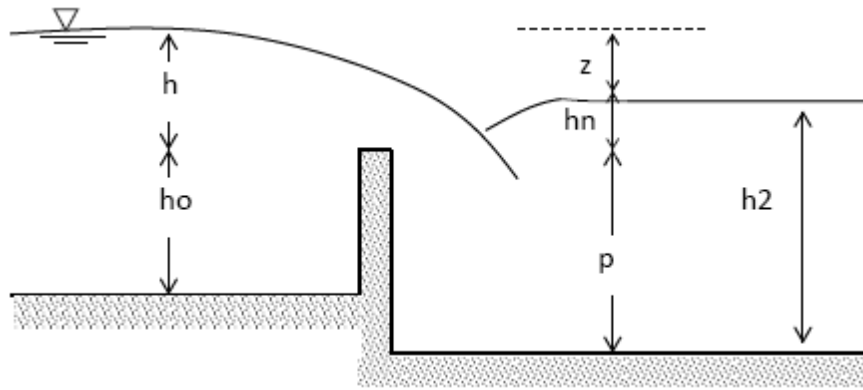


Figura 29: Relacion de Alturas aguas arriba y abajo.  
Fuente: Apuntes de Clase Diseño Hidraulico.

- $Z$  : diferencia de elevación de las superficies de aguas arriba y debajo de la cresta, generalmente se diseña con  $z=10\text{cm}$   
 $h_n$  : elevación del agua bajo el vertedero sobre la cresta  
 $p$  : elevación de la cresta sobre el fondo aguas abajo  
 $h_2$  : tirante aguas abajo

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

$$Q = s * C_d * L' * h^{3/2}$$

- $s$  : coeficiente de corrección por sumersión, si no es sumergido entonces  $s=1$ .  
 $Q$  : caudal de captación (de la ventana)  $\text{m}^3/\text{s}$ .  
 $C_d$  : coeficiente del vertedero según la forma de la cresta. (Ver Tabla N° 29)  
 $h$  : altura de carga hidráulica o tirante de agua sobre la cresta del vertedero (m).  
 $L'$  : longitud corregida por efecto de contracción del flujo en los dos lados de la ventana de captación ( $n=2$ ).  
 $L$  : Longitud de ventana de captación, por lo general de 3 a 4m.

Según Bazin, el coeficiente de sumersión es:

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

Longitud corregida por contracción:

$$L' = (L - 0.1nh)$$




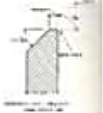


<i>TIPO DE VERTEDERO</i>	<i>FORMA</i>	$\mu$	$C_d$
<i>Corona ancha</i>		$0.49 - 0.51$	$1.476$
<i>Corona ancha redondeada</i>		$0.50 - 0.55$	$1.55$
<i>Canto afilado</i>		$0.64$	$1.89$
<i>Canto afilado</i>		$0.62$	$1.83$
<i>Cima redondeada</i>		$0.79$	$2.333$
<i>Tipo Creager</i>		$0.75$	$2.21$

Tabla 29: Coeficiente  $C_d$ .  
Fuente: Mansen Valderrama, Alfredo

Se tienen los siguientes datos:

$$S = 1.5 * \left(1 - 0.2 * \frac{1.10}{0.60}\right)^3 \sqrt{\frac{0.1}{1.20}} = 0.4149$$

$$4.423 = 0.4149 * 1.89 * L' * 1.20^{3/2}$$

$$L' = 4.29 \text{ m.}$$

$$4.2911 = L - 0.1 * 2 * 1.2$$

$$L = 4.53 \approx 4.55 \text{ m.}$$

$$h = 1.20 \text{ m.}$$

#### 4.2.2. REJILLAS

Los elementos unidos mediante soldadura formando paneles o rejillas, tiene el objetivo básico de impedir que los materiales de arrastre y suspensión ingresen al canal de derivación.

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

### Numero de Barras

Determinamos el número de barras:

Espaciamiento: 0.2m, espesor:  $\frac{3}{4}$ " = **0.019 m**

Nro.esp=23

Nº de barras = 22

Ancho total de la reja =0.42 m.

Ventana:

$$L = 4.97 \approx \mathbf{5.00\ m.}$$

$$h = \mathbf{1.20\ m.}$$

La pérdida de carga en la rejilla ( $h_r$ ) se debe a que esta producen perdidas por obstrucción, contracción de la entrada y resistencias producidas por el rozamiento de agua. La fórmula de CREAGER nos da un buen criterio para poder evaluarla.

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

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

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

- $K_t$  : *coeficiente de pérdida en la rejilla*
- $a_n$  : *área neta ara vez de la rejilla*
- $a_g$  : *área bruta de las rejillas y sus soportes*
- $V_n$  : *velocidad a través del área de la rejilla*
- $V_{ing}$  : *velocidad de ingreso*
- $e_n$  : *espacio neto a través de la rejilla*
- $e_g$  : *espacio bruto de las rejillas y sus soportes.*

$$K_T = 1.45 - 0.45 \frac{5.4373}{6.0} - \left( \frac{5.4373}{6.0} \right)^2 = 0.221$$

$$V_n = 0.7371 * \frac{0.2}{0.219} = 0.6732 \text{ m/s}$$

Pérdida de Carga en Enrejado:

$$h_r = 0.221 * \frac{0.6732^2}{2 * 9.81} = 0.0051 \text{ m.}$$

#### 4.2.3. ALTURA DEL BARRAJE VERTEDERO

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

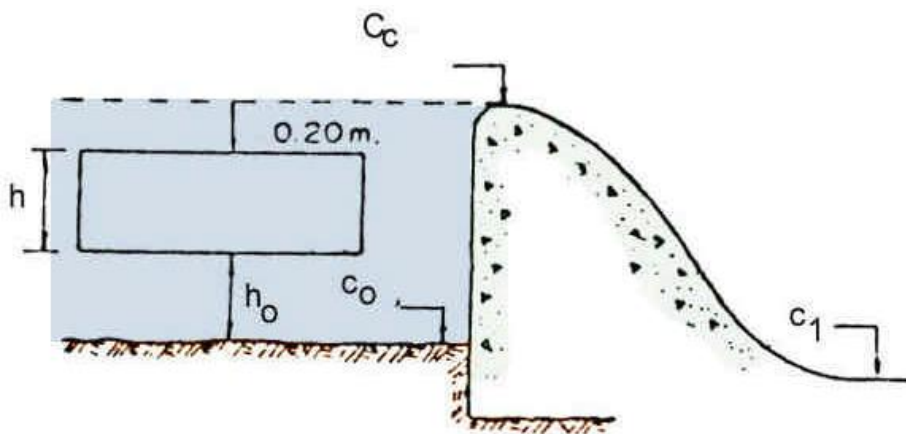


Figura 30: Croquis del Paramento.  
Fuente: Alfredo Mansen Valderrama.

$$Cc = Co + hu + h + 0.20m$$

- $Cc$  : cota de la cresta o corona del barraje
- $Co$  : Cota del lecho detrás del barraje
- $hu$  : altura necesaria para evitar el ingreso de material de arrastre ( $hu \geq 0.60m$ )
- $h$  : altura de ventana de captación.
- $0.20m$  : corrige efectos de oleaje y de coeficientes de a formula.

De los datos anteriores se tiene:

$hu$  (m) : 0.6 altura de umbral a. arriba

$h$  (m) : 1.20 altura de ventana/s de captación

$Co$  (msnm): 63.00 cota en base de paramento

$$C_c = 63.00 + 0.60 + 1.20 + 0.20 = 65.00$$

Ahora calcularemos la Altura del Barraje:

$$P = 65.00 - 63.00 = 2.00 \text{ m.}$$

#### 4.2.4. CARGA SOBRE LA CRESTA DEL VERTEDERO

La ecuación para hallar la descarga en vertederos libres:

$$Q = C * Le * Ho^{3/2}$$

- $C$  : coeficiente de descarga en  $m^{1/2}/s$ .  
 $Le$  : longitud efectiva de la cresta en  $m$ .  
 $Ho$  : carga total o carga del proyecto.

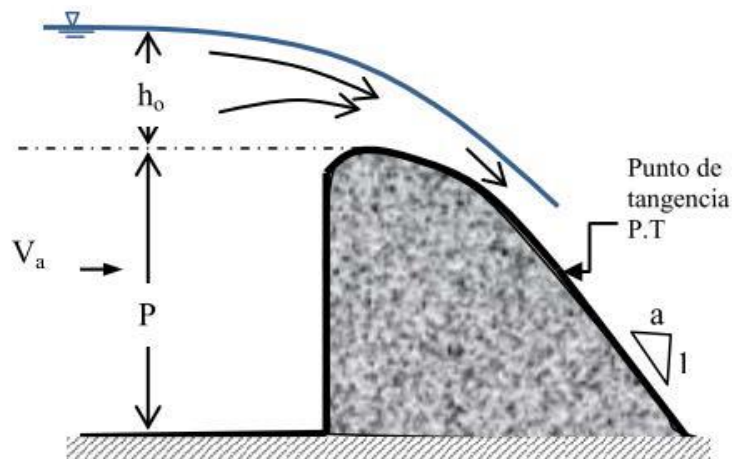


Figura 31: Croquis de elementos de descarga en el paramento.  
Fuente: Apuntes de Clase Diseño Hidraulico.

$$Ho = h_o + \frac{V_a^2}{2g}$$

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

- $h_o$ : tirante de diseño  
 $V_a$ : velocidad de llegada o de aproximación  
 $q$ : gasto unitario= $Q/L$   
 $P$ : altura de paramento = $C_c-C_o$

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

Para poder calcular el C, coeficiente de descarga, se debe de usar los valores que se muestran en la Figura 32, los cuales fueron obtenidos de manera experimental por la USBR.

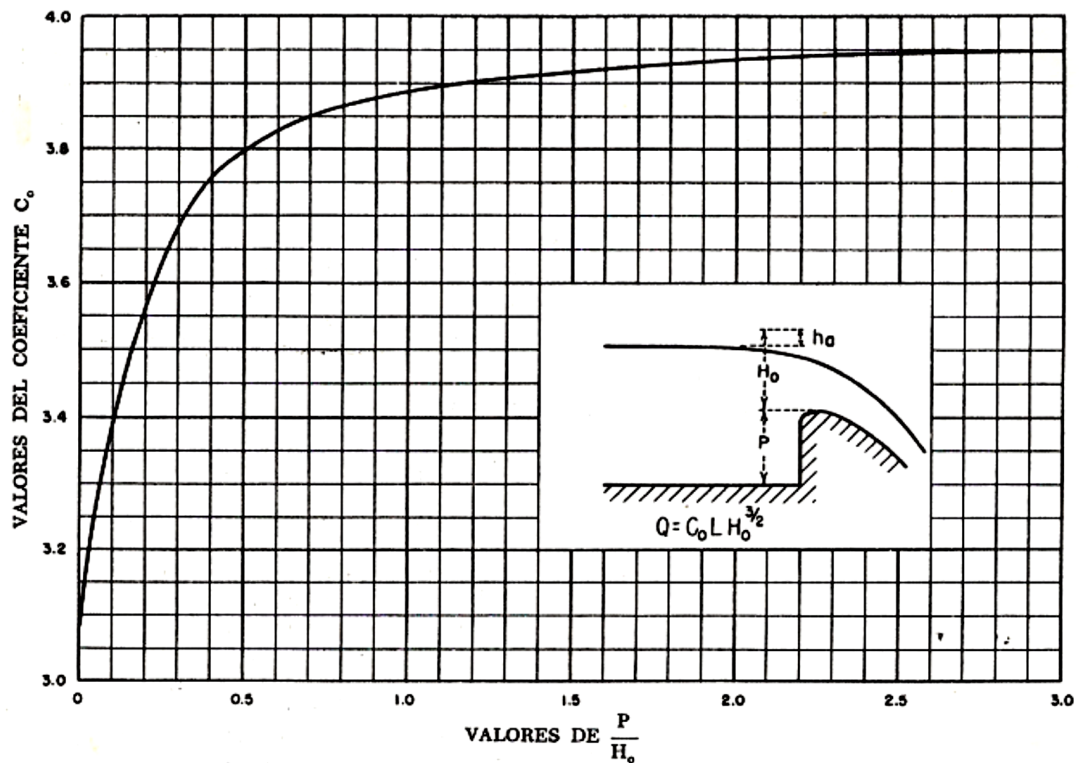


Figura 32: Coeficiente de descarga en barraje de paramento aguas arriba vertical, vertiendo con la carga de diseño (USBR)

Fuente: Alfredo Mansen Valderrama.

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

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

- $L$ : longitud neta de la cresta
- $N$ : número de pilas
- $K_p$ : coeficiente de contracción de las pilas
- $K_a$ : coeficiente de contracción de los estribos
- $H_o$ : carga total sobre la cresta

- $K_a$ , está influenciado por la forma del estribo, el ángulo que forma el muro de acceso aguas arriba con la dirección del flujo,  $H$  en relación a  $H_o$  y  $V_a$ . En la Figura 33, el USBR recomienda valores medios para  $K_a$ .

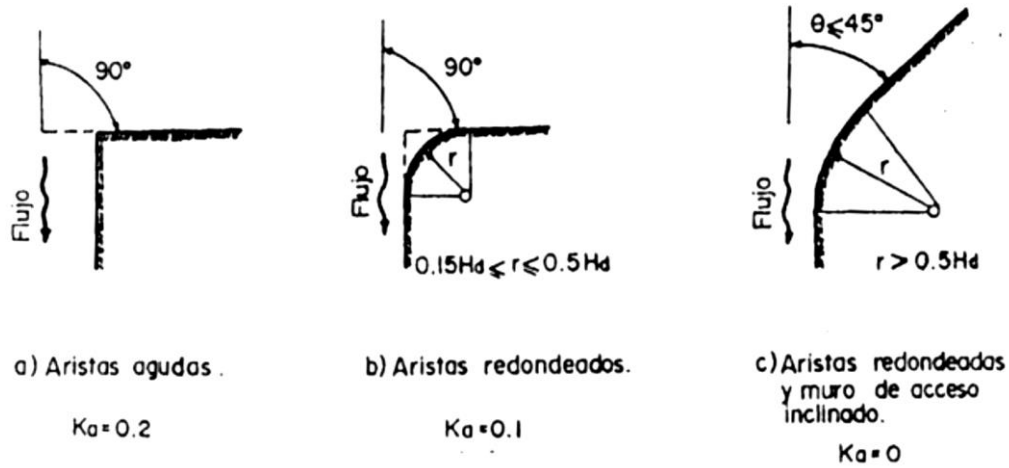


Figura 33: Coeficientes de contracción en estribos (USBR)  
Fuente: Alfredo Mansen Valderrama.

- $K_p$ , está influenciado por forma y ubicación del tajamar (parte delantera curva), de las pilas, su espesor,  $H$  en relación a  $H_o$ ,  $V_a$  y cuando hay compuertas la operación de las adyacentes a la que se maneja. En la Figura 34 se da diferentes valores de  $K_p$  para distintas formas de tajamar, se recomienda las pilas tipo 2 y 3.

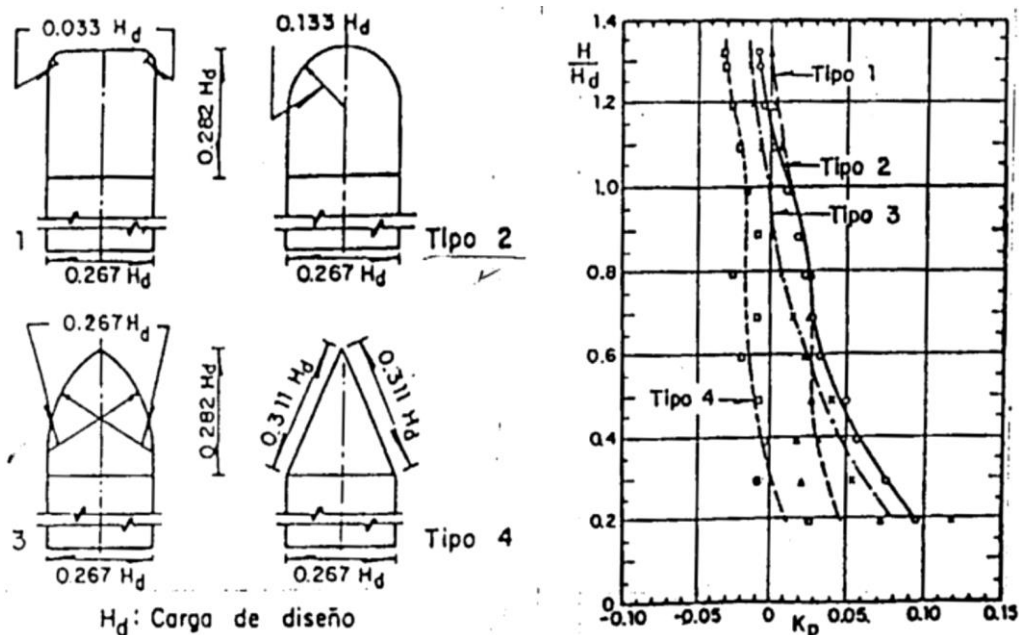


Figura 34: Coeficientes de contracción por pila de formas diferente.  
Fuente: Alfredo Mansen Valderrama.

#### 4.2.5. DISEÑO EN AVENIDAS

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

$$Q_v = C_d * A_o * \sqrt{2 * g * \Delta h}$$

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

$A_o$  : área del orificio.

$\Delta h$  : diferencia de niveles.

$Q$  : caudal ingresante [o captación]

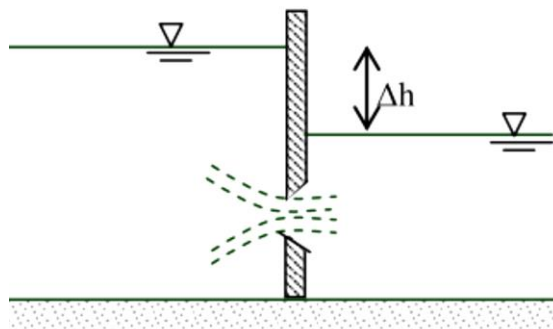


Figura 35: Orificio con descarga sumergida.  
Fuente: Apuntes de Clase Diseño Hidraulico.

$$V_a = \frac{8.695}{2.0 + 2.29} = 2.0269 \text{ m/s}$$

$$H_0 = 2.29 + \frac{2.0269^2}{2 * 9.81} = 2.50 \text{ m.}$$

$$L_e = 115.70 - 2(1 * 0.01 + 0.2) * 2.50 = 115.69 \text{ m.}$$

Carga sobre la cresta del vertedero:

$$Q = 3.87 * 115.70 * 2.50^{\frac{3}{2}} = 1769.92 \text{ m}^3/\text{s}$$

La descarga completamente sumergida (ahogamiento total):

$$Q_v = 0.675 * 1.2 * 4.55 * \sqrt{2 * 9.81 * (0.1)} = 5.1623 \text{ m}^3/\text{s}$$

Caudal de diseño para alivadero de demasias:

$$5.1623 - 4.423 = 0.8846 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### 4.2.6. PERFIL DE LA CRESTA

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

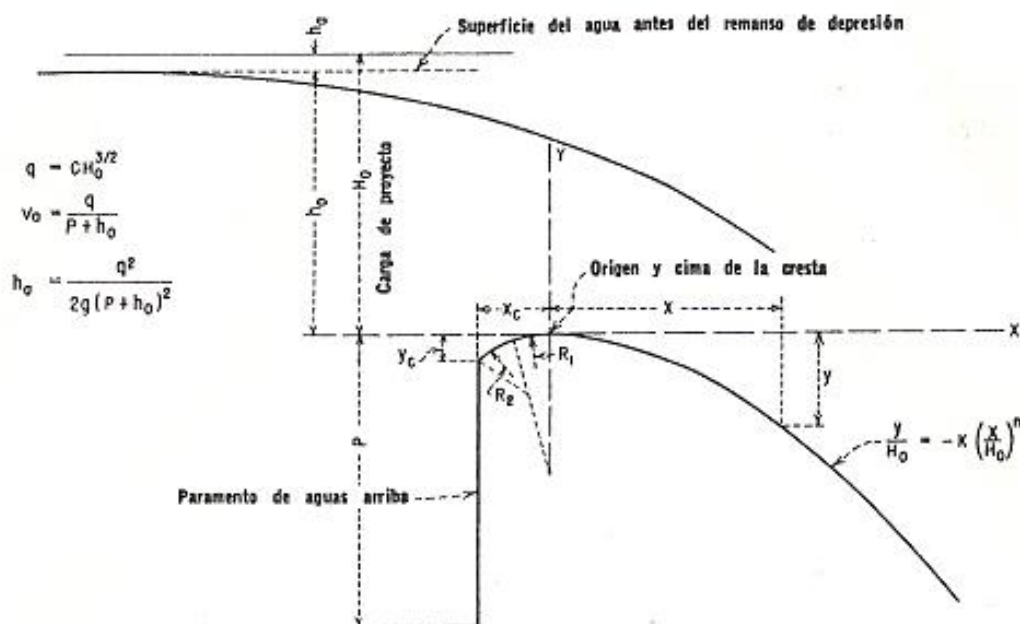
Tomar como referencia para el diseño, los cálculos obtenidos por el USBR, para cualquier talud de la cara aguas arriba del barraje y cualquier profundidad del canal de accesos, se tendrá la siguiente ecuación general:

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

$x, y$  : Coordenadas del sistema desde el origen

$H_0$  : Carga del proyecto

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



(A) ELEMENTOS DE LAS SECCIONES DE LAS CRESTAS  
CON LA FORMA DE LA LAMINA VERTIENTE

Figura 36: Elementos de las secciones de las crestas  
Fuente: Alfredo Mansen Valderrama.

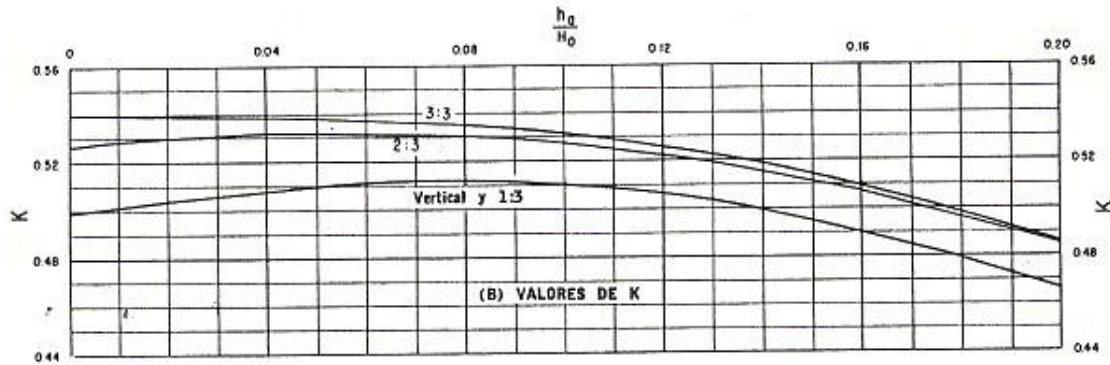


Figura 37: Valores de K.  
Fuente: Alfredo Mansen Valderrama.

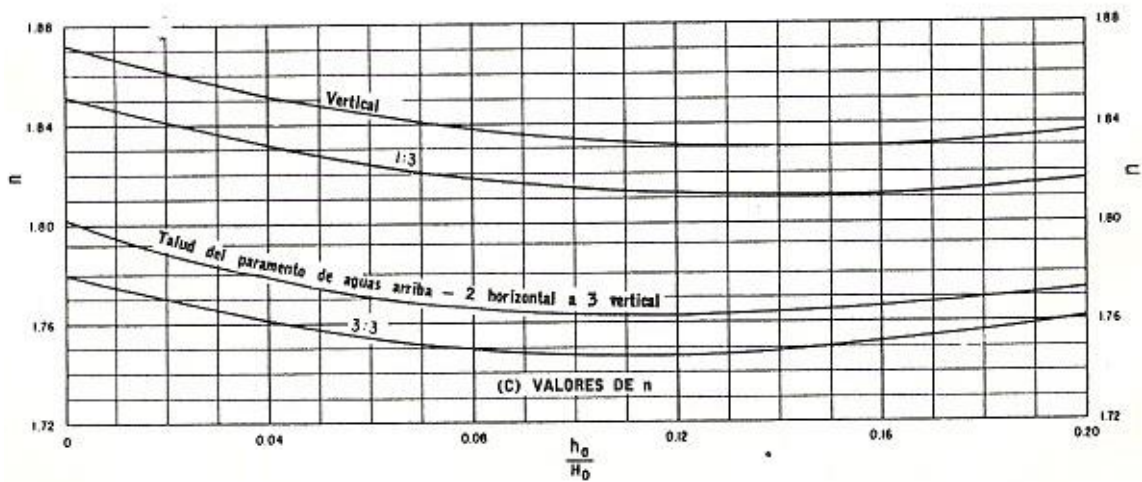


Figura 38: Valores de n  
Fuente: Alfredo Mansen Valderrama.

La curva del umbral de entrada (antes del origen) y demás geometría ( $X_c$ ,  $Y_c$ ,  $R_1$ ,  $R_2$ ) se pueden obtener de la Figura 39.

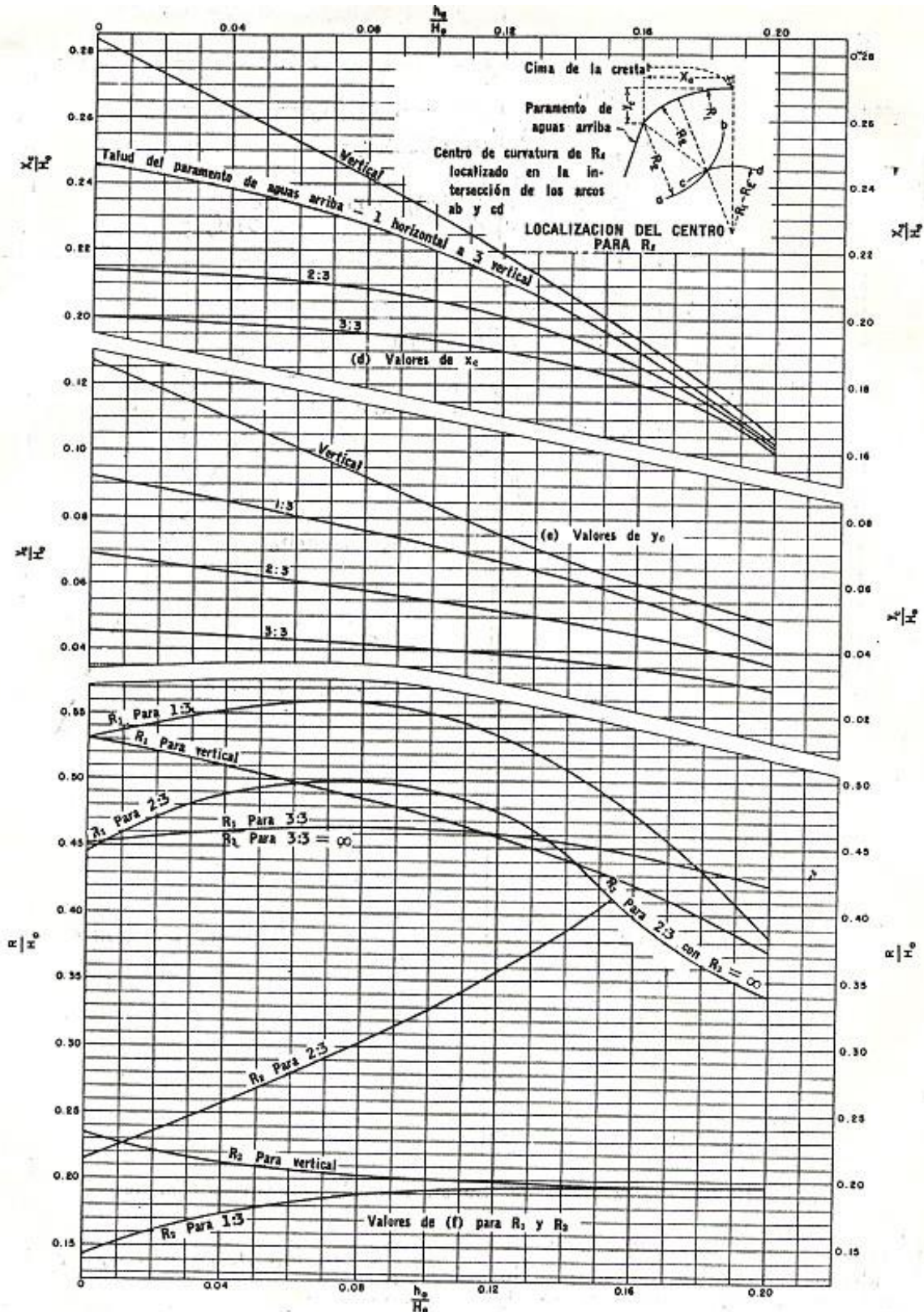


Figura 39: Secciones con la forma de la lamina vertedora  
Fuente: Alfredo Mansen Valderrama.

$$K = 0.5058$$

$$n = 1.85$$

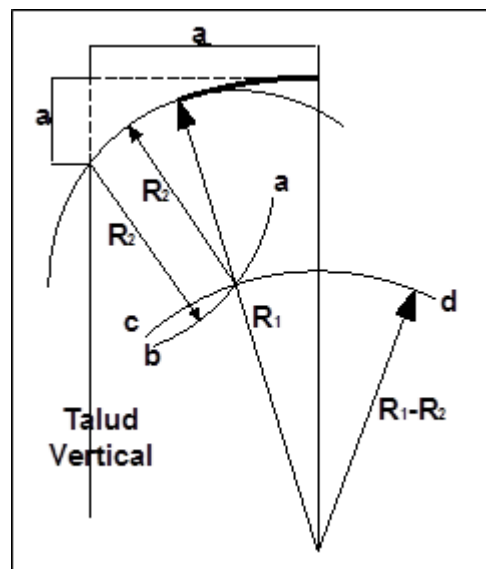
por lo que se obtiene las constantes de la siguiente ecuación, y los valores siguientes se obtienen de la Figura 39:

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

$$Y_c = 0.11 \text{ m}$$

$$R_1 = 0.78 \text{ m}$$

$$R_2 = 0.38 \text{ m}$$



Fuente: Apuntes de Clase Diseño Hidraulico.

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

X	Y
0.00	-
0.50	0.07
1.00	0.25
1.50	0.52
2.00	0.89
2.50	1.35
3.00	1.89
3.50	2.51
4.00	3.21
4.50	3.99
5.00	4.85

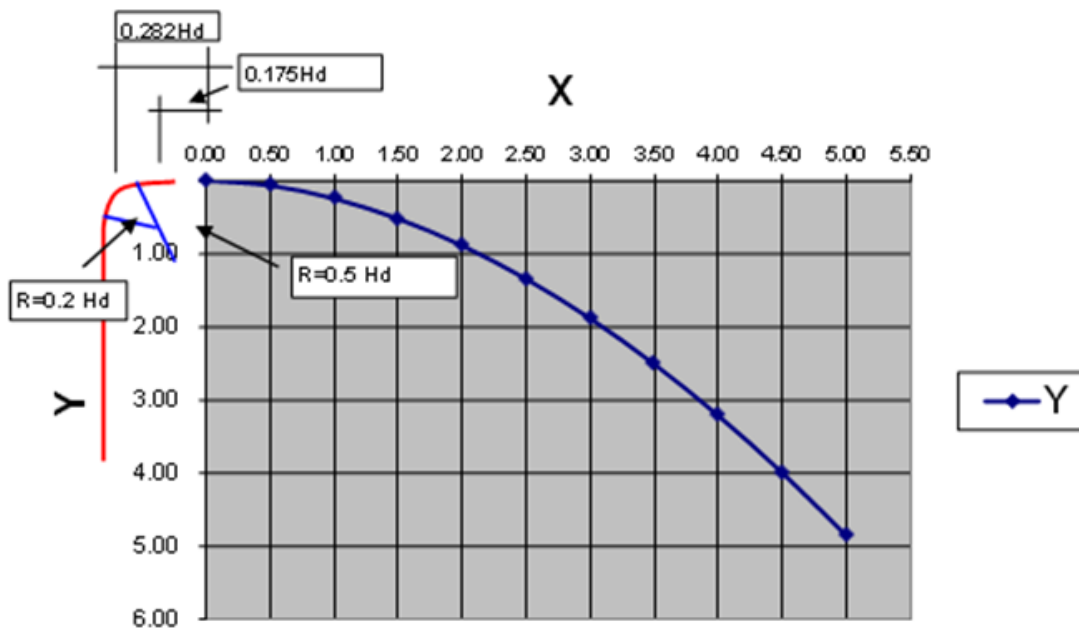


Figura 34 Tabulación perfil Creager  
Elaboracion: El Autor

### 4.3. CANAL DE LIMPIA

#### 4.3.1. ANCHO DE CANAL DE LIMPIA

Según Alfredo Mansen el ancho referencial se puede determinar de la siguiente manera:

$$B = \frac{Q_{CL}}{q}$$

$$q = \frac{V_{CL}^3}{g}$$

*B*: ancho del canal de limpia

*Q<sub>cl</sub>*: caudal que pasa por el canal de limpia (m<sup>3</sup>/s)

$q$ : caudal unitario ( $m^2/s$ )

$V_{cl}$ : velocidad en el canal de limpia para eliminar el material de arrastre ( $m/s$ )

$g$ : aceleración de la gravedad.

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

$$B = 11.60 \text{ m.}$$

#### 4.3.2. VELOCIDAD DE ARRASTRE

Es el cuerpo capaz de arrastrar los sedimentos depositados, está dada por la siguiente:

$$V_c = 1.5 * c\sqrt{d}$$

$V_c$ : velocidad requerida para iniciar el arrastre.

$C$ : coeficiente en función del tipo de material.

$d$ : diámetro del grano mayor

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

Tabla 30: Coeficiente C en función del tipo de material

Por lo tanto se realiza los cálculos:

$$V_c = 1.5 * 4.5 * \sqrt{0.15} = 2.614 \frac{m}{s}$$

#### 4.3.3. COMPUERTA DE LIMPIA - DIMENSIONAMIENTO

Se debera de considerar lo siguiente:

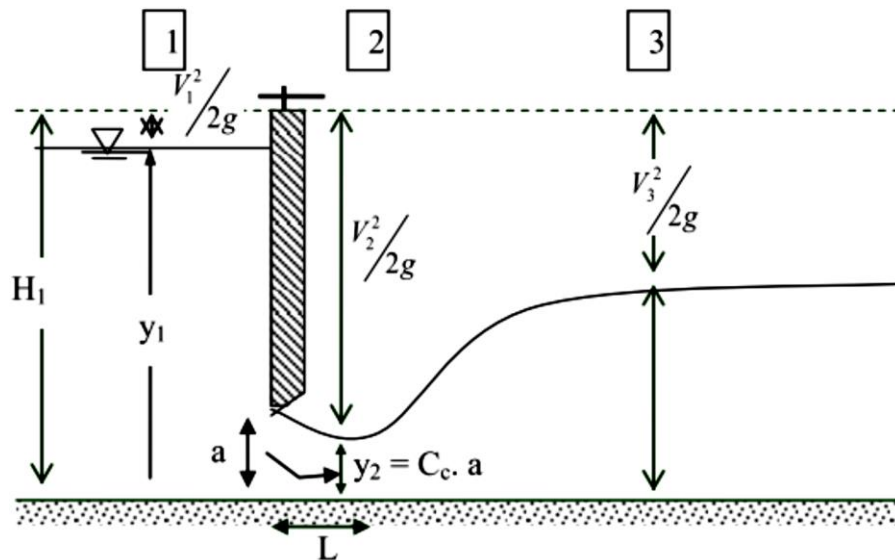


Figura 40: Datos Compuerta Limpia.  
Fuente: Apuntes de Clase Diseño Hidraulico.

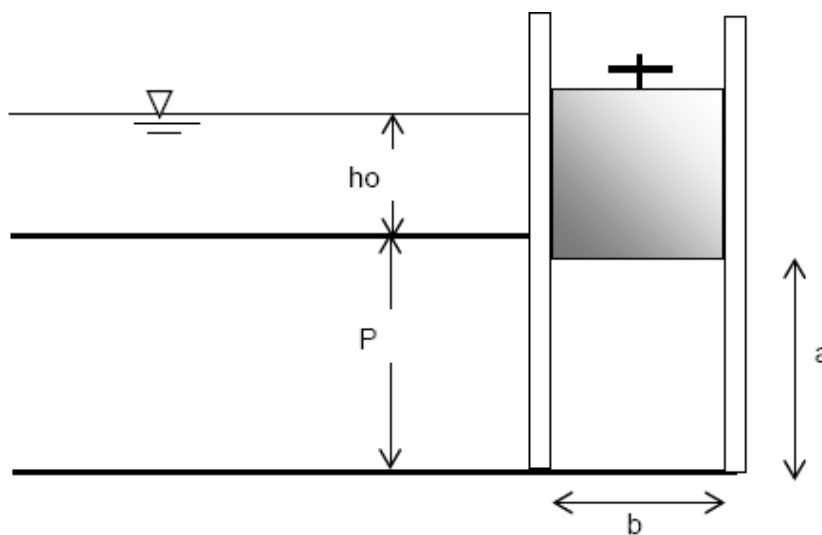


Figura 41: Croquis de alturas de compuerta.  
Fuente: Apuntes de Clase Diseño Hidraulico.

- $a$  : abertura de la compuerta
- $b$  : ancho de la compuerta
- $L$  : longitud desde la compuerta hasta  $y_2$
- $y_1$  : tirante aguas arriba de la compuerta
- $y_2$  : altura de vena contracta aguas debajo de la compuerta
- $y_3$  : tirante aguas debajo de la compuerta

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

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

### Resultados anteriores

q	: gasto unitario = $Q/50/L$	8.695
P	: altura de barrage	2.00
L	: longitud neta de la cresta (m)	115.70
N	: número de pilas	1
Kp	: coef. Contracción de las pilas	0.01
Ka	: coef. Contracción de los estribos	0.20
Nro. de ventanas de captación		1
Cd	: Coeficiente de descarga orificio	0.675
Ao	: área ventana de captación (m <sup>2</sup> )	5.46

En Base a la Figura 41, se tiene

a	: Abertura de compuerta (m)	2.00
b	: Ancho de compuerta (m)	2.50
Ao	: Área de Orificio (m <sup>2</sup> )	5.46
Cc	: coeficiente de contracción	0.61

Ancho total de barrage + canal de limpia 115.70 m

Caudal de avenidas esperada: **1,006.08**m<sup>3</sup>/s

Se está usando este valor en función de los 115.70 m de ancho de barrage del diseño de la bocatoma.

**Se obtienen estos resultados:**

<b>ho</b>	2.29 m
<b>Va</b>	2.0269 m/s
<b>Ho</b>	2.50 m
<b>P/Ho</b>	0.80

<b>C</b>	3.87
<b>Le</b>	115.70 m.
<b>Qv</b>	5.16.23 m3/s
<b>Qb</b>	1,040.61 m3/s
<b>Qcl</b>	100.608 m3/s
<b>Y1</b>	3.3859 m

Caudal sobre Barraje **1,040.61 m3/s**

Caudal en Canal de Limpia **100.608 m3/s**

#### 4.3.4. PENDIENTE DEL CANAL

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

$$S_c = n^2 \frac{g^{10/9}}{q^{2/9}}$$

*S<sub>c</sub>* : pendiente crítica  
*n* : coeficiente de Manning  
*q* : caudal unitario (m2/s)

Se tiene los siguientes datos:

$$q = \frac{100.608}{12.86} = 7.823 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$S_c = 0.05^2 * \frac{9.81^{10/9}}{8.7^{2/9}} = \mathbf{0.00176}$$

#### 4.4. COLCHÓN DISIPADOR

Debido a la ubicación del baraje fijo en el cauce del río, se genera un incremento de energía potencial que se transforma en energía cinética al momento de verter el agua por encima del barraje.

#### 4.4.1. TIRANTES CONJUGADOS

Para poder determinar los tirantes conjugados, tanto menor como mayor se debe igualar las energías en el barraje y analizar la ecuación de resalto libre.

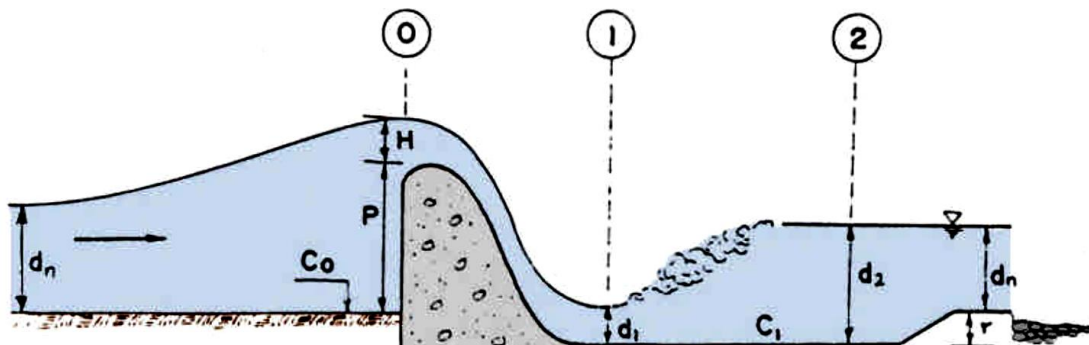


Figura 42: Tirantes conjugados en colchón disipador  
Fuente: Alfredo Mansen Valderrama.

- $C_o$  : cota del terreno en O
- $P$  : altura del paramento
- $d_1$  : tirante conjugado menor
- $V_o$  : velocidad de llegada o de aproximación
- $Q$  : caudal que pasa sobre barraje
- $C_1$  : Cota del colchón disipador
- $h_o$  : altura de la lámina vertiente
- $V_1$  : velocidad en pie de barraje
- $q$  : gasto unitario
- $L$  : longitud total del barraje

#### ➤ Cálculo del tirante conjugado menor ( $d_1$ )

Balance de energía en (0) y (1):

$$E_o = E_1 + hf_{0-1}$$

$$C_o + P + h_o + \frac{V_o^2}{2g} = C_1 + d_1 + \frac{V_1^2}{2g} + 0.1 \frac{V_1^2}{2g}$$

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

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

Se tiene que tener en cuenta que:

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

➤ **Cálculo del tirante conjugado mayor (d2)**

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

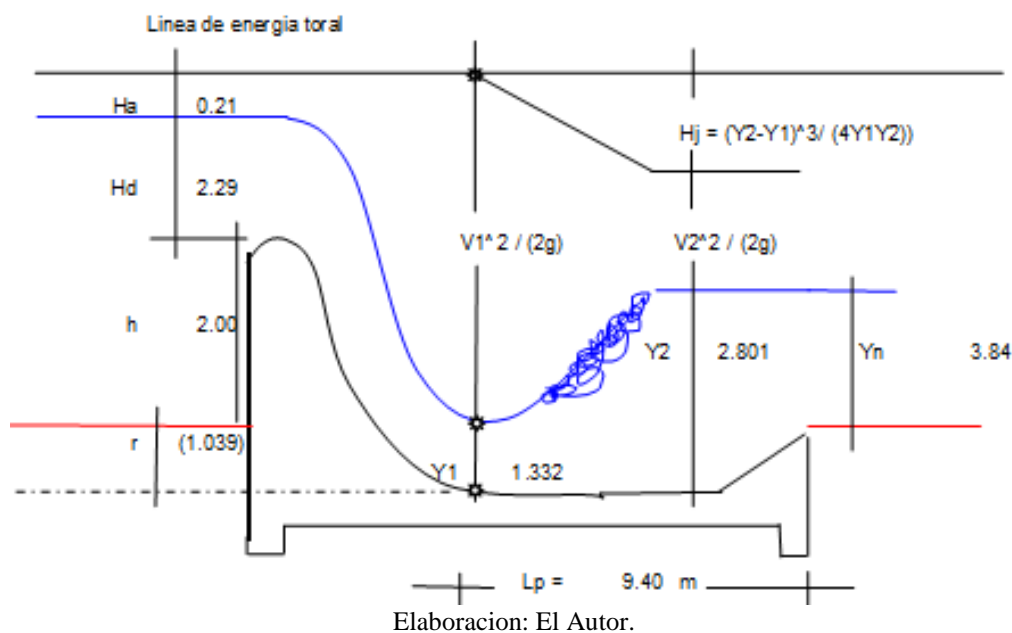
$$d_2 = \frac{d_1}{2} \left( \sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1 \right) \text{ comprobar: } d_2 - d_n + r$$

$d_n$  :tirante normal para  $Q_{\text{diseño}}$  del río  
 $r$  :profundidad del colchón dissipador

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

$$Cc > C_1 + d_2, \quad d_n + r = 1.15d_2$$

**Realizamos balance de energía en las dos secciones 1-2:**



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

$$d_2 = 2.801 \text{ m.}$$

#### 4.4.2. LONGITUD DE COLCHÓN DISIPADOR

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

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

➤ Schoklitsch:  $L_b = 5 \text{ a } 6(d_2 - d_1)$  para canales de baja pendiente.

➤ Safranez:  $L_b = 6d_1 * F_1$ , siendo  $F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g*d_1}}$

➤ USBR, método gráfico:  $L$  vs.  $F_1$  (Figura 43 )

Se usara el promedio de los tres valores.

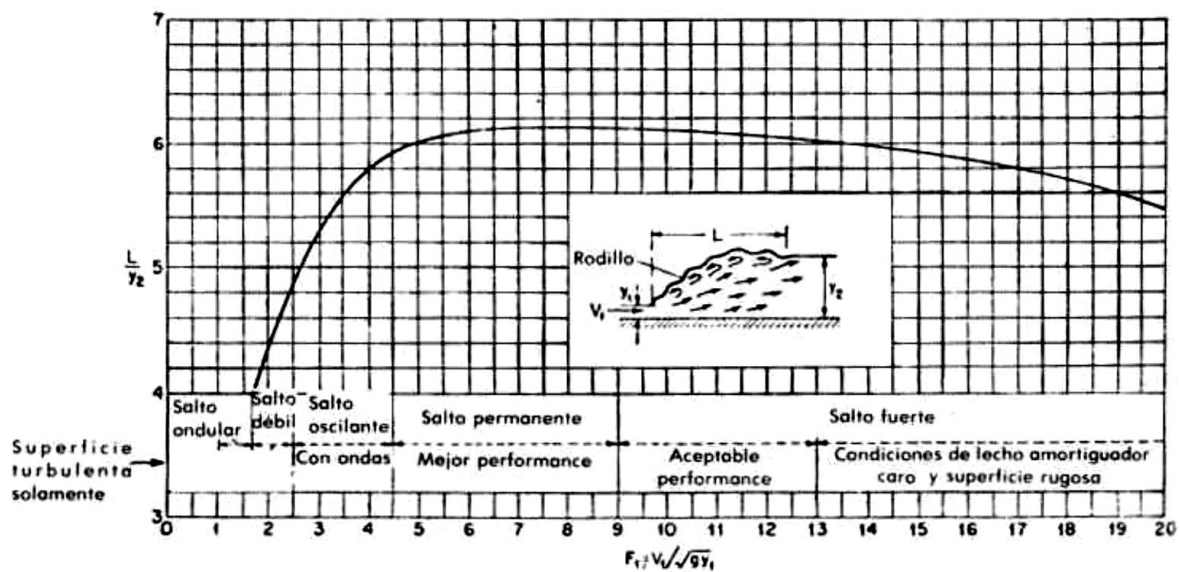


Figura 43: Longitud de resalto hidráulico, USBR, método gráfico:  $L$  vs.  $F_1$

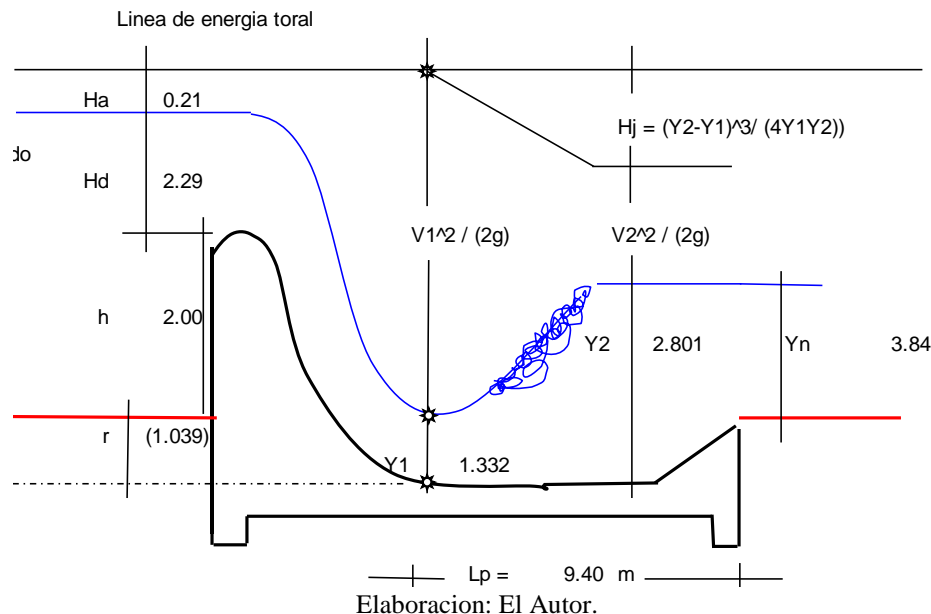
Fuente: Alfredo Mansen Valderrama.

$L = 115.7 \text{ m}$   
 $Q = 1006.08 \text{ m}^3/\text{seg}$   
 $C = 2.2$   
 $H_e = 2.50 \text{ m}$   
 $h = 2.00 \text{ Altura cresta}$   
 $H_d = 2.29 \text{ m}$   
 $H = h + H_d = 4.29 \text{ m}$   
 $V_a = Q / (LH) = 2.03 \text{ m/seg}$   
 $H_a = 0.21 \text{ m}$   
 $H_d = H_e - H_a = 2.29 \text{ m}$   
 $h = 2.00 < 1.33 H_d$

$n = 0.0805 \text{ Rugosidad rio}$   
 $b = 115.7 \text{ m}$   
 $Z = 0$   
 $S = 0.006 \text{ Pendiente longitudinæ}$   
 $Q_{\text{max}} = 1006.08 \text{ m}^3/\text{seg}$

N°	rasumido	Y1	V1 <sup>2</sup> /2g	V1	Y1 cal	Eo	E1	Y2	rca1	Hj	V2	V2 <sup>2</sup> /2g	E2
1	2.000	1.000	5.500	10.388	0.837	6.500	6.337	3.893	0.053	2.190	2.234	0.254	6.337
2	0.053	0.837	3.716	8.539	1.018	4.553	4.734	3.415	(0.425)	0.989	2.547	0.331	4.734
3	-0.425	1.018	3.056	7.743	1.123	4.075	4.179	3.186	(0.654)	0.613	2.729	0.380	4.179
4	-0.654	1.123	2.723	7.309	1.190	3.846	3.913	3.054	(0.786)	0.446	2.848	0.413	3.913
5	-0.786	1.190	2.524	7.037	1.236	3.713	3.759	2.968	(0.872)	0.354	2.930	0.438	3.759
6	-0.872	1.236	2.392	6.850	1.269	3.628	3.661	2.908	(0.932)	0.298	2.991	0.456	3.661
7	-0.932	1.269	2.298	6.715	1.295	3.567	3.593	2.863	(0.977)	0.260	3.037	0.470	3.593
8	-0.977	1.295	2.228	6.611	1.315	3.523	3.543	2.828	(1.012)	0.233	3.074	0.482	3.543
9	-1.012	1.315	2.173	6.530	1.332	3.488	3.505	2.801	(1.039)	0.213	3.104	0.491	3.505

$L = 2.5 \times (1.9 \times Y_2 - Y_1) = 9.98$   
 $L = 6 \times (Y_2 - Y_1) = 8.82$   
 $L \text{ promedio} = 9.40 \text{ m}$   
 $9.40 \text{ m}$  Redondeado



### 4.4.3. CONTROL DE INFILTRACIÓN

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

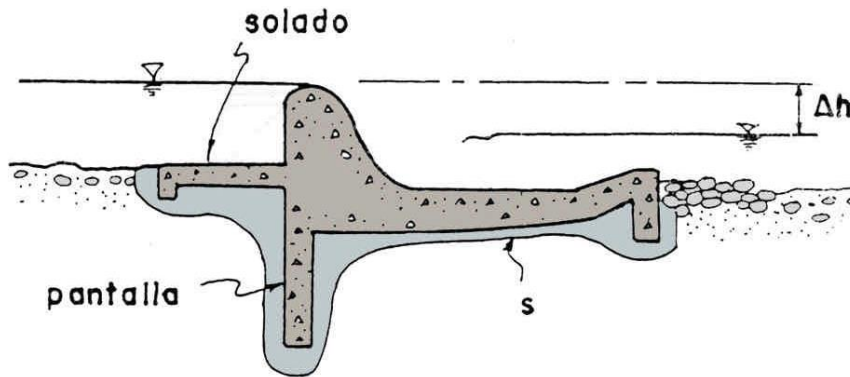


Figura 44: Camino de la percolación  
Fuente: Apuntes de Clase Diseño Hidráulico.

E.W. Lane planteo la siguiente expresión empírica:

$$Lw = \sum L_v + \sum \frac{L_H}{3} > C_L \Delta h$$

- $Lw$  : Longitud del camino de percolación
- $L_v$  : Longitud de ruptura vertical (con inclinaciones  $>45^\circ$ )
- $L_H$  : Longitud de ruptura horizontal (con inclinaciones  $<45^\circ$ )
- $C_L$  : Coeficiente de Lane
- $\Delta h$  : carga hidráulica sobre la estructura

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

Tabla 31: Coeficientes de Lane

Podemos armar el siguiente gráfico:

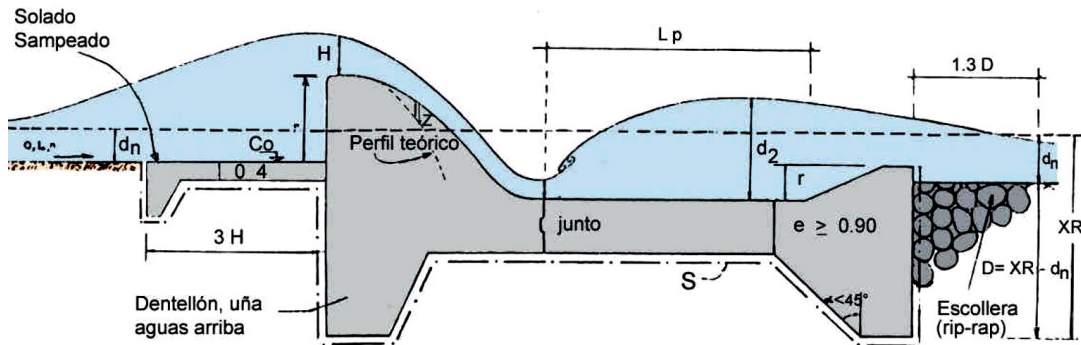


Figura 45: Croquis de solado – datos.  
Fuente: Alfredo Mansen Valderrama.

$$\Delta h = Cc + H - (Cr + dn) = (63.00 + 2.00) + 2.50 - (62.50 + 2.8703) = 2.13 \text{ m.}$$

$$\Delta h = 2.13 \text{ m.}$$

$$C_L * \Delta h = 5 * 1.2677 = 10.65 \text{ m.}$$

$$L_w = 2.2 + \frac{25.50}{3} = 10.70 > C_L * \Delta h$$

$$10.70 > 10.65 \quad \text{¡ok!}$$

#### 4.4.4. LONGITUD DE ESCOLLERA

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

$$L_s = L_t - L_o$$

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

$$L_o = 0.60CD^{1/2}$$

$$L_s = 0.60C * \sqrt{D_1} (1.12 \sqrt{\frac{q * Db}{D_1}} - 1)$$

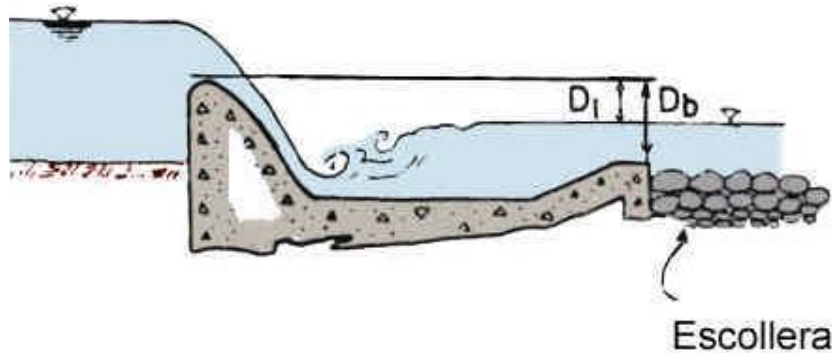


Figura 46: Escollera al final del colchón disipador.  
Fuente: Alfredo Mansen Valderrama.

- L<sub>s</sub>*: longitud de escollera  
*C*: coeficiente de Bligh ( )  
*D<sub>1</sub>*: altura  
*D<sub>b</sub>*: altura comprendida entre la cota del extremo de aguas abajo del colchón disipador y la cota de la cresta del barraje (m)  
*q*: avenida de diseño por unidad de longitud del vertedero.

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

Tabla 32: Coeficientes de Bligh C

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

$$L_s = L_T - L_0$$

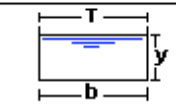
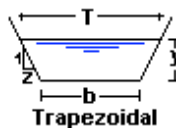
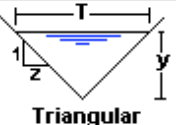
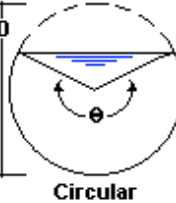

$$L_T = 0.67(1.00 * 8.70)^{1/2} = 1.9762 \text{ m}$$

#### 4.5. CANAL DE DERIVACION

##### 4.5.1. ELEMENTOS GEOMETRICOS DE UNA SECCION DE CANAL.

Los elementos geométricos son propiedades de una sección de canal que pueden ser definidos por completo por la geometría de la sección y la profundidad de flujo. Para secciones regulares y simples, los elementos geométricos pueden expresarse

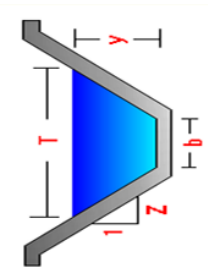
matemáticamente en términos de laprofundidad de flujo y de otras dimensiones de la sección, pero para secciones complicadas y secciones de corrientes naturales, no se pueden prepararse curvas que representen la relación entre estos elementos y la profundidad de de flujo para uso en cálculos hidráulicos.

Tipo de sección	Área A (m <sup>2</sup> )	Perímetro mojado P (m)	Radio hidráulico Rh (m)	Espejo de agua T (m)
 Rectangular	$by$	$b+2y$	$\frac{by}{b+2y}$	$b$
 Trapezoidal	$(b+zy)y$	$b+2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{(b+zy)y}{b+2y\sqrt{1+z^2}}$	$b + 2zy$
 Triangular	$zy^2$	$2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{zy}{2\sqrt{1+z^2}}$	$2zy$
 Circular	$\frac{(\theta-\text{sen}\theta)D^2}{8}$	$\frac{\theta D}{2}$	$(1-\frac{\text{sen}\theta}{\theta})\frac{D}{4}$	$\frac{(\text{sen}\frac{\theta}{2})D}{2\sqrt{y(D-y)}}$
 Parabólica	$2/3 Ty$	$T + \frac{8y^2}{3T}$	$\frac{2T^2y}{3T+8y^2}$	$\frac{3A}{2y}$

Elementos geométricos de Seccion de Canal  
Fuente: Ven TeChow

**Proyecto:** Mejoramiento del Sistema Ensenada  
**Ubicación:**  
**Departamento:** Arequipa **Provincia:** Islay **Distrito:** Cocachacra **Lugar:** Cocachacra

**CARACTERÍSTICAS HIDRAULICAS Y GEOMÉTRICAS DE CANAL DE SECCION ABIERTO**



- Q = Caudal en m<sup>3</sup>/s
- b = Ancho solera en m.
- Z = Talud.
- n = Rugosidad.
- S = Pendiente en mín.
- Y = Trámite hidráulico en m.
- H = Altura de Canal en m.

TIPO	b (m)	B (m)	H (m)	z	e (m)	n	L (m)
Concreto	2.00	-	1.20	1.000	0.10	0.014	5,892.90
<b>Longitud Total</b>							<b>5,892.90</b>

TIPO DE REVESTIMIENTO	
Tierra	0.035
Concreto	0.014
Emboq.	0.025

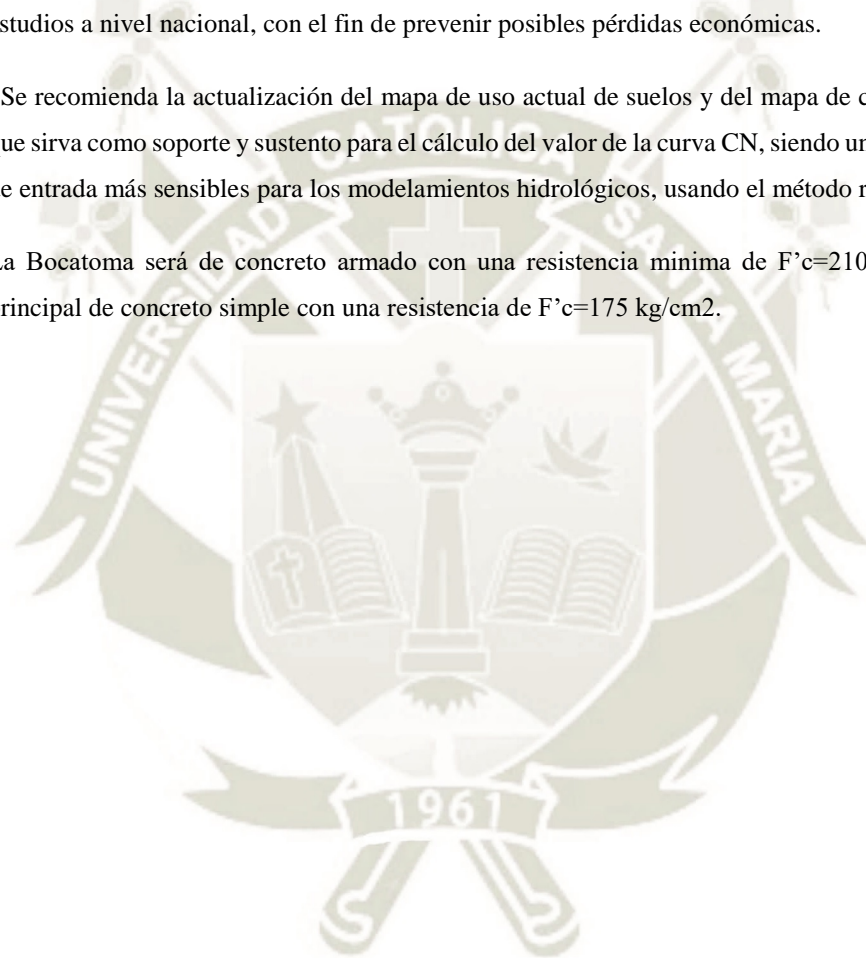
TRAMO	Long. (m)	TIPO	Q (m <sup>3</sup> /s)	b (m)	Z	n	S	Y (m)	A (m <sup>2</sup> )	T (m)	F	P (m)	R (m)	V (m/s)	E (m-hg/kg)	f	H' (m)	H asumido (m)	Flujo	Tipo de Revestimiento	ESPESOR (m)	Tipo de Canal	OBRAS HIDRAULICAS PLANTEADAS
0+00 al 0+340	340.00	Concreto	4.4230	2.00	1.00	0.014	0.0060	0.5692	1.4625	3.1385	1.4145	3.6101	0.4051	3.0242	1.0354	0.190	0.759	1.20	Superfítico	Concreto	0.10	C'S <sup>2</sup> f=40 kg/cm <sup>2</sup>	
0+340 al 0+720	380.00	Concreto	4.4230	2.00	1.00	0.014	0.0057	0.5780	1.4901	3.1560	1.3751	3.6349	0.4100	2.9682	1.0271	0.193	0.771	1.20	Superfítico	Concreto	0.10	C'S <sup>2</sup> f=40 kg/cm <sup>2</sup>	
0+720 al 1+160	440.00	Concreto	4.4230	2.00	1.00	0.014	0.0073	0.5372	1.3631	3.0745	1.5559	3.5195	0.3873	3.2448	1.0739	0.179	0.716	1.20	Superfítico	Concreto	0.10	C'S <sup>2</sup> f=40 kg/cm <sup>2</sup>	
1+160 al 1+600	440.00	Concreto	4.4230	2.00	1.00	0.014	0.0056	0.5792	1.4939	3.1584	1.3745	3.6382	0.4105	2.9608	1.0260	0.193	0.772	1.20	Superfítico	Concreto	0.10	C'S <sup>2</sup> f=40 kg/cm <sup>2</sup>	
1+600 al 2+000	400.00	Concreto	4.4230	2.00	1.00	0.014	0.0060	0.5679	1.4583	3.1358	1.4201	3.6062	0.4044	3.0331	1.0368	0.189	0.757	1.20	Superfítico	Concreto	0.10	C'S <sup>2</sup> f=40 kg/cm <sup>2</sup>	
2+000 al 2+420	420.00	Concreto	4.4230	2.00	1.00	0.014	0.0049	0.6034	1.5710	3.2069	1.2843	3.7068	0.4238	2.8154	1.0074	0.201	0.805	1.20	Superfítico	Concreto	0.10	C'S <sup>2</sup> f=40 kg/cm <sup>2</sup>	
2+420 al 3+040	620.00	Concreto	4.4230	2.00	1.00	0.014	0.0051	0.5865	1.5489	3.1931	1.3090	3.6873	0.4201	2.8555	1.0121	0.199	0.795	1.20	Superfítico	Concreto	0.10	C'S <sup>2</sup> f=40 kg/cm <sup>2</sup>	
3+040 al 3+740	700.00	Concreto	4.4230	2.00	1.00	0.014	0.0041	0.6347	1.6722	3.2694	1.1808	3.7951	0.4405	2.6451	0.9913	0.212	0.846	1.20	Superfítico	Concreto	0.10	C'S <sup>2</sup> f=40 kg/cm <sup>2</sup>	
3+740 al 4+360	620.00	Concreto	4.4230	2.00	1.00	0.014	0.0020	0.7825	2.1774	3.5651	0.8298	4.2134	0.5168	2.0313	0.9228	0.261	1.043	1.20	Subfítico	Concreto	0.10	C'S <sup>2</sup> f=40 kg/cm <sup>2</sup>	
4+360 al 4+660	300.00	Concreto	4.4230	2.00	1.00	0.014	0.0032	0.6824	1.8304	3.3648	1.0460	3.9301	0.4657	2.4164	0.9800	0.227	0.910	1.20	Superfítico	Concreto	0.10	C'S <sup>2</sup> f=40 kg/cm <sup>2</sup>	
4+660 al 5+120	460.00	Concreto	4.4230	2.00	1.00	0.014	0.0017	0.8131	2.2875	3.6263	0.7773	4.2939	0.5320	1.9335	1.0037	0.271	1.084	1.20	Subfítico	Concreto	0.10	C'S <sup>2</sup> f=40 kg/cm <sup>2</sup>	
5+120 al 5+892.9	772.90	Concreto	4.4230	2.00	1.00	0.014	0.0016	0.8213	2.3172	3.6427	0.7641	4.3231	0.5360	1.9087	1.0070	0.274	1.085	1.20	Subfítico	Concreto	0.10	C'S <sup>2</sup> f=40 kg/cm <sup>2</sup>	

## CONCLUSIONES

1. Para el análisis de máximas avenidas, 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 de caudal de diseño, en este proyecto se han utilizado información de 23 años de registro.
2. Las distribuciones utilizadas para el Análisis de Máxima Avenidas Fueron los métodos de Gumbel, Nash y Levediev.
3. Se ha obtenido que en el periodo de análisis de 50 años, se infiere una máxima descarga de 1,006.08 m<sup>3</sup>/s.
4. Según el Balance Hidrico para beneficiar a 2,517.45 Has se requiere un caudal de captación de 4.423 m<sup>3</sup>/s.
5. Los componentes diseñados de la bocatoma tienen que ver con el caudal de demanda o captación y el caudal de diseño, para obtener un ancho de barraje de 104.00 m, la socavación de acuerdo con el diseño es de 23cm, la rugosidad del cauce es de 0.0805.
6. La bocatoma Ensenada está diseñando para una caudal máximo de 1006.08 m<sup>3</sup>/s por encima del barraje, y una captación de 4.423 m<sup>3</sup>/s por la ventana de captación.
7. Se harán 02 ventanas de captación de 2.50 m de largo por 1.20 de alto, la altura del barraje es de 2.00 m., se generará un perfil tipo Creager. El ancho de canal de limpia es de 11.60m, longitud del colchón dissipador es de 9.40 m, teniendo una longitud total de la estructura de dissipación es de 10.95m., longitud de escollera 1.97m
8. La elección del tipo de Bocatoma propuesta es Mixta de C°A° y C°C° de altura total de 4.50 m.
9. De los resultados de la Geología y Geotecnia se establece: los suelos son aptos para resistir satisfactoriamente el emplazamiento de la presa Ensenada.
10. Se ha elegido una sección trapezoidal en el canal principal con una longitud de 5.89 km. con pendientes moderadas de 1.6/1,000 y 7.3/1,000.

## RECOMENDACIONES

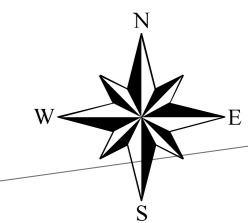
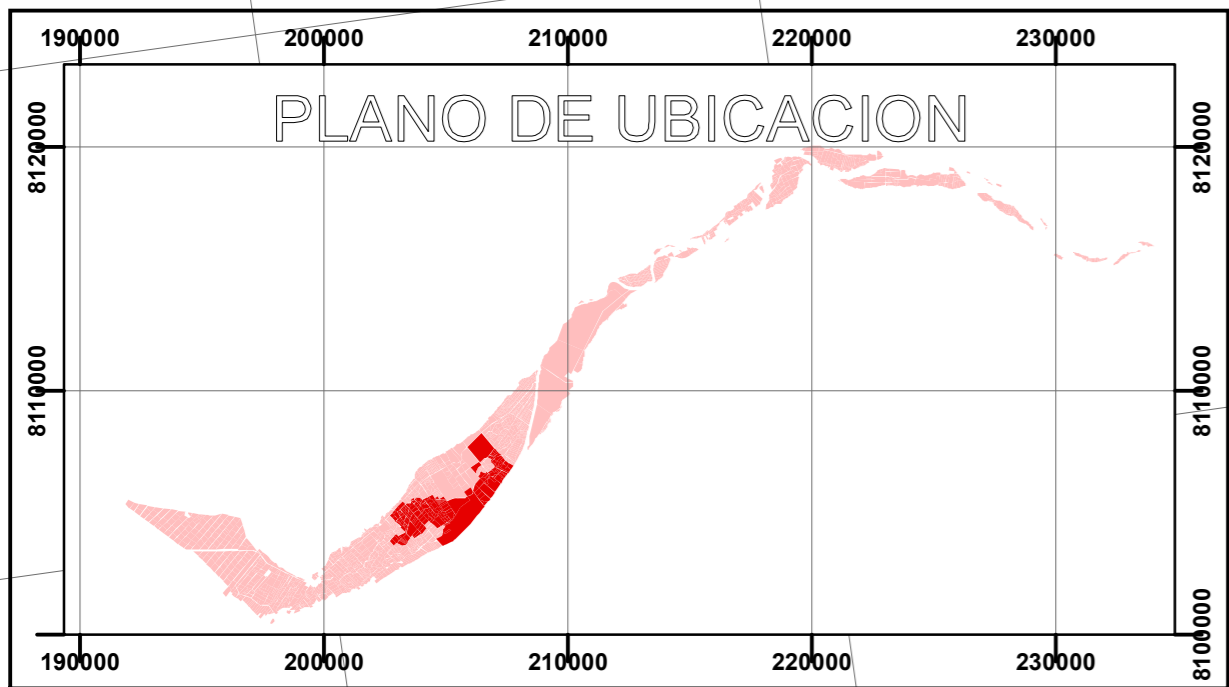
1. Para poder obtener datos mas exactos de caudal de diseño se debe de contar con mas estaciones pluviométricas a lo largo del rio tambo.
2. Se recomienda a los gobiernos distritales y regionales, considerar dichos cálculos de caudales y niveles de máximas avenidas para la construcción de la bocatoma y defensas ribereñas en el tramo en estudio y continuar los estudios en las zonas más críticas que han sido identificadas en otros estudios a nivel nacional, con el fin de prevenir posibles pérdidas económicas.
3. Se recomienda la actualización del mapa de uso actual de suelos y del mapa de cobertura vegetal, que sirva como soporte y sustento para el cálculo del valor de la curva CN, siendo uno de las variables de entrada más sensibles para los modelamientos hidrológicos, usando el método racional.
4. La Bocatoma será de concreto armado con una resistencia mínima de  $F'c=210 \text{ kg/cm}^2$  y canal principal de concreto simple con una resistencia de  $F'c=175 \text{ kg/cm}^2$ .



## FUENTES DE INFORMACION

1. M.C. Guillermo Benjamín Pérez Morales, DR. Jesus Alberto Rodriguez Castro, CastroM.I. Juan Pablo Molina Aguilar. (2010). Ingeniería de Rios. Universisas Michoacana de San Nicolas de Hidalgo.
2. Fatorelli. Sergio y C. Fernandez, Pedro. (2011). Diseño Hidrológico. España: Edicion Digital, WASA-GN.
3. Mansen Valderrama, Alfredo. (2010). Diseño de bocatomas. Lima, Perú: Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil, Departamento Académico de Hidráulica E Hidrología.
4. Aparicio, Francisco (2008) Fundamento de Hidrologia de Superficie: Editorial Limusa. Mexico D.F.
5. Chow, Ven Te. (1982). Hidráulica de los canales abiertos. México: Editorial Mc Graw Hill.
6. Chereque Moran Wendor. (1989). Hidrología para estudiantes de ingeniería civil. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú, obra auspiciada por CONCYTEC.
7. Perez Campomanes, Giovene. (2015). Manual de Hidrologia Aplicada. Lima
8. Perez Campomanes, Giovene. (2014). Ingenieria Hidraulica. Lima.
9. Martinez, G. (2006). Fundamentos de Hidrogeologia. Editorial Mudi. Prensa.
10. Monsalve, G. (2006). Hidrologia en la Ingenieria. Colombia: Editorial Escuela Colombiana de Ingenieria.
11. Villon, B. M. (2005). HidroEsta, software para cálculos hidrológicos. Revista Trimestral Tecnología en marcha del Tecnológico de Costa Rica.
12. Chow, V. (1994). Hidrología Aplicada. México: Editorial Mc Graw Hill.

# C.R. ENSENADA

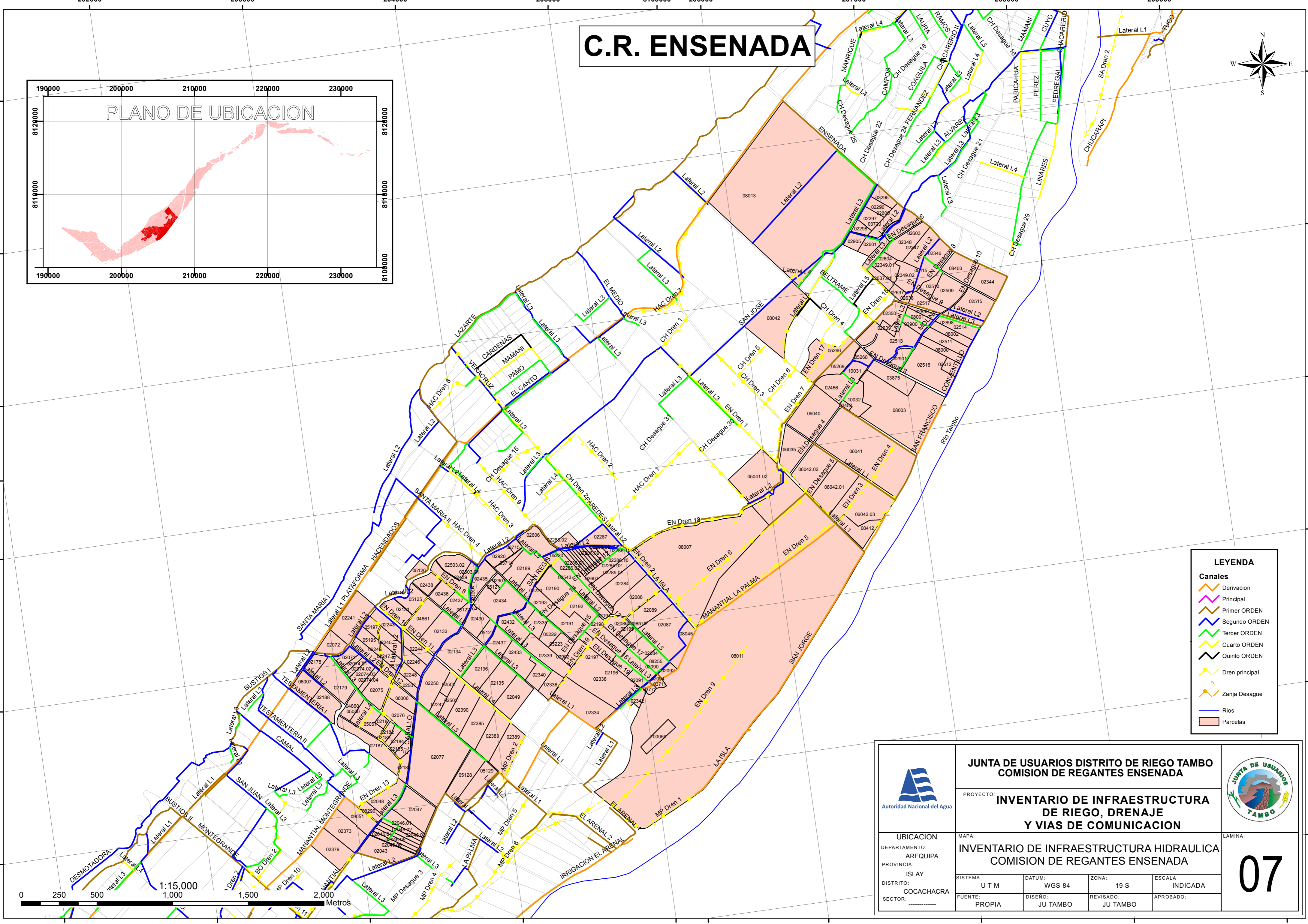
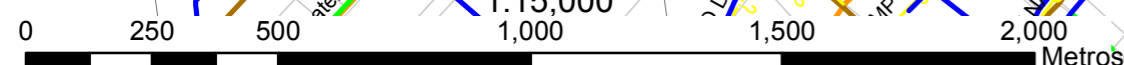


**LEYENDA**

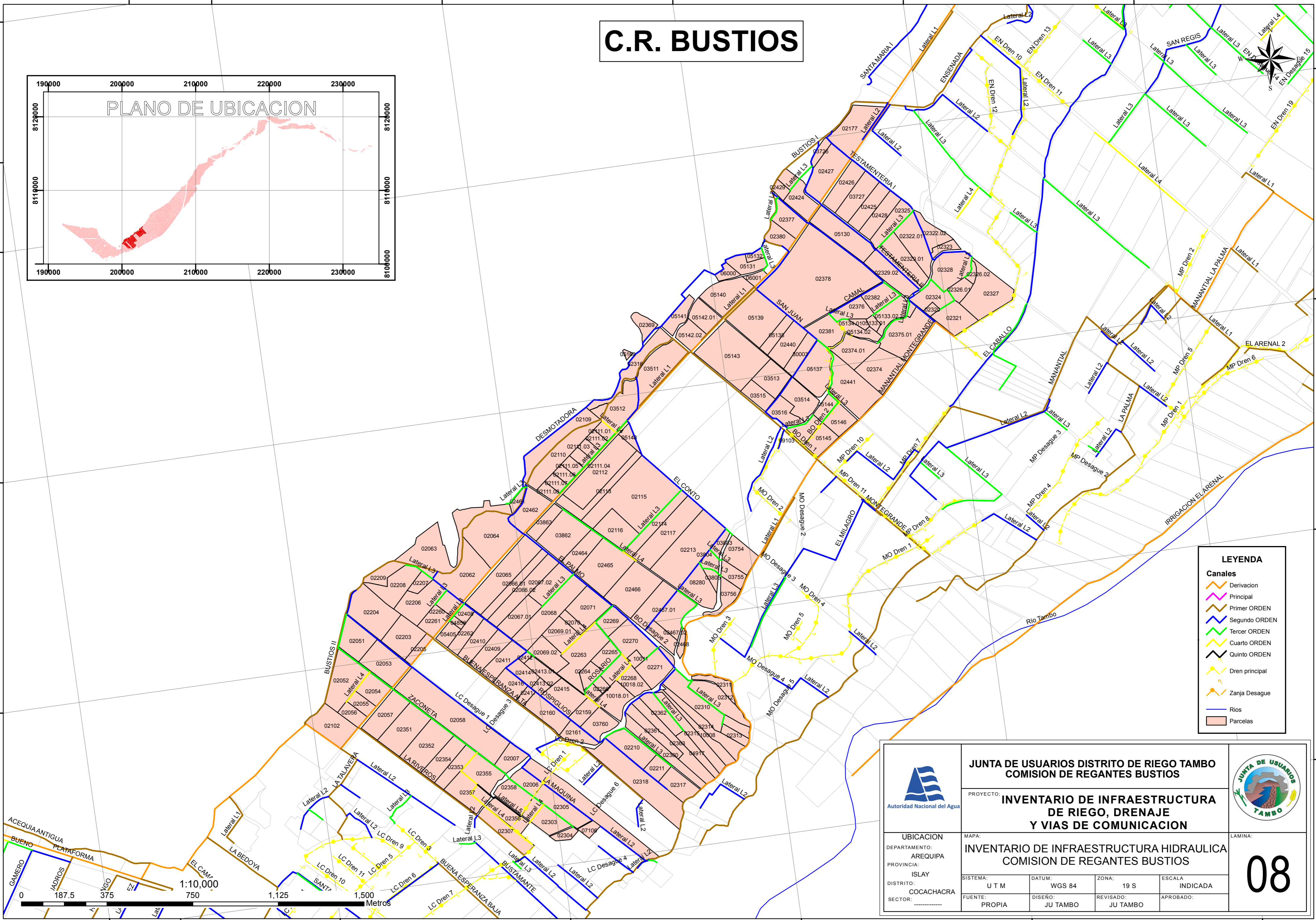
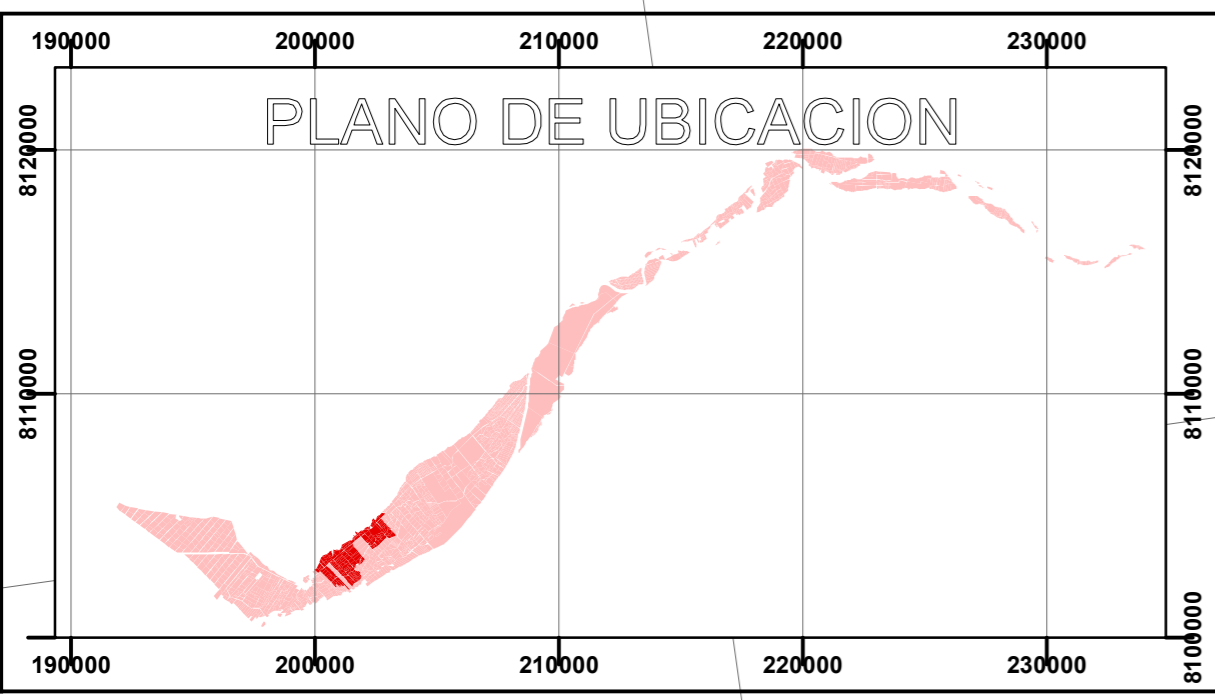
**Canales**

- Derivacion
- Principal
- Primer ORDEN
- Segundo ORDEN
- Tercer ORDEN
- Cuarto ORDEN
- Quinto ORDEN
- Dren principal
- Zanja Desague
- Rios
- Parcelas

<p>Autoridad Nacional del Agua</p>	<p><b>JUNTA DE USUARIOS DISTRITO DE RIEGO TAMBO</b> <b>COMISION DE REGANTES ENSENADA</b></p>				
	<p>PROYECTO: <b>INVENTARIO DE INFRAESTRUCTURA DE RIEGO, DRENAJE Y VIAS DE COMUNICACION</b></p>				
<p>UBICACION</p> <p>DEPARTAMENTO: AREQUIPA</p> <p>PROVINCIA: ISLAY</p> <p>DISTRITO: COCACHACRA</p> <p>SECTOR: .....</p>		<p>MAPA: <b>INVENTARIO DE INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA COMISION DE REGANTES ENSENADA</b></p>		<p>LAMINA: <b>07</b></p>	
<p>SISTEMA: U T M</p> <p>FUENTE: PROPIA</p>		<p>DATUM: WGS 84</p> <p>DISENO: JU TAMBO</p>		<p>ZONA: 19 S</p> <p>REVISADO: JU TAMBO</p>	
		<p>ESCALA: INDICADA</p>		<p>APROBADO:</p>	



# C.R. BUSTIOS

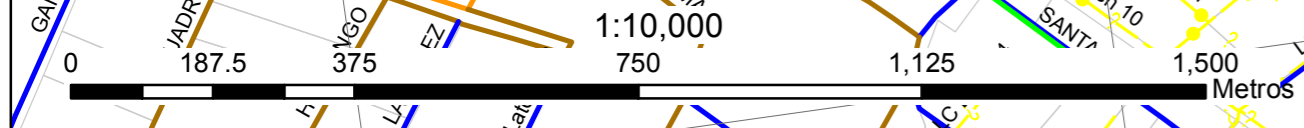


**LEYENDA**

**Canales**

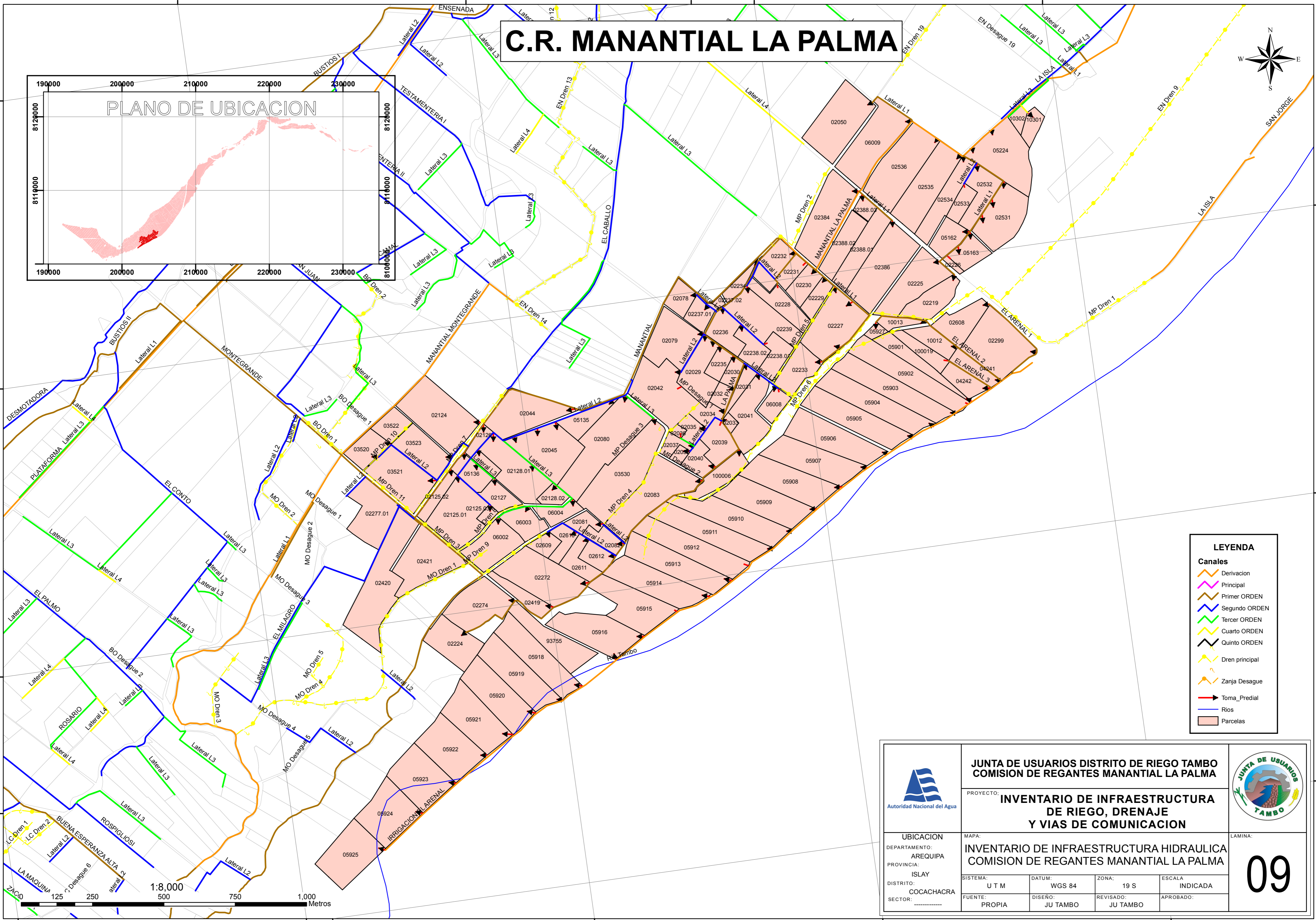
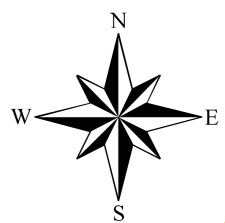
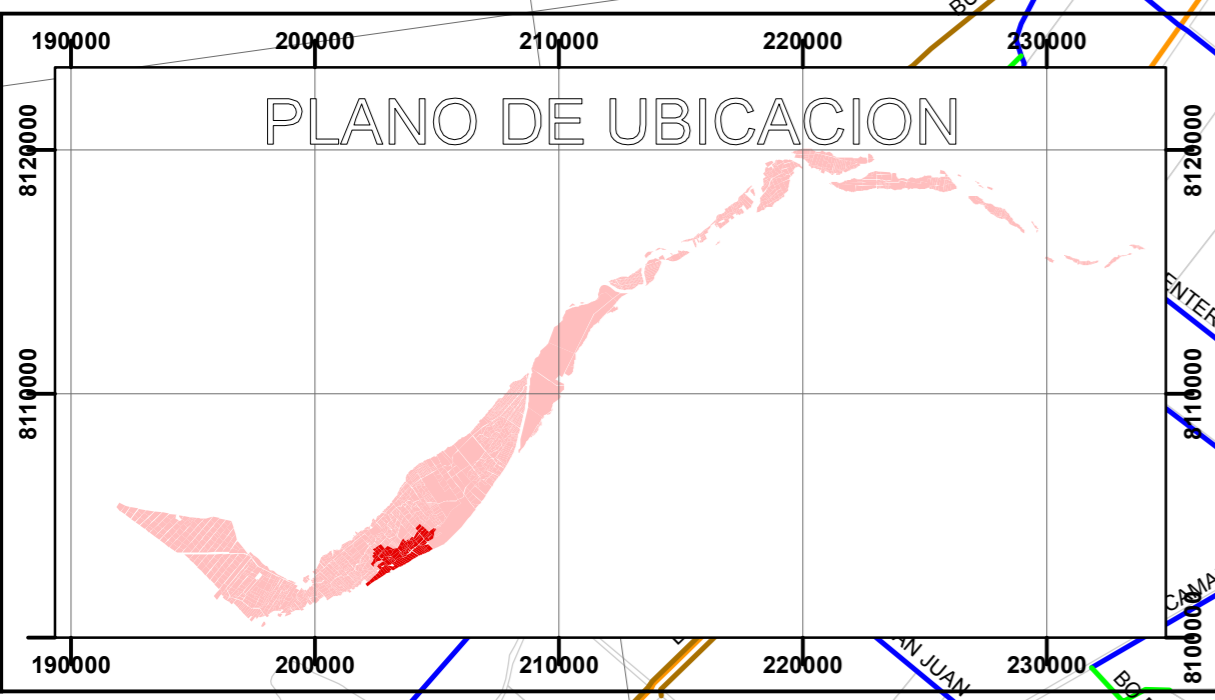
- Derivacion
- Principal
- Primer ORDEN
- Segundo ORDEN
- Tercer ORDEN
- Cuarto ORDEN
- Quinto ORDEN
- Dren principal
- Zanja Desague
- Rios
- Parcelas

<p>Autoridad Nacional del Agua</p>	<p><b>JUNTA DE USUARIOS DISTRITO DE RIEGO TAMBO</b> <b>COMISION DE REGANTES BUSTIOS</b></p>			<p>JUNTA DE USUARIOS TAMBO</p>
	<p>PROYECTO: <b>INVENTARIO DE INFRAESTRUCTURA DE RIEGO, DRENAJE Y VIAS DE COMUNICACION</b></p>			
<p>UBICACION</p> <p>DEPARTAMENTO: AREQUIPA</p> <p>PROVINCIA: ISLAY</p> <p>DISTRITO: COCACACHRA</p> <p>SECTOR: .....</p>	<p>MAPA: <b>INVENTARIO DE INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA COMISION DE REGANTES BUSTIOS</b></p>			<p>LAMINA: <b>08</b></p>
	<p>SISTEMA: U T M</p> <p>FUENTE: PROPIA</p>	<p>DATUM: WGS 84</p> <p>DISENO: JU TAMBO</p>	<p>ZONA: 19 S</p> <p>REVISADO: JU TAMBO</p>	<p>ESCALA: INDICADA</p> <p>APROBADO:</p>



199000 8102000 200000 201000 202000 203000 204000

# C.R. MANANTIAL LA PALMA



**LEYENDA**

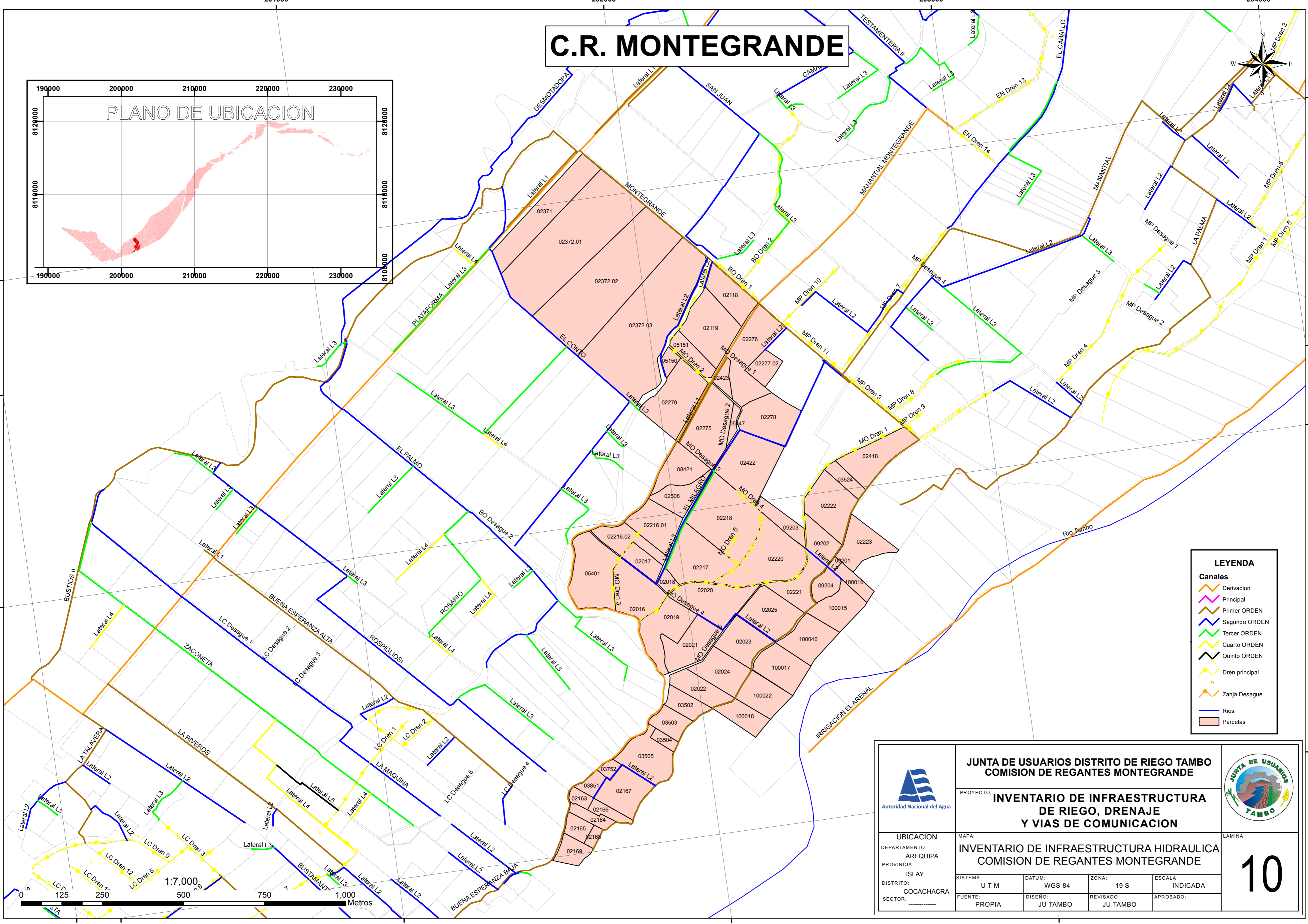
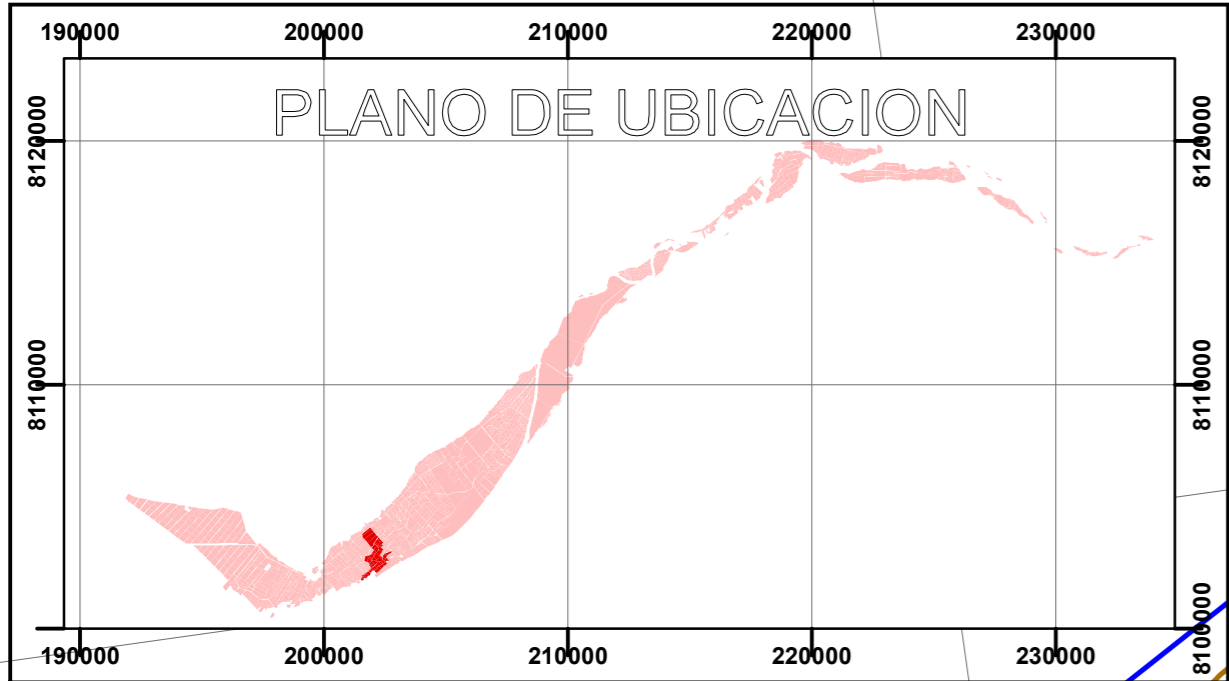
**Canales**

- Derivacion
- Principal
- Primer ORDEN
- Segundo ORDEN
- Tercer ORDEN
- Cuarto ORDEN
- Quinto ORDEN
- Dren principal
- Zanja Desague
- Toma\_Predial
- Rios
- Parcelas



	<b>JUNTA DE USUARIOS DISTRITO DE RIEGO TAMBO</b> <b>COMISION DE REGANTES MANANTIAL LA PALMA</b>			
	PROYECTO: <b>INVENTARIO DE INFRAESTRUCTURA DE RIEGO, DRENAJE Y VIAS DE COMUNICACION</b>			
UBICACION DEPARTAMENTO: AREQUIPA PROVINCIA: ISLAY DISTRITO: COCACHACRA SECTOR:	MAPA: <b>INVENTARIO DE INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA</b> <b>COMISION DE REGANTES MANANTIAL LA PALMA</b>	LAMINA: <div style="font-size: 2em; font-weight: bold; text-align: center;">09</div>		
	SISTEMA: U T M FUENTE: PROPIA	DATUM: WGS 84 DISEÑO: JU TAMBO	ZONA: 19 S REVISADO: JU TAMBO	ESCALA: INDICADA APROBADO:

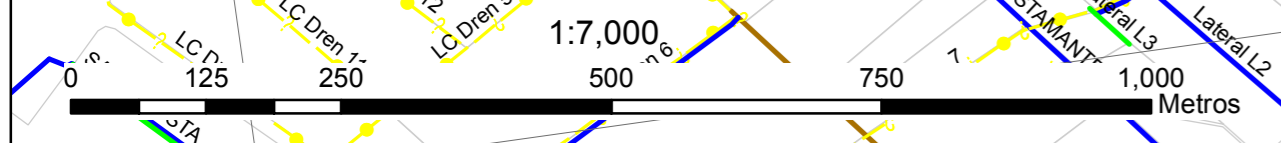
# C.R. MONTEGRANDE



**LEYENDA**

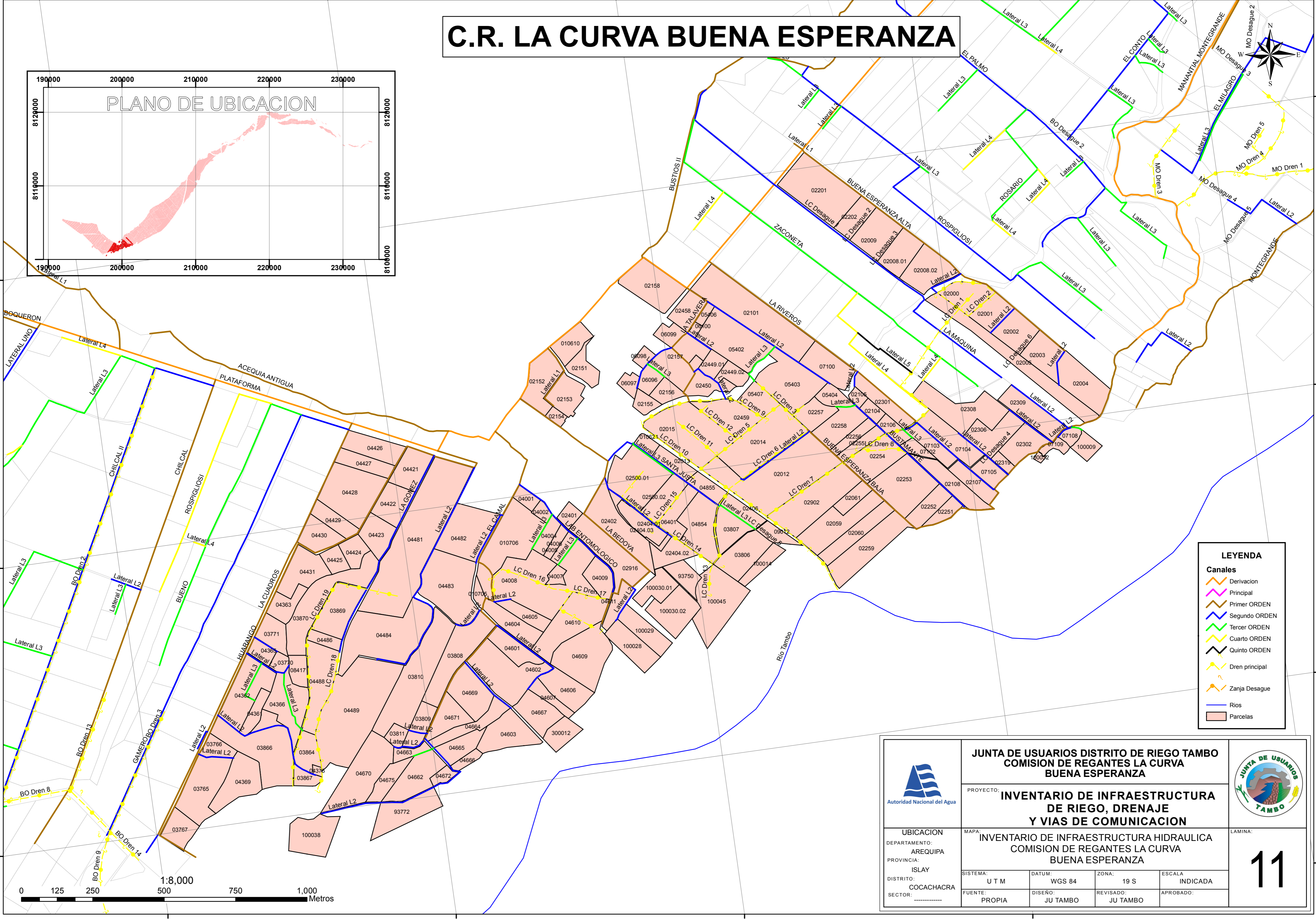
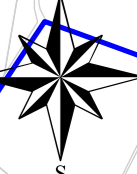
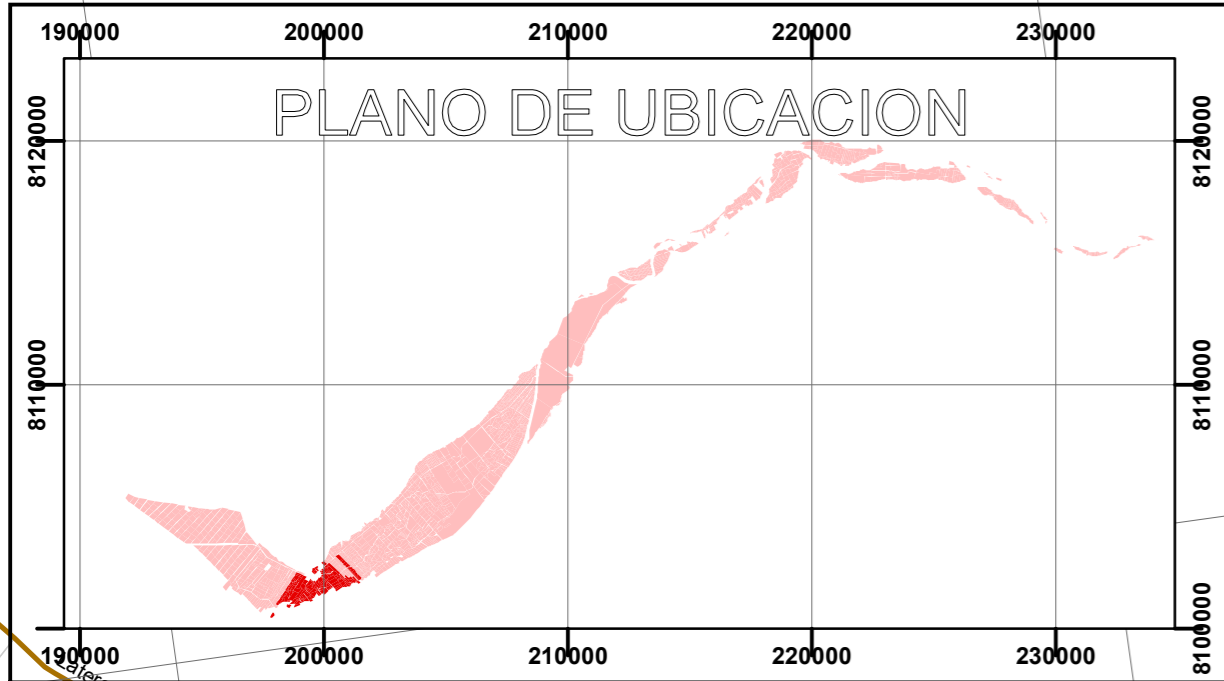
**Canales**

- Derivacion
- Principal
- Primer ORDEN
- Segundo ORDEN
- Tercer ORDEN
- Cuarto ORDEN
- Quinto ORDEN
- Dren principal
- Zanja Desague
- Rios
- Parcelas



<p>Autoridad Nacional del Agua</p>	<p><b>JUNTA DE USUARIOS DISTRITO DE RIEGO TAMBO</b> <b>COMISION DE REGANTES MONTEGRANDE</b></p>				<p>JUNTA DE USUARIOS TAMBO</p>
	<p>PROYECTO: <b>INVENTARIO DE INFRAESTRUCTURA DE RIEGO, DRENAJE Y VIAS DE COMUNICACION</b></p>				
<p>UBICACION</p> <p>DEPARTAMENTO: AREQUIPA</p> <p>PROVINCIA: ISLAY</p> <p>DISTRITO: COCACHACRA</p> <p>SECTOR: -----</p>		<p>MAPA:</p> <p><b>INVENTARIO DE INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA</b> <b>COMISION DE REGANTES MONTEGRANDE</b></p>		<p>LAMINA:</p> <p><b>10</b></p>	
<p>SISTEMA: U T M</p> <p>FEUENTE: PROPIA</p>		<p>DATUM: WGS 84</p> <p>DISENO: JU TAMBO</p>		<p>ZONA: 19 S</p> <p>REVISADO: JU TAMBO</p>	
		<p>ESCALA: INDICADA</p>		<p>APROBADO:</p>	

# C.R. LA CURVA BUENA ESPERANZA



**LEYENDA**

**Canales**

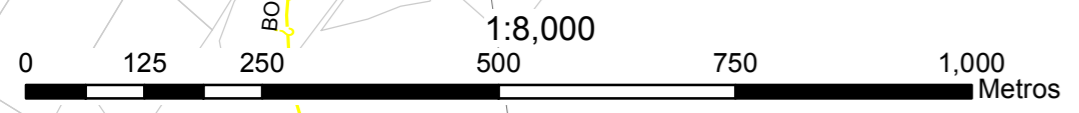
- Derivacion
- Principal
- Primer ORDEN
- Segundo ORDEN
- Tercer ORDEN
- Cuarto ORDEN
- Quinto ORDEN

**Drenaje**

- Dren principal
- Zanja Desague

**Otros**

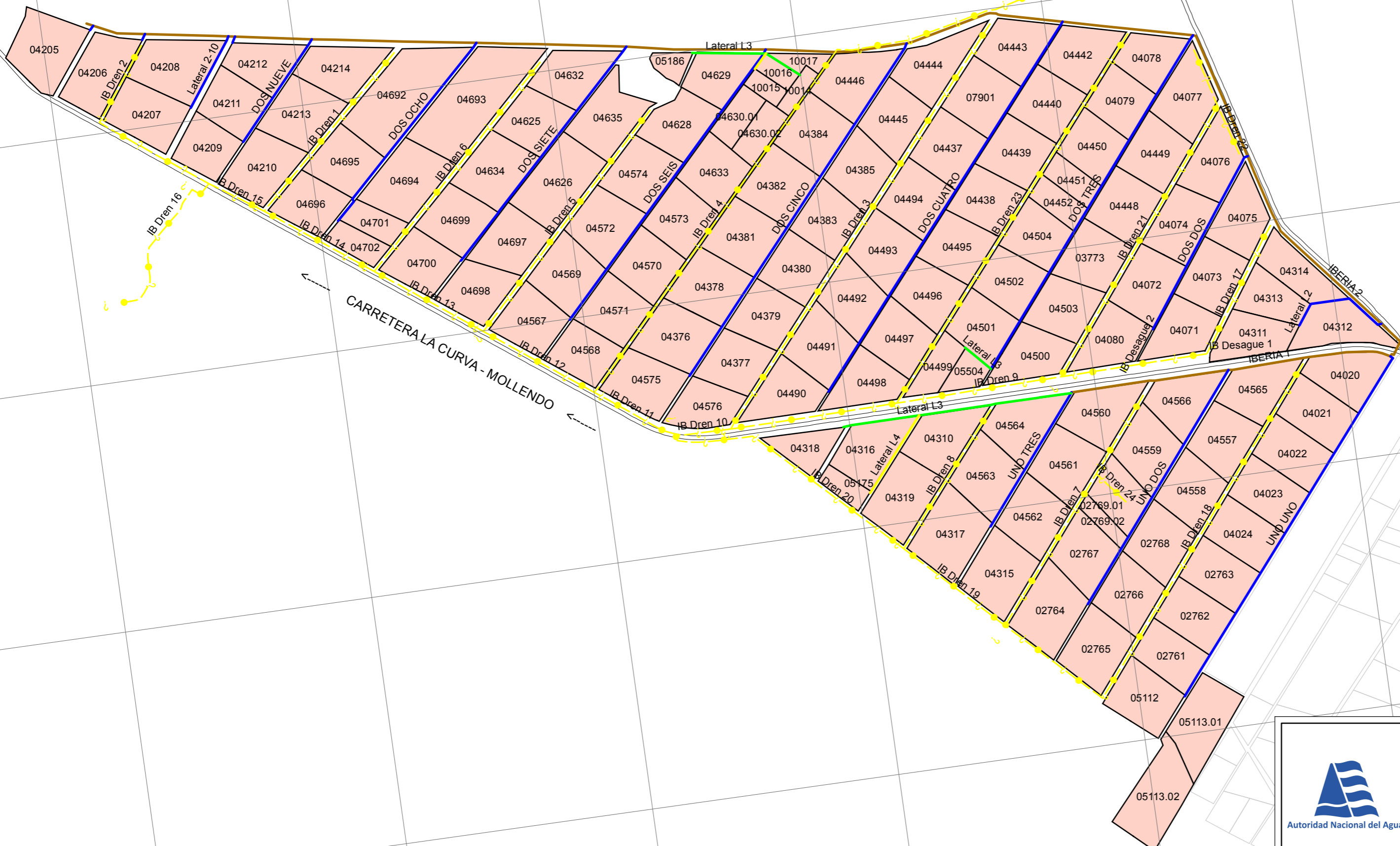
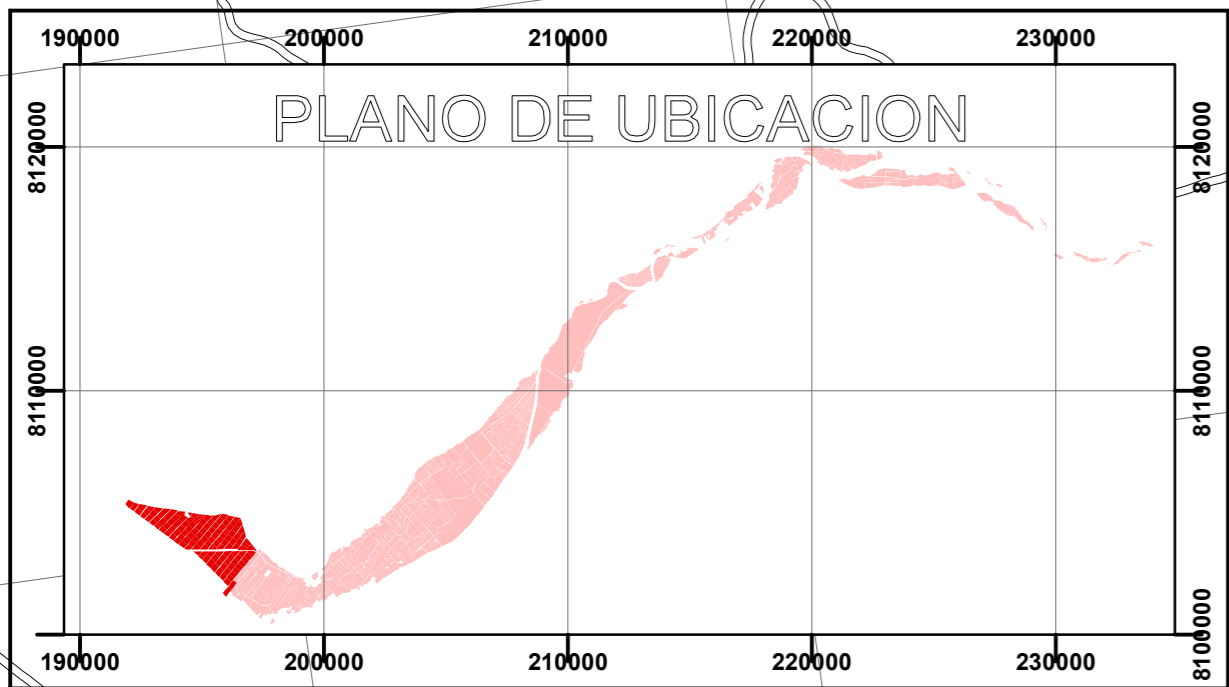
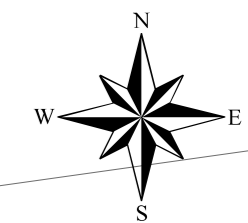
- Rios
- Parcelas



<p>Autoridad Nacional del Agua</p>	<p><b>JUNTA DE USUARIOS DISTRITO DE RIEGO TAMBO</b>  <b>COMISION DE REGANTES LA CURVA BUENA ESPERANZA</b></p>				
	<p>PROYECTO: <b>INVENTARIO DE INFRAESTRUCTURA DE RIEGO, DRENAJE Y VIAS DE COMUNICACION</b></p>				
UBICACION DEPARTAMENTO: AREQUIPA PROVINCIA: ISLAY DISTRITO: COCACHACRA SECTOR:	MAPA: <b>INVENTARIO DE INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA COMISION DE REGANTES LA CURVA BUENA ESPERANZA</b>				LAMINA:
SISTEMA: U T M FUENTE: PROPIA	DATUM: WGS 84 DISEÑO: JU TAMBO	ZONA: 19 S REVISADO: JU TAMBO	ESCALA: INDICADA APROBADO:		<p style="font-size: 2em; font-weight: bold;">11</p>

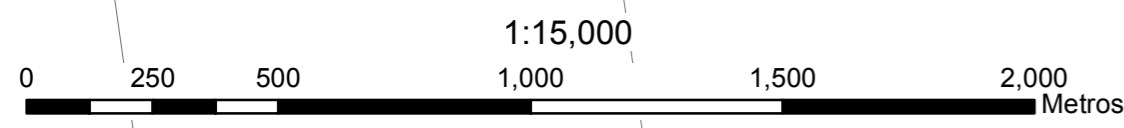


# C.R. IBERIA



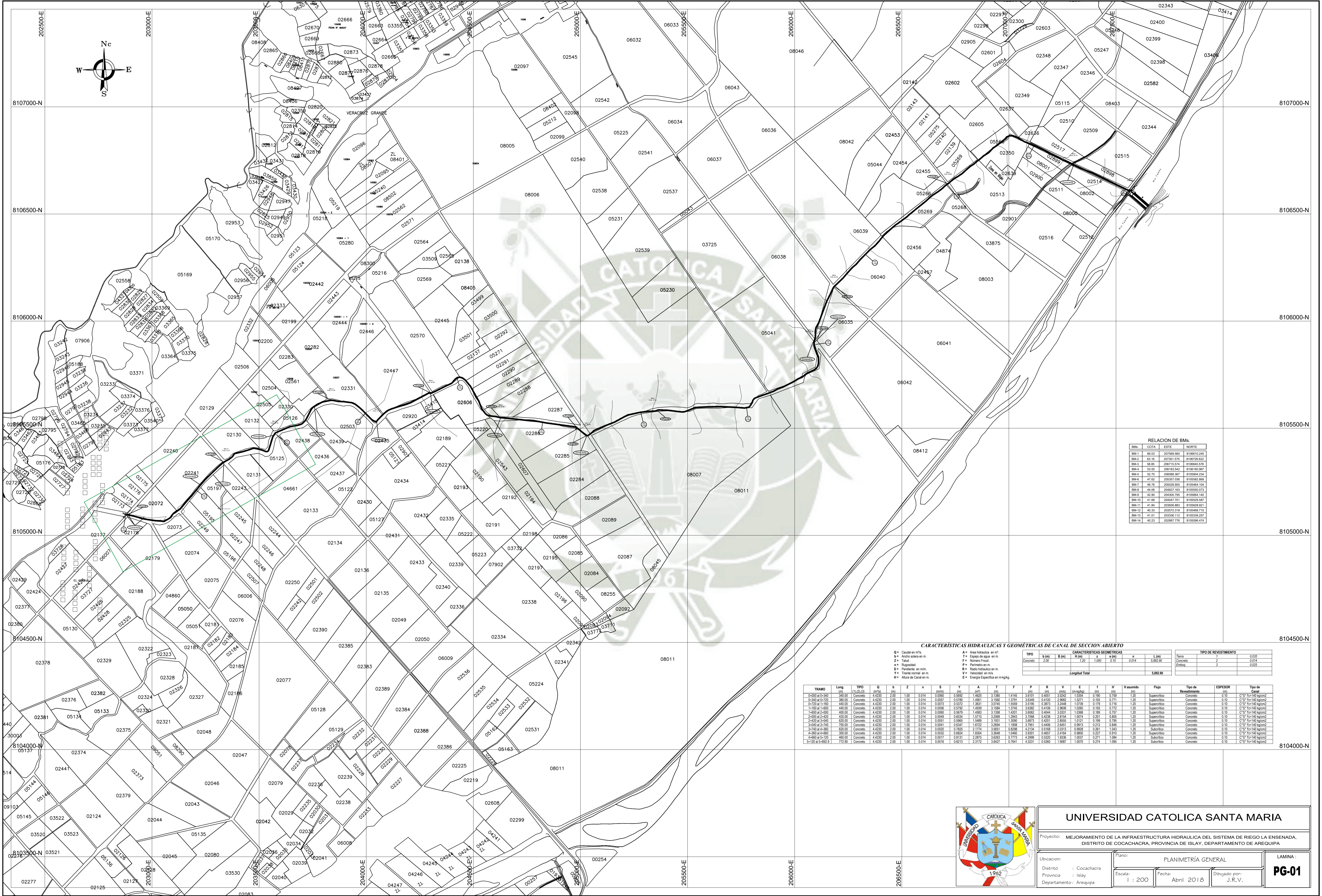
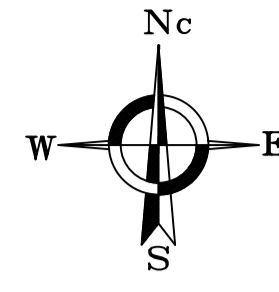
**LEYENDA**

- Canales
  - Derivacion
  - Principal
  - Primer ORDEN
  - Segundo ORDEN
  - Tercer ORDEN
  - Cuarto ORDEN
  - Quinto ORDEN
- Dren principal
- Zanja Desague
- Rios
- Parcelas
- Vias



 Autoridad Nacional del Agua	<b>JUNTA DE USUARIOS DISTRITO DE RIEGO TAMBO</b> <b>COMISION DE REGANTES IBERIA</b>			
	PROYECTO: <b>INVENTARIO DE INFRAESTRUCTURA DE RIEGO, DRENAJE Y VIAS DE COMUNICACION</b>			
UBICACION DEPARTAMENTO: AREQUIPA PROVINCIA: ISLAY DISTRITO: COCACHACRA SECTOR:	MAPA: <b>INVENTARIO DE INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA COMISION DE REGANTES IBERIA</b>			LAMINA: <b>13</b>
SISTEMA: U T M FUENTE: PROPIA	DATUM: WGS 84 DISEÑO: JU TAMBO	ZONA: 19 S REVISADO: JU TAMBO	ESCALA: INDICADA APROBADO:	





**RELACION DE BMs**

BM#	COTA	ESTE	NORTE
BM-1	69.03	20798.50	810610.245
BM-2	63.16	207301.575	8106726.622
BM-3	58.85	206715.574	8106640.578
BM-4	53.55	206183.542	8106500.987
BM-5	52.70	206088.367	8106004.234
BM-6	47.62	205357.008	8105582.889
BM-7	46.78	205029.865	8105454.124
BM-8	44.08	204627.163	8105050.073
BM-9	42.90	204300.795	8104664.140
BM-10	41.68	204047.701	8104252.587
BM-11	41.84	203806.863	8103826.623
BM-12	40.33	203572.318	8103485.715
BM-13	41.01	203336.112	8103139.257
BM-14	40.23	203097.776	8102796.474

**CARACTERÍSTICAS HIDRAULICAS Y GEOMÉTRICAS DE CANAL DE SECCION ABIERTO**

- Q = Caudal en m<sup>3</sup>/s
- Q<sub>10</sub> = Aforo superior en m<sup>3</sup>/s
- Z = Talud
- n = Rugosidad
- S = Pendiente en mil.
- V = Fritado normal en mil.
- H = Altura de Canal en m.
- A = Área hidráulica en m<sup>2</sup>
- T = Escojo de agua en m.
- F = Número Froud.
- P = Perímetro en m.
- R = Radio hidráulico en m.
- V = Velocidad en m/s
- E = Energía Específica en m-high<sub>q</sub>

TIPO	B (m)	H (m)	n	L (m)	Forma	TIPO DE REVESTIMIENTO
Concreto	2.00	1.00	0.014	5.892.90	Recto	2 3
Longitud Total					5.892.90	

TRAMO	Long. (m)	TIPO	Q (m <sup>3</sup> /s)	B (m)	H (m)	n	S	V (m/s)	A (m <sup>2</sup> )	T (m)	F	P (m)	R (m)	V (m/s)	E (m-high <sub>q</sub> )	H asumiendo	Flujo	Tipo de Revestimiento	ESPESOR (cm)	Tipo de Canal		
0+00 a 0+340	340.00	Concreto	4.4230	2.00	1.00	0.014	0.0060	0.5692	1.4626	3.1385	1.3791	3.6365	0.4202	2.8662	0.0211	0.193	0.739	1.00	Superfornico	Concreto	0.10	C <sup>25</sup> For-140 lagom <sup>2</sup>
0+340 a 0+720	380.00	Concreto	4.4230	2.00	1.00	0.014	0.0021	0.5790	1.4901	3.1560	1.3791	3.6365	0.4100	2.8662	0.0211	0.193	0.771	1.00	Superfornico	Concreto	0.10	C <sup>25</sup> For-140 lagom <sup>2</sup>
0+720 a 1+160	440.00	Concreto	4.4230	2.00	1.00	0.014	0.0073	0.5372	1.3631	3.0745	1.5558	3.5185	0.3873	3.2448	0.0739	0.179	0.716	1.00	Superfornico	Concreto	0.10	C <sup>25</sup> For-140 lagom <sup>2</sup>
1+160 a 1+600	440.00	Concreto	4.4230	2.00	1.00	0.014	0.0066	0.5362	1.4599	3.1584	1.3742	3.5362	0.4156	2.8669	0.0206	0.193	0.772	1.00	Superfornico	Concreto	0.10	C <sup>25</sup> For-140 lagom <sup>2</sup>
1+600 a 2+000	400.00	Concreto	4.4230	2.00	1.00	0.014	0.0060	0.5679	1.4583	3.1368	1.4201	3.6062	0.4044	3.0331	0.0268	0.189	0.757	1.00	Superfornico	Concreto	0.10	C <sup>25</sup> For-140 lagom <sup>2</sup>
2+000 a 2+400	400.00	Concreto	4.4230	2.00	1.00	0.014	0.0049	0.6034	1.5710	3.2689	1.2843	3.7088	0.4238	2.8154	1.0074	0.201	0.805	1.00	Superfornico	Concreto	0.10	C <sup>25</sup> For-140 lagom <sup>2</sup>
2+400 a 2+840	440.00	Concreto	4.4230	2.00	1.00	0.014	0.0051	0.5860	1.5489	3.1931	1.3091	3.6873	0.4201	2.8665	0.0211	0.199	0.795	1.00	Superfornico	Concreto	0.10	C <sup>25</sup> For-140 lagom <sup>2</sup>
3+840 a 3+740	700.00	Concreto	4.4230	2.00	1.00	0.014	0.0041	0.6347	1.6722	3.2694	1.1808	3.7951	0.4406	2.8451	0.9913	0.212	0.846	1.00	Superfornico	Concreto	0.10	C <sup>25</sup> For-140 lagom <sup>2</sup>
3+740 a 3+960	220.00	Concreto	4.4230	2.00	1.00	0.014	0.0020	0.7026	2.1714	3.6651	0.8090	4.2134	0.5168	2.0313	0.9808	0.261	1.043	1.00	Superfornico	Concreto	0.10	C <sup>25</sup> For-140 lagom <sup>2</sup>
4+360 a 4+660	300.00	Concreto	4.4230	2.00	1.00	0.014	0.0022	0.6824	1.8304	3.3648	1.0460	3.9331	0.4657	2.4164	0.9800	0.227	0.910	1.00	Superfornico	Concreto	0.10	C <sup>25</sup> For-140 lagom <sup>2</sup>
4+660 a 5+120	460.00	Concreto	4.4230	2.00	1.00	0.014	0.0017	0.6731	2.2875	3.6653	0.7773	4.2989	0.5250	1.8338	1.0020	0.271	1.084	1.00	Superfornico	Concreto	0.10	C <sup>25</sup> For-140 lagom <sup>2</sup>
5+120 a 5+892.9	772.90	Concreto	4.4230	2.00	1.00	0.014	0.0016	0.6513	2.3732	3.6627	0.7641	4.2931	0.5300	1.8282	1.0020	0.274	1.086	1.00	Superfornico	Concreto	0.10	C <sup>25</sup> For-140 lagom <sup>2</sup>

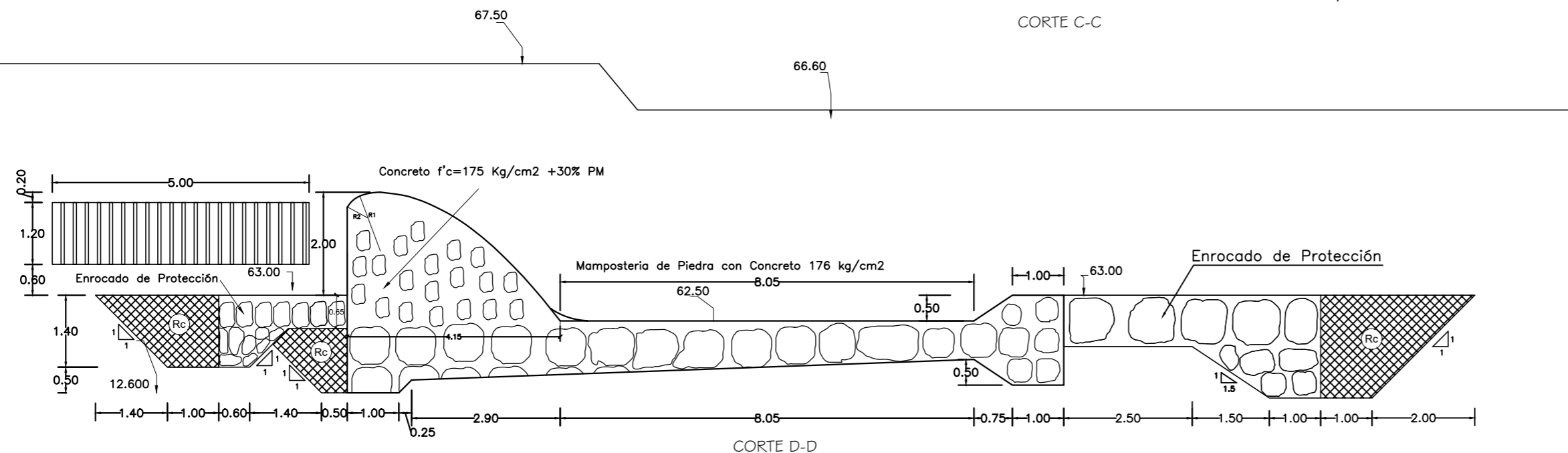
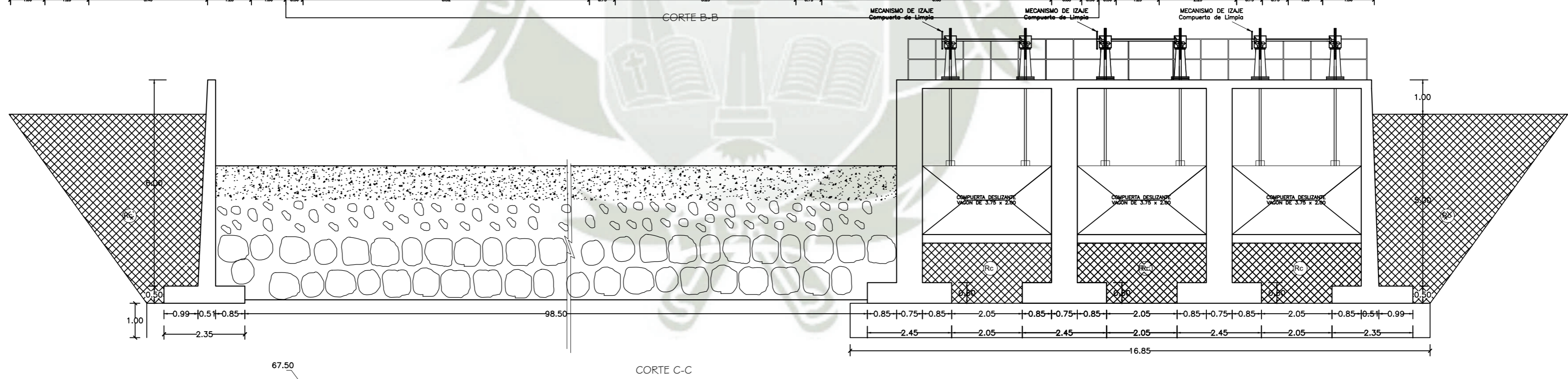
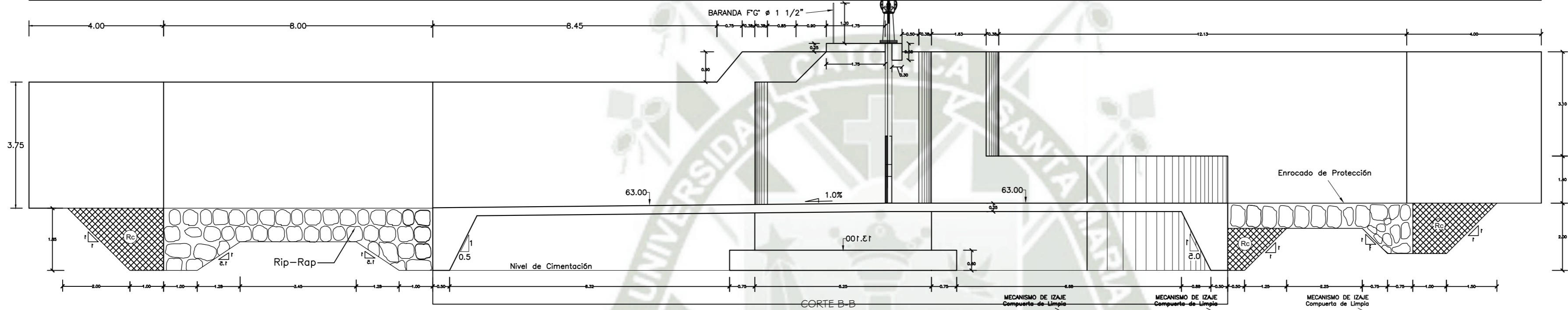
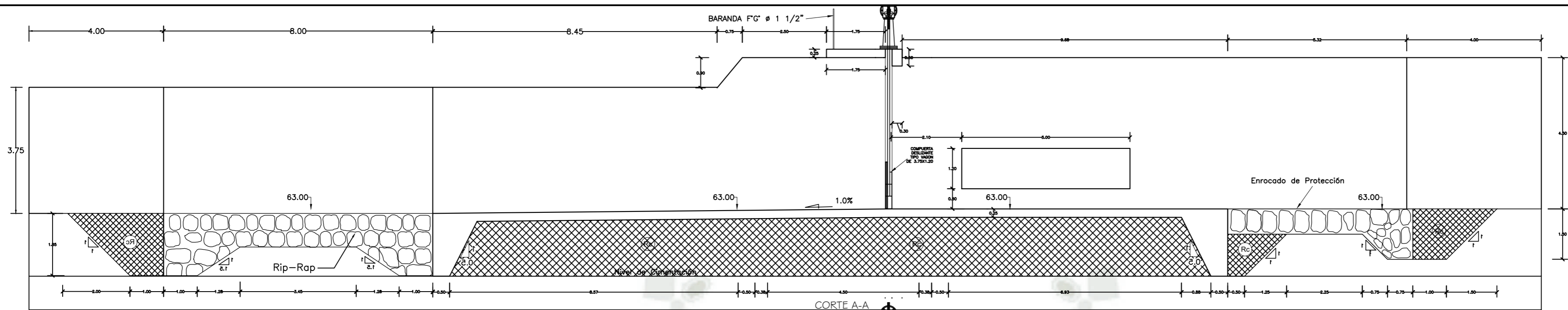


**UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA**

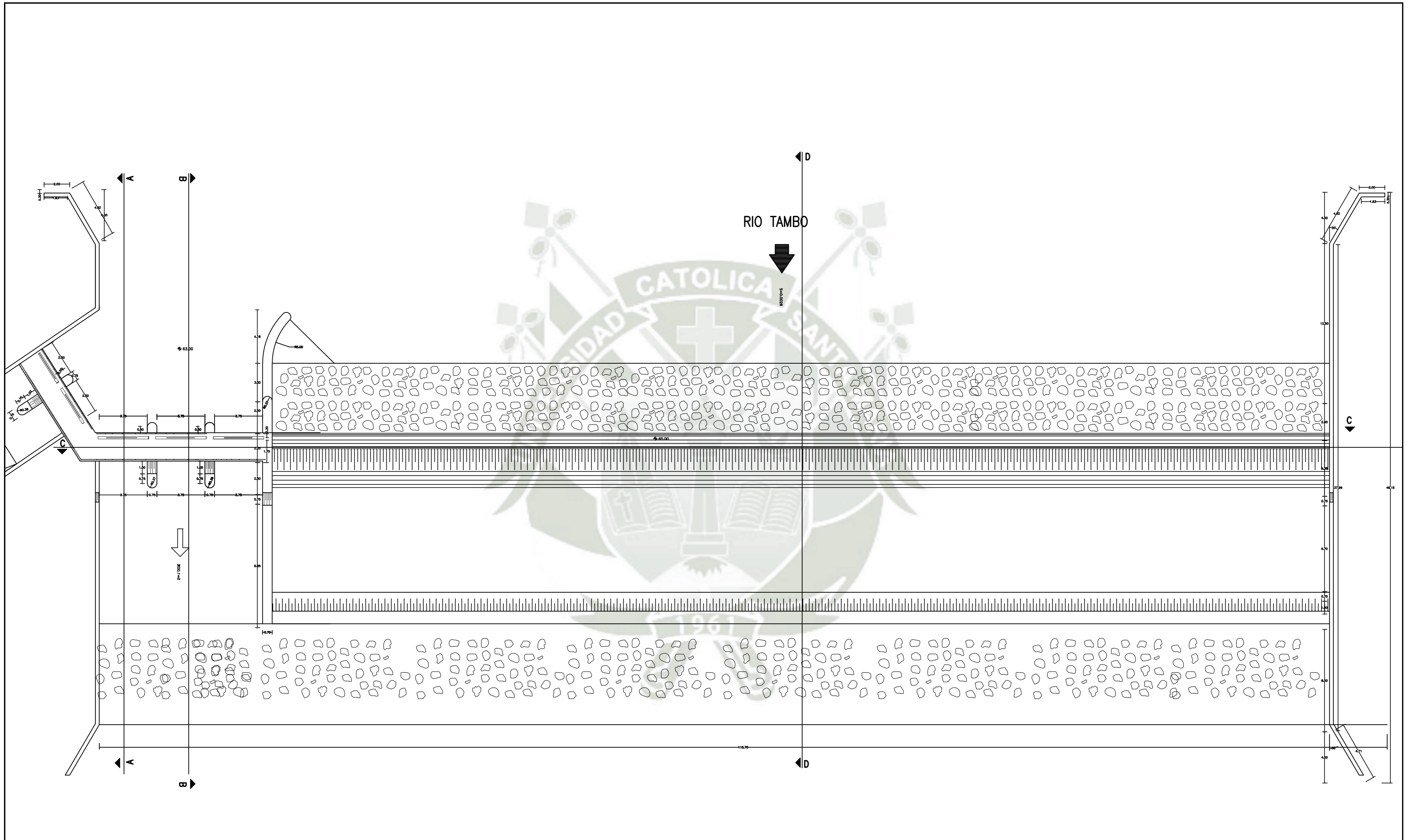
Proyecto: MEJORAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA DEL SISTEMA DE RIEGO LA ENSENADA, DISTRITO DE COCACACHA, PROVINCIA DE ISLAY, DEPARTAMENTO DE ARQUIPIA

Ubicación:	Distrito : Cocachaca	Provincia : Islay	Departamento : Arequipa
Plano:	PLANIMETRÍA GENERAL	Escala:	1 : 200
Fecha:	Abril 2018	Dibujado por:	J.R.V.

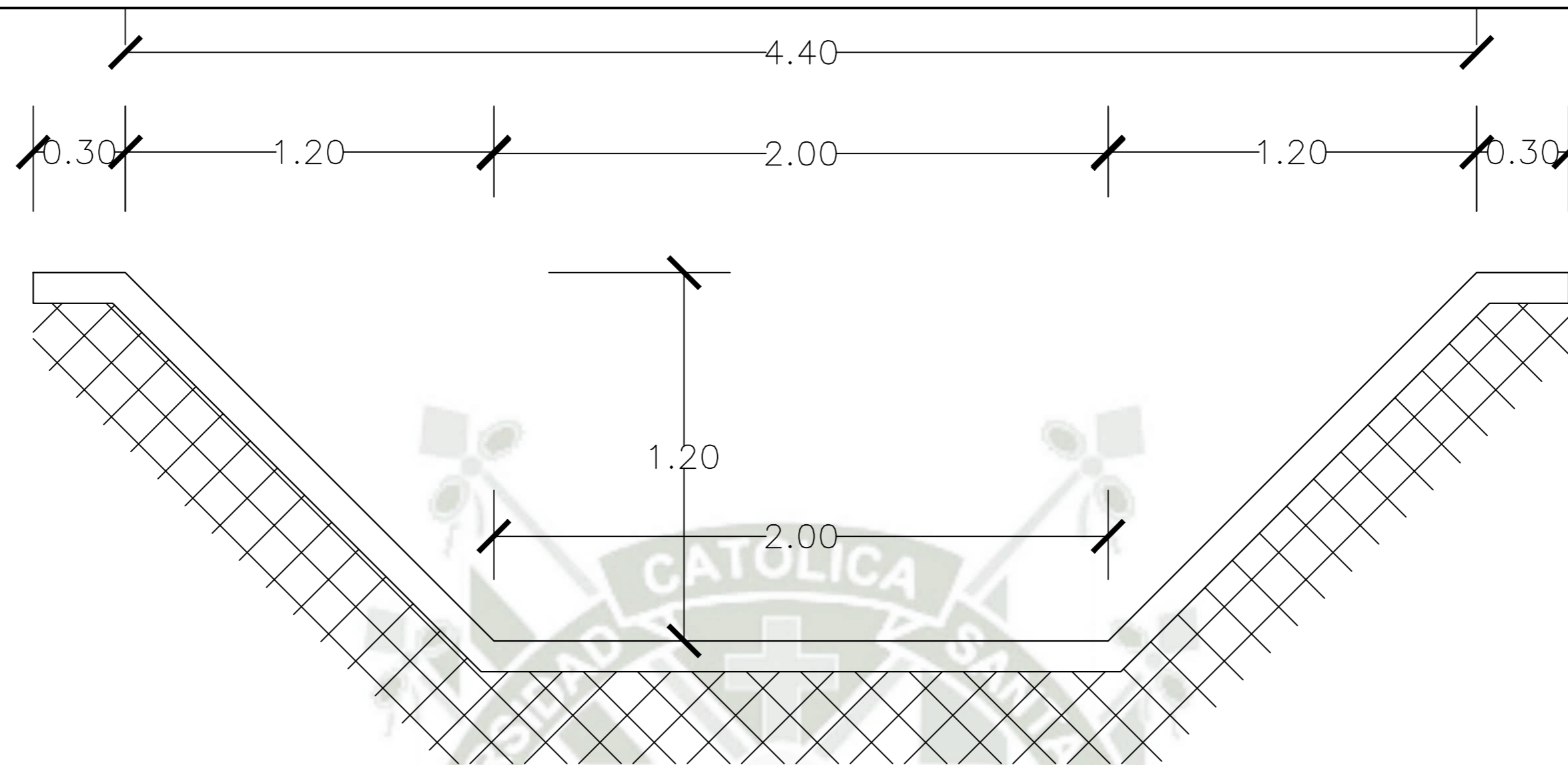
LAMINA :  
**PG-01**



<b>UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA</b>			
Proyecto: MEJORAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA DEL SISTEMA DE RIEGO LA ENSENADA, DISTRITO DE COCACACHA, PROVINCIA DE ISLAY, DEPARTAMENTO DE AREQUIPA			
Ubicación:	Plano:		LAMINA:
Distrito : Cocachaca	CORTE EN BOCATOMA		<b>D-01</b>
Provincia : Islay	Escala:	Fecha:	
Departamento : Arequipa	1 : 2500	Abril 2018	
		Dibujado por:	J.R.V.



<b>UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA</b>			
Proyecto: MEJORAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA DEL SISTEMA DE RIEGO LA ENSENADA, DISTRITO DE COCACHACRA, PROVINCIA DE ISLAY, DEPARTAMENTO DE AREQUIPA			
Ubicación:	Financiamiento:		LAMINA :
Distrito : Cocachacra	BOCATOMA ENSENADA		<b>B-01</b>
Provincia : Islay	Escala:	Fecha:	
Departamento : Arequipa	1 : 7500	Abril 2018	
	Dibujado por:		
	J.R.V.		



SECCION TIPICA: CANAL PRINCIPAL

**CARACTERÍSTICAS HIDRAULICAS Y GEOMÉTRICAS DE CANAL DE SECCION ABIERTO**

- Q** = Caudal en m<sup>3</sup>/s.  
**b** = Ancho solera en m.  
**Z** = Talud.  
**n** = Rugosidad.  
**S** = Pendiente en m/m.  
**Y** = Tirante normal en m.  
**H** = Altura de Canal en m.  
**A** = Área hidráulica en m<sup>2</sup>.  
**T** = Espejo de agua en m.  
**F** = Número Froud.  
**P** = Perímetro en m.  
**R** = Radio hidráulico en m.  
**V** = Velocidad en m/s.  
**E** = Energía Específica en m-kg/kg.

TIPO	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS						
	b (m)	B (m)	H (m)	z	e (m)	n	L (m)
Concreto	2.00	-	1.20	1.000	0.10	0.014	5,892.90
<b>Longitud Total</b>							<b>5,892.90</b>

TIPO DE REVESTIMIENTO		
Tierra	1	0.035
Concreto	2	0.014
Emboq.	3	0.025

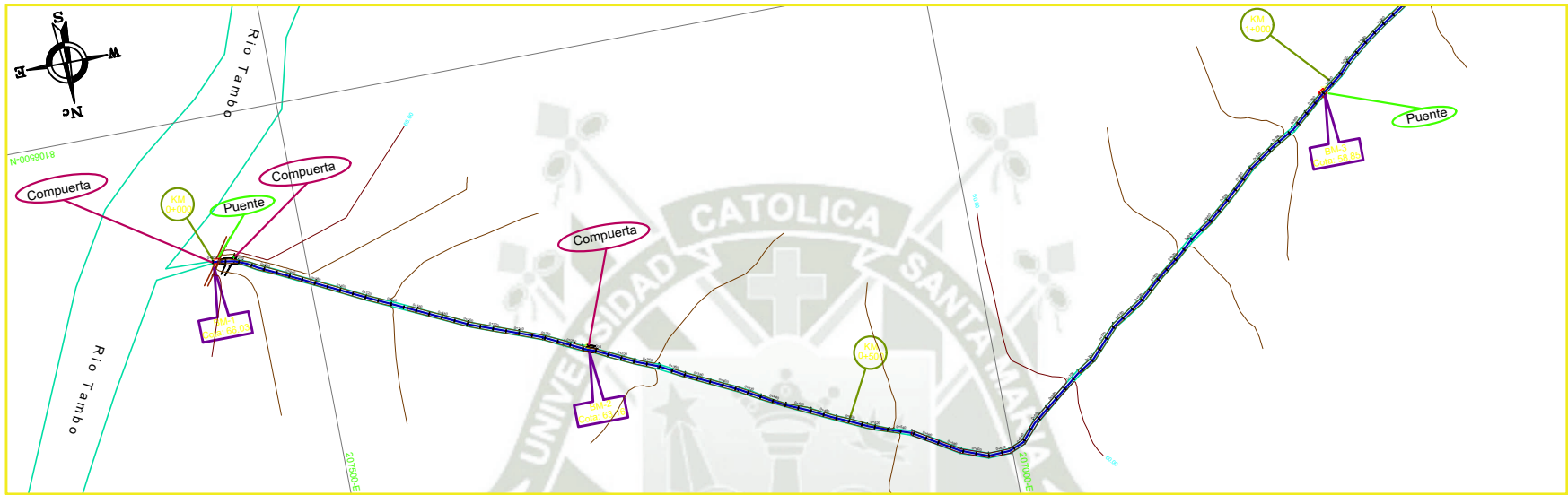
TRAMO	Long. (m)	TIPO (1),(2),(3)	Q (m <sup>3</sup> /s)	b (m)	Z	n	S (m/m)	Y (m)	A (m <sup>2</sup> )	T (m)	F	P (m)	R (m)	V (m/s)	E (m-kg/kg)	f (m)	H' (m)	H asumido (m)	Flujo	Tipo de Revestimiento	ESPESOR (m)	Tipo de Canal
0+000 al 0+340	340.00	Concreto	4.4230	2.00	1.00	0.014	0.0060	0.5692	1.4625	3.1385	1.4145	3.6101	0.4051	3.0242	1.0354	0.190	0.759	1.20	Supercrítico	Concreto	0.10	C°S° fc=140 kg/cm2
0+340 al 0+720	380.00	Concreto	4.4230	2.00	1.00	0.014	0.0057	0.5780	1.4901	3.1560	1.3791	3.6349	0.4100	2.9682	1.0271	0.193	0.771	1.20	Supercrítico	Concreto	0.10	C°S° fc=140 kg/cm2
0+720 al 1+160	440.00	Concreto	4.4230	2.00	1.00	0.014	0.0073	0.5372	1.3631	3.0745	1.5559	3.5195	0.3873	3.2448	1.0739	0.179	0.716	1.20	Supercrítico	Concreto	0.10	C°S° fc=140 kg/cm2
1+160 al 1+600	440.00	Concreto	4.4230	2.00	1.00	0.014	0.0056	0.5792	1.4939	3.1584	1.3745	3.6382	0.4106	2.9608	1.0260	0.193	0.772	1.20	Supercrítico	Concreto	0.10	C°S° fc=140 kg/cm2
1+600 al 2+000	400.00	Concreto	4.4230	2.00	1.00	0.014	0.0060	0.5679	1.4583	3.1358	1.4201	3.6062	0.4044	3.0331	1.0368	0.189	0.757	1.20	Supercrítico	Concreto	0.10	C°S° fc=140 kg/cm2
2+000 al 2+420	420.00	Concreto	4.4230	2.00	1.00	0.014	0.0049	0.6034	1.5710	3.2069	1.2843	3.7068	0.4238	2.8154	1.0074	0.201	0.805	1.20	Supercrítico	Concreto	0.10	C°S° fc=140 kg/cm2
2+420 al 3+040	620.00	Concreto	4.4230	2.00	1.00	0.014	0.0051	0.5965	1.5489	3.1931	1.3090	3.6873	0.4201	2.8555	1.0121	0.199	0.795	1.20	Supercrítico	Concreto	0.10	C°S° fc=140 kg/cm2
3+040 al 3+740	700.00	Concreto	4.4230	2.00	1.00	0.014	0.0041	0.6347	1.6722	3.2694	1.1808	3.7951	0.4406	2.6451	0.9913	0.212	0.846	1.20	Supercrítico	Concreto	0.10	C°S° fc=140 kg/cm2
3+740 al 4+360	620.00	Concreto	4.4230	2.00	1.00	0.014	0.0020	0.7825	2.1774	3.5651	0.8298	4.2134	0.5168	2.0313	0.9928	0.261	1.043	1.20	Subcrítico	Concreto	0.10	C°S° fc=140 kg/cm2
4+360 al 4+660	300.00	Concreto	4.4230	2.00	1.00	0.014	0.0032	0.6824	1.8304	3.3648	1.0460	3.9301	0.4657	2.4164	0.9800	0.227	0.910	1.20	Supercrítico	Concreto	0.10	C°S° fc=140 kg/cm2
4+660 al 5+120	460.00	Concreto	4.4230	2.00	1.00	0.014	0.0017	0.8131	2.2875	3.6263	0.7773	4.2999	0.5320	1.9336	1.0037	0.271	1.084	1.20	Subcrítico	Concreto	0.10	C°S° fc=140 kg/cm2
5+120 al 5+892.9	772.90	Concreto	4.4230	2.00	1.00	0.014	0.0016	0.8213	2.3172	3.6427	0.7641	4.3231	0.5360	1.9087	1.0070	0.274	1.095	1.20	Subcrítico	Concreto	0.10	C°S° fc=140 kg/cm2



**UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA**

Proyecto: MEJORAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA DEL SISTEMA DE RIEGO LA ENSENADA, DISTRITO DE COCACHACRA, PROVINCIA DE ISLAY, DEPARTAMENTO DE AREQUIPA

Ubicación:	Plano: SECCION TIPICA - CANAL PRINCIPAL		LAMINA:
Distrito : Cocachacra	Escala: INDICADA	Fecha: Abril 2018	<b>D-02</b>
Provincia : Islay	Dibujado por: J.R.V.		
Departamento : Arequipa			



PLANO EN PLANTA



PERFIL LONGITUDINAL

RELACION DE BMs

BM	COTA	ESTR.	NOTAS
BM-1	50.88	207500.5	400000.00
BM-2	50.74	207500.5	400000.00
BM-3	50.88	207500.5	400000.00
BM-4	50.88	207500.5	400000.00
BM-5	50.88	207500.5	400000.00
BM-6	50.88	207500.5	400000.00
BM-7	50.88	207500.5	400000.00
BM-8	50.88	207500.5	400000.00
BM-9	50.88	207500.5	400000.00
BM-10	50.88	207500.5	400000.00
BM-11	50.88	207500.5	400000.00
BM-12	50.88	207500.5	400000.00



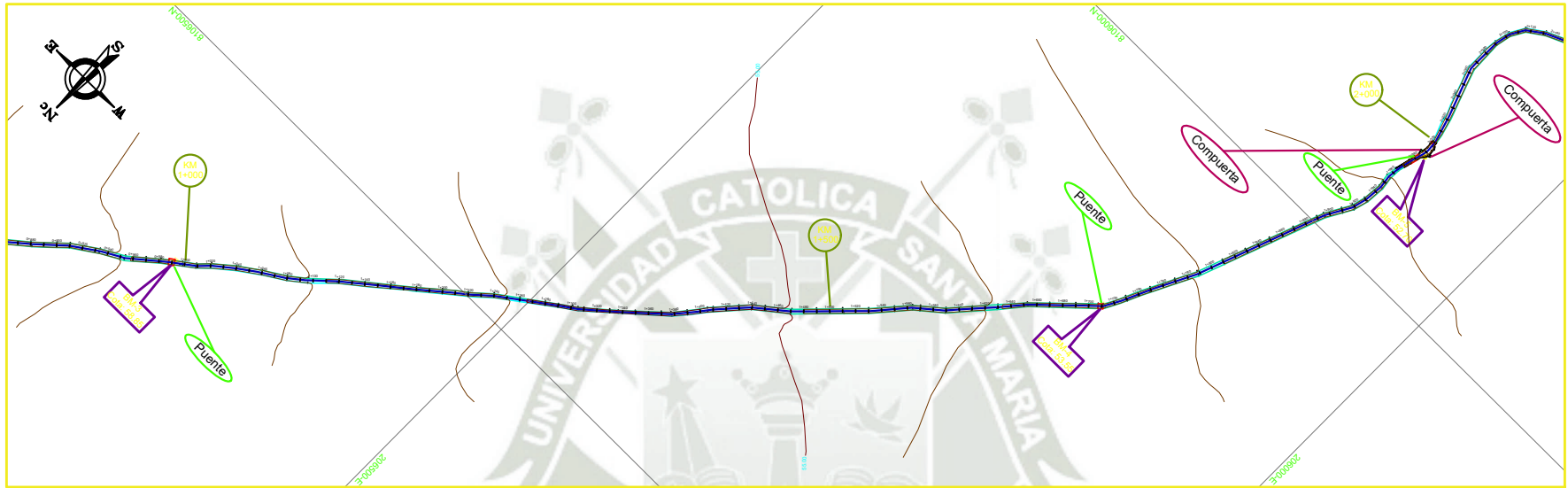
**UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA**

Proyecto: MEJORAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA DEL SISTEMA DE RIEGO LA ENSENADA, DISTRITO DE COCACHACA, PROVINCIA DE ISLAY, DEPARTAMENTO DE AREQUIPA.

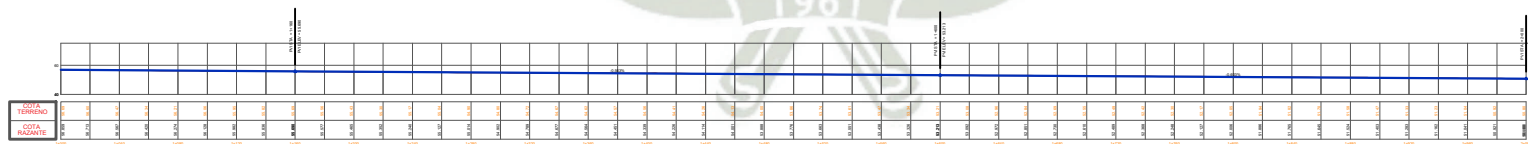
Ubicación: **Cocachaca**  
 Distrito: **Islay**  
 Provincia: **Arequipa**

Fecha: **1 : 200**  
 Fecha: **Abril 2018**  
 Diseñado por: **J.R.V.**

LÁMINA  
**P-01**



PLANO EN PLANTA



PERFIL LONGITUDINAL

RELACION DE BIM

BIM	DESCRIPCION	ESTACION	PROYECTO
BIM01	PUENTE	14000	MEJORA DE INFRAESTRUCTURA
BIM02	PUENTE	15000	MEJORA DE INFRAESTRUCTURA
BIM03	PUENTE	23500	MEJORA DE INFRAESTRUCTURA
BIM04	CULVERTA	24000	MEJORA DE INFRAESTRUCTURA
BIM05	CULVERTA	24000	MEJORA DE INFRAESTRUCTURA
BIM06	CULVERTA	24000	MEJORA DE INFRAESTRUCTURA
BIM07	CULVERTA	24000	MEJORA DE INFRAESTRUCTURA
BIM08	CULVERTA	24000	MEJORA DE INFRAESTRUCTURA
BIM09	CULVERTA	24000	MEJORA DE INFRAESTRUCTURA
BIM10	CULVERTA	24000	MEJORA DE INFRAESTRUCTURA
BIM11	CULVERTA	24000	MEJORA DE INFRAESTRUCTURA
BIM12	CULVERTA	24000	MEJORA DE INFRAESTRUCTURA
BIM13	CULVERTA	24000	MEJORA DE INFRAESTRUCTURA
BIM14	CULVERTA	24000	MEJORA DE INFRAESTRUCTURA
BIM15	CULVERTA	24000	MEJORA DE INFRAESTRUCTURA
BIM16	CULVERTA	24000	MEJORA DE INFRAESTRUCTURA
BIM17	CULVERTA	24000	MEJORA DE INFRAESTRUCTURA
BIM18	CULVERTA	24000	MEJORA DE INFRAESTRUCTURA
BIM19	CULVERTA	24000	MEJORA DE INFRAESTRUCTURA
BIM20	CULVERTA	24000	MEJORA DE INFRAESTRUCTURA

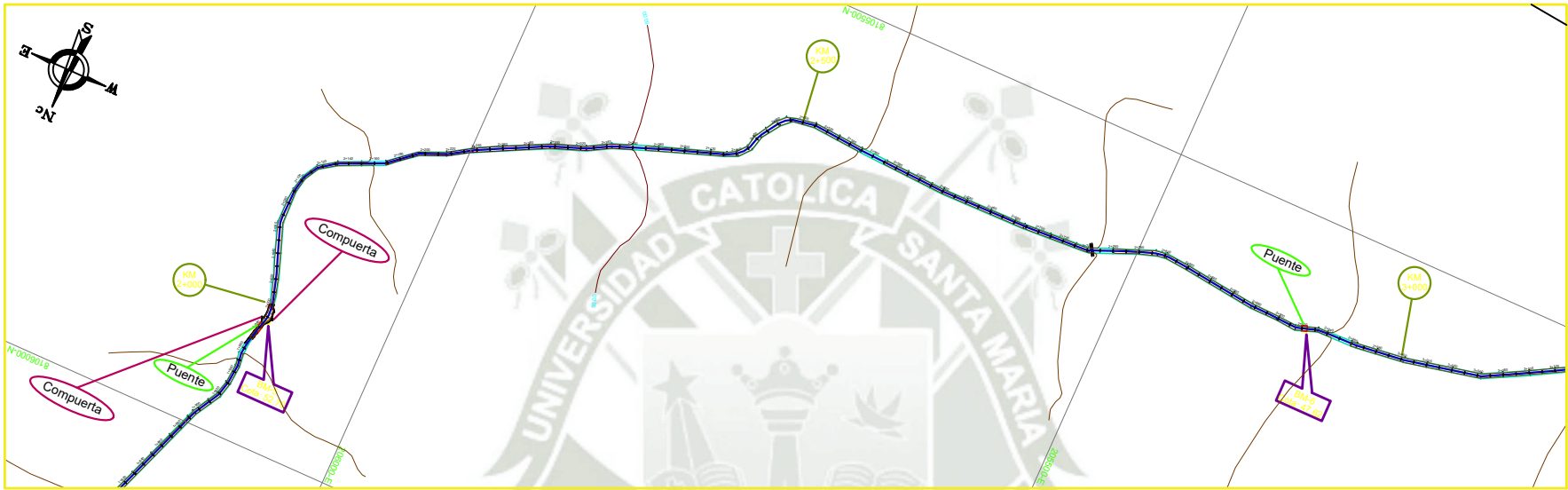


**UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA**

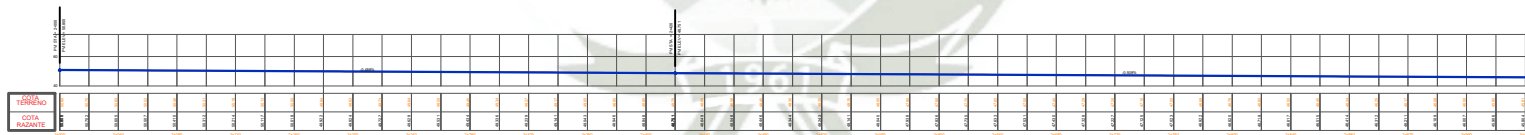
Proyecto: MEJORAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA DEL SISTEMA DE REGIO LA ENSENADA, DISTRITO DE COCACHACA, PROVINCIA DE ISLAY, DEPARTAMENTO DE AREQUIPA.

Ubicación:	Cocachaca	Fecha:	Abril 2018
Distrito:	Islay	Escala:	1 : 200
Departamento:	Arequipa	Dibujado por:	J.R.V.

LÁMINA  
**P-02**



PLANO EN PLANTA



PERFIL LONGITUDINAL

RELACION DE BMs

BM	DESCRIPCION	ELEVACION
BM1	20220.220	11000.000
BM2	20220.220	11000.000
BM3	20220.220	11000.000
BM4	20220.220	11000.000
BM5	20220.220	11000.000
BM6	20220.220	11000.000
BM7	20220.220	11000.000
BM8	20220.220	11000.000
BM9	20220.220	11000.000
BM10	20220.220	11000.000
BM11	20220.220	11000.000
BM12	20220.220	11000.000
BM13	20220.220	11000.000
BM14	20220.220	11000.000
BM15	20220.220	11000.000
BM16	20220.220	11000.000
BM17	20220.220	11000.000
BM18	20220.220	11000.000
BM19	20220.220	11000.000
BM20	20220.220	11000.000
BM21	20220.220	11000.000
BM22	20220.220	11000.000
BM23	20220.220	11000.000
BM24	20220.220	11000.000
BM25	20220.220	11000.000
BM26	20220.220	11000.000
BM27	20220.220	11000.000
BM28	20220.220	11000.000
BM29	20220.220	11000.000
BM30	20220.220	11000.000
BM31	20220.220	11000.000
BM32	20220.220	11000.000
BM33	20220.220	11000.000
BM34	20220.220	11000.000
BM35	20220.220	11000.000
BM36	20220.220	11000.000
BM37	20220.220	11000.000
BM38	20220.220	11000.000
BM39	20220.220	11000.000
BM40	20220.220	11000.000
BM41	20220.220	11000.000
BM42	20220.220	11000.000
BM43	20220.220	11000.000
BM44	20220.220	11000.000
BM45	20220.220	11000.000
BM46	20220.220	11000.000
BM47	20220.220	11000.000
BM48	20220.220	11000.000
BM49	20220.220	11000.000
BM50	20220.220	11000.000
BM51	20220.220	11000.000
BM52	20220.220	11000.000
BM53	20220.220	11000.000
BM54	20220.220	11000.000
BM55	20220.220	11000.000
BM56	20220.220	11000.000
BM57	20220.220	11000.000
BM58	20220.220	11000.000
BM59	20220.220	11000.000
BM60	20220.220	11000.000
BM61	20220.220	11000.000
BM62	20220.220	11000.000
BM63	20220.220	11000.000
BM64	20220.220	11000.000
BM65	20220.220	11000.000
BM66	20220.220	11000.000
BM67	20220.220	11000.000
BM68	20220.220	11000.000
BM69	20220.220	11000.000
BM70	20220.220	11000.000
BM71	20220.220	11000.000
BM72	20220.220	11000.000
BM73	20220.220	11000.000
BM74	20220.220	11000.000
BM75	20220.220	11000.000
BM76	20220.220	11000.000
BM77	20220.220	11000.000
BM78	20220.220	11000.000
BM79	20220.220	11000.000
BM80	20220.220	11000.000
BM81	20220.220	11000.000
BM82	20220.220	11000.000
BM83	20220.220	11000.000
BM84	20220.220	11000.000
BM85	20220.220	11000.000
BM86	20220.220	11000.000
BM87	20220.220	11000.000
BM88	20220.220	11000.000
BM89	20220.220	11000.000
BM90	20220.220	11000.000
BM91	20220.220	11000.000
BM92	20220.220	11000.000
BM93	20220.220	11000.000
BM94	20220.220	11000.000
BM95	20220.220	11000.000
BM96	20220.220	11000.000
BM97	20220.220	11000.000
BM98	20220.220	11000.000
BM99	20220.220	11000.000
BM100	20220.220	11000.000



**UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA**

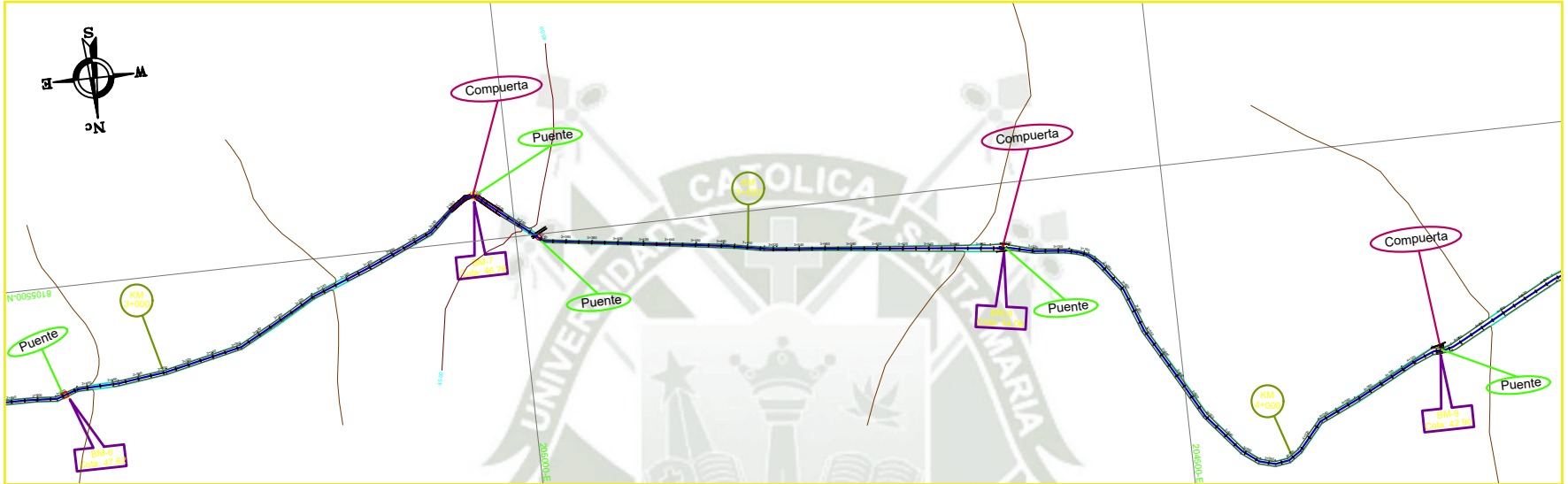
Proyecto: MEJORAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA DEL SISTEMA DE REGIO LA ENSENADA, DISTRITO DE COCACHACA, PROVINCIA DE ISLAY, DEPARTAMENTO DE AREQUIPA.

Ubicación: **Cocachaca**  
 Distrito: **Islay**  
 Provincia: **Arequipa**

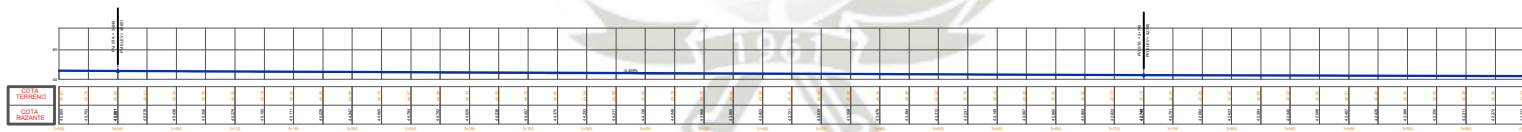
Título: **PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL DE CANAL**

Escala: **1 : 200** Fecha: **Abril 2016** Diseñado por: **J.R.V.**

LÁMINA **P-03**



PLANO EN PLANTA



PERFIL LONGITUDINAL

RELACION DE BMs

NO.	COTA	ESTR.	PROYECTO
BM-1	47.85	20250.00	20250.00
BM-2	48.00	20250.00	20250.00
BM-3	48.15	20250.00	20250.00
BM-4	48.30	20250.00	20250.00
BM-5	48.45	20250.00	20250.00
BM-6	48.60	20250.00	20250.00
BM-7	48.75	20250.00	20250.00
BM-8	48.90	20250.00	20250.00
BM-9	49.05	20250.00	20250.00
BM-10	49.20	20250.00	20250.00
BM-11	49.35	20250.00	20250.00
BM-12	49.50	20250.00	20250.00
BM-13	49.65	20250.00	20250.00
BM-14	49.80	20250.00	20250.00
BM-15	49.95	20250.00	20250.00
BM-16	50.10	20250.00	20250.00
BM-17	50.25	20250.00	20250.00
BM-18	50.40	20250.00	20250.00
BM-19	50.55	20250.00	20250.00
BM-20	50.70	20250.00	20250.00
BM-21	50.85	20250.00	20250.00
BM-22	51.00	20250.00	20250.00
BM-23	51.15	20250.00	20250.00
BM-24	51.30	20250.00	20250.00
BM-25	51.45	20250.00	20250.00
BM-26	51.60	20250.00	20250.00
BM-27	51.75	20250.00	20250.00
BM-28	51.90	20250.00	20250.00
BM-29	52.05	20250.00	20250.00
BM-30	52.20	20250.00	20250.00
BM-31	52.35	20250.00	20250.00
BM-32	52.50	20250.00	20250.00
BM-33	52.65	20250.00	20250.00
BM-34	52.80	20250.00	20250.00
BM-35	52.95	20250.00	20250.00
BM-36	53.10	20250.00	20250.00
BM-37	53.25	20250.00	20250.00
BM-38	53.40	20250.00	20250.00
BM-39	53.55	20250.00	20250.00
BM-40	53.70	20250.00	20250.00
BM-41	53.85	20250.00	20250.00
BM-42	54.00	20250.00	20250.00
BM-43	54.15	20250.00	20250.00
BM-44	54.30	20250.00	20250.00
BM-45	54.45	20250.00	20250.00
BM-46	54.60	20250.00	20250.00
BM-47	54.75	20250.00	20250.00
BM-48	54.90	20250.00	20250.00
BM-49	55.05	20250.00	20250.00
BM-50	55.20	20250.00	20250.00
BM-51	55.35	20250.00	20250.00
BM-52	55.50	20250.00	20250.00
BM-53	55.65	20250.00	20250.00
BM-54	55.80	20250.00	20250.00
BM-55	55.95	20250.00	20250.00
BM-56	56.10	20250.00	20250.00
BM-57	56.25	20250.00	20250.00
BM-58	56.40	20250.00	20250.00
BM-59	56.55	20250.00	20250.00
BM-60	56.70	20250.00	20250.00
BM-61	56.85	20250.00	20250.00
BM-62	57.00	20250.00	20250.00
BM-63	57.15	20250.00	20250.00
BM-64	57.30	20250.00	20250.00
BM-65	57.45	20250.00	20250.00
BM-66	57.60	20250.00	20250.00
BM-67	57.75	20250.00	20250.00
BM-68	57.90	20250.00	20250.00
BM-69	58.05	20250.00	20250.00
BM-70	58.20	20250.00	20250.00
BM-71	58.35	20250.00	20250.00
BM-72	58.50	20250.00	20250.00
BM-73	58.65	20250.00	20250.00
BM-74	58.80	20250.00	20250.00
BM-75	58.95	20250.00	20250.00
BM-76	59.10	20250.00	20250.00
BM-77	59.25	20250.00	20250.00
BM-78	59.40	20250.00	20250.00
BM-79	59.55	20250.00	20250.00
BM-80	59.70	20250.00	20250.00
BM-81	59.85	20250.00	20250.00
BM-82	60.00	20250.00	20250.00
BM-83	60.15	20250.00	20250.00
BM-84	60.30	20250.00	20250.00
BM-85	60.45	20250.00	20250.00
BM-86	60.60	20250.00	20250.00
BM-87	60.75	20250.00	20250.00
BM-88	60.90	20250.00	20250.00
BM-89	61.05	20250.00	20250.00
BM-90	61.20	20250.00	20250.00
BM-91	61.35	20250.00	20250.00
BM-92	61.50	20250.00	20250.00
BM-93	61.65	20250.00	20250.00
BM-94	61.80	20250.00	20250.00
BM-95	61.95	20250.00	20250.00
BM-96	62.10	20250.00	20250.00
BM-97	62.25	20250.00	20250.00
BM-98	62.40	20250.00	20250.00
BM-99	62.55	20250.00	20250.00
BM-100	62.70	20250.00	20250.00



**UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA**

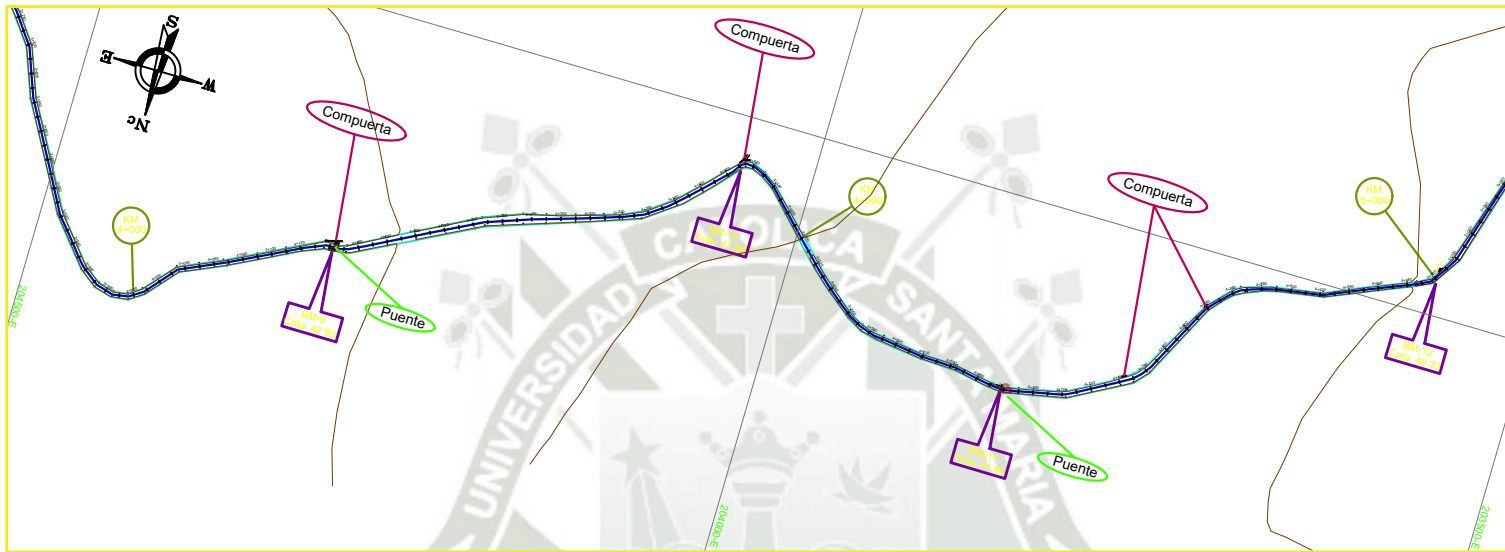
Proyecto: MEJORAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA DEL SISTEMA DE RIEGO LA ENSENADA, DISTRITO DE COCACHACA, PROVINCIA DE ISLAY, DEPARTAMENTO DE AREQUIPA.

Ubicación: **Cocachaca**  
 Provincia: **Islay**  
 Departamento: **Arequipa**

Título: **PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL DE CANAL**

Escala: **1 : 200** Fecha: **Abril 2018** Diseñado por: **J.R.V.**

LÁMINA **P-04**



PLANO EN PLANTA



PERFIL LONGITUDINAL

RELACION DE B.Ms.

B.M.	COORD.	ESTR.	PROYECTO
B.M. 1	40.26	2008	40.26
B.M. 2	37.62	2008	37.62
B.M. 3	40.26	2008	40.26
B.M. 4	37.62	2008	37.62
B.M. 5	40.26	2008	40.26
B.M. 6	37.62	2008	37.62
B.M. 7	40.26	2008	40.26
B.M. 8	37.62	2008	37.62
B.M. 9	40.26	2008	40.26
B.M. 10	37.62	2008	37.62
B.M. 11	40.26	2008	40.26
B.M. 12	37.62	2008	37.62
B.M. 13	40.26	2008	40.26
B.M. 14	37.62	2008	37.62
B.M. 15	40.26	2008	40.26
B.M. 16	37.62	2008	37.62
B.M. 17	40.26	2008	40.26
B.M. 18	37.62	2008	37.62
B.M. 19	40.26	2008	40.26
B.M. 20	37.62	2008	37.62
B.M. 21	40.26	2008	40.26
B.M. 22	37.62	2008	37.62
B.M. 23	40.26	2008	40.26
B.M. 24	37.62	2008	37.62
B.M. 25	40.26	2008	40.26
B.M. 26	37.62	2008	37.62
B.M. 27	40.26	2008	40.26
B.M. 28	37.62	2008	37.62
B.M. 29	40.26	2008	40.26
B.M. 30	37.62	2008	37.62
B.M. 31	40.26	2008	40.26
B.M. 32	37.62	2008	37.62
B.M. 33	40.26	2008	40.26
B.M. 34	37.62	2008	37.62
B.M. 35	40.26	2008	40.26
B.M. 36	37.62	2008	37.62
B.M. 37	40.26	2008	40.26
B.M. 38	37.62	2008	37.62
B.M. 39	40.26	2008	40.26
B.M. 40	37.62	2008	37.62
B.M. 41	40.26	2008	40.26
B.M. 42	37.62	2008	37.62
B.M. 43	40.26	2008	40.26
B.M. 44	37.62	2008	37.62
B.M. 45	40.26	2008	40.26
B.M. 46	37.62	2008	37.62
B.M. 47	40.26	2008	40.26
B.M. 48	37.62	2008	37.62
B.M. 49	40.26	2008	40.26
B.M. 50	37.62	2008	37.62
B.M. 51	40.26	2008	40.26
B.M. 52	37.62	2008	37.62
B.M. 53	40.26	2008	40.26
B.M. 54	37.62	2008	37.62
B.M. 55	40.26	2008	40.26
B.M. 56	37.62	2008	37.62
B.M. 57	40.26	2008	40.26
B.M. 58	37.62	2008	37.62
B.M. 59	40.26	2008	40.26
B.M. 60	37.62	2008	37.62
B.M. 61	40.26	2008	40.26
B.M. 62	37.62	2008	37.62
B.M. 63	40.26	2008	40.26
B.M. 64	37.62	2008	37.62
B.M. 65	40.26	2008	40.26
B.M. 66	37.62	2008	37.62
B.M. 67	40.26	2008	40.26
B.M. 68	37.62	2008	37.62
B.M. 69	40.26	2008	40.26
B.M. 70	37.62	2008	37.62
B.M. 71	40.26	2008	40.26
B.M. 72	37.62	2008	37.62
B.M. 73	40.26	2008	40.26
B.M. 74	37.62	2008	37.62
B.M. 75	40.26	2008	40.26
B.M. 76	37.62	2008	37.62
B.M. 77	40.26	2008	40.26
B.M. 78	37.62	2008	37.62
B.M. 79	40.26	2008	40.26
B.M. 80	37.62	2008	37.62
B.M. 81	40.26	2008	40.26
B.M. 82	37.62	2008	37.62
B.M. 83	40.26	2008	40.26
B.M. 84	37.62	2008	37.62
B.M. 85	40.26	2008	40.26
B.M. 86	37.62	2008	37.62
B.M. 87	40.26	2008	40.26
B.M. 88	37.62	2008	37.62
B.M. 89	40.26	2008	40.26
B.M. 90	37.62	2008	37.62
B.M. 91	40.26	2008	40.26
B.M. 92	37.62	2008	37.62
B.M. 93	40.26	2008	40.26
B.M. 94	37.62	2008	37.62
B.M. 95	40.26	2008	40.26
B.M. 96	37.62	2008	37.62
B.M. 97	40.26	2008	40.26
B.M. 98	37.62	2008	37.62
B.M. 99	40.26	2008	40.26
B.M. 100	37.62	2008	37.62



**UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA**

Proyecto: MEJORAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA DEL SISTEMA DE RIEGO LA ENSENADA, DISTRITO DE COCACHACRA, PROVINCIA DE ISLAY, DEPARTAMENTO DE AREQUIPA.

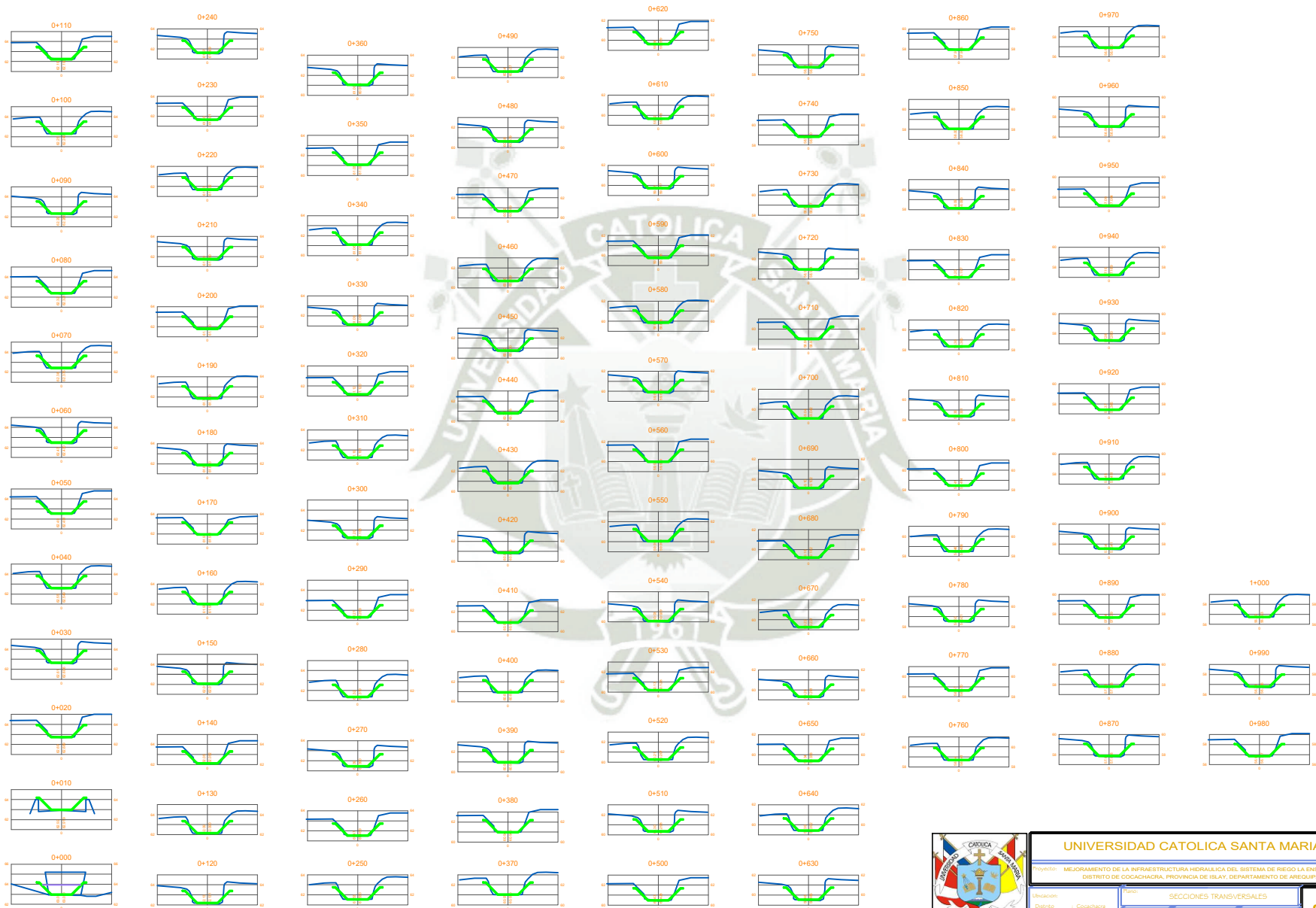
Ubicación: **COCACHACRA**  
 Distrito: Cocachacra  
 Provincia: Islay  
 Departamento: Arequipa

Título: **PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL DE CANAL**

Escala: 1 : 200  
 Fecha: Abril 2016  
 Diseñado por: J.R.V.

LÁMINA  
**P-05**

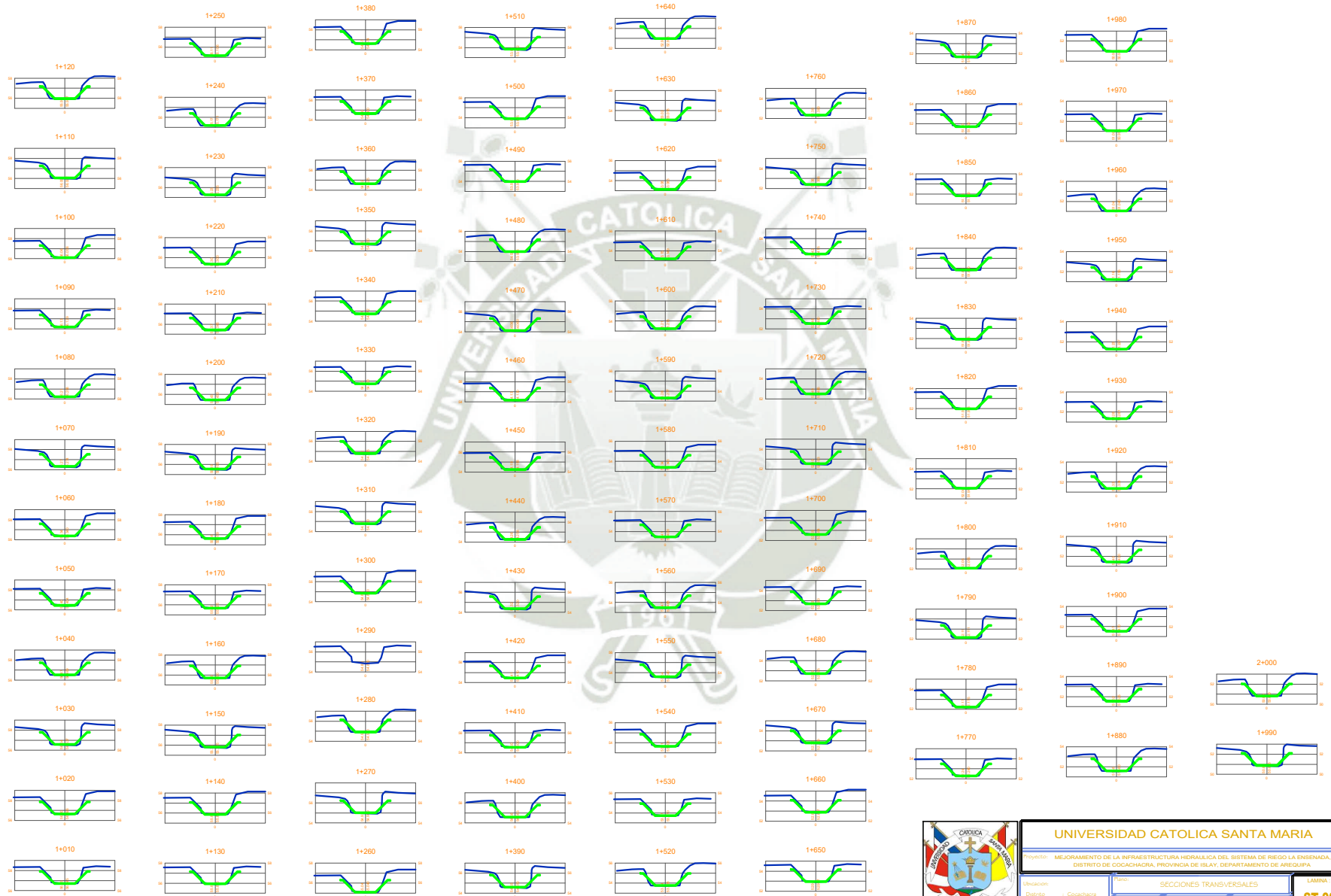




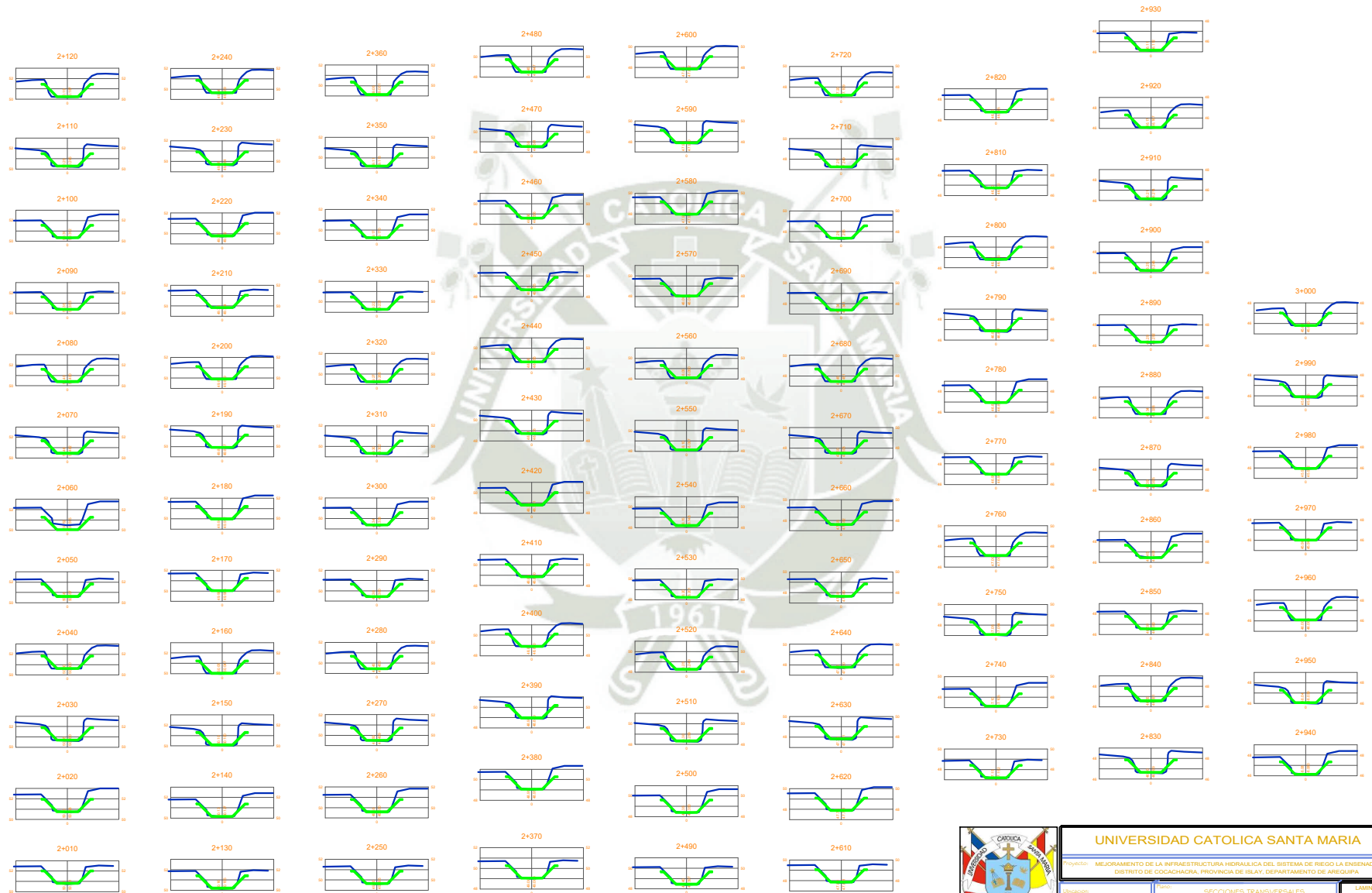
**UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA**

Proyecto: MEJORAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA DEL SISTEMA DE RIEGO LA ENSENADA, DISTRITO DE COACHACRA, PROVINCIA DE ISLAY, DEPARTAMENTO DE AREQUIPA

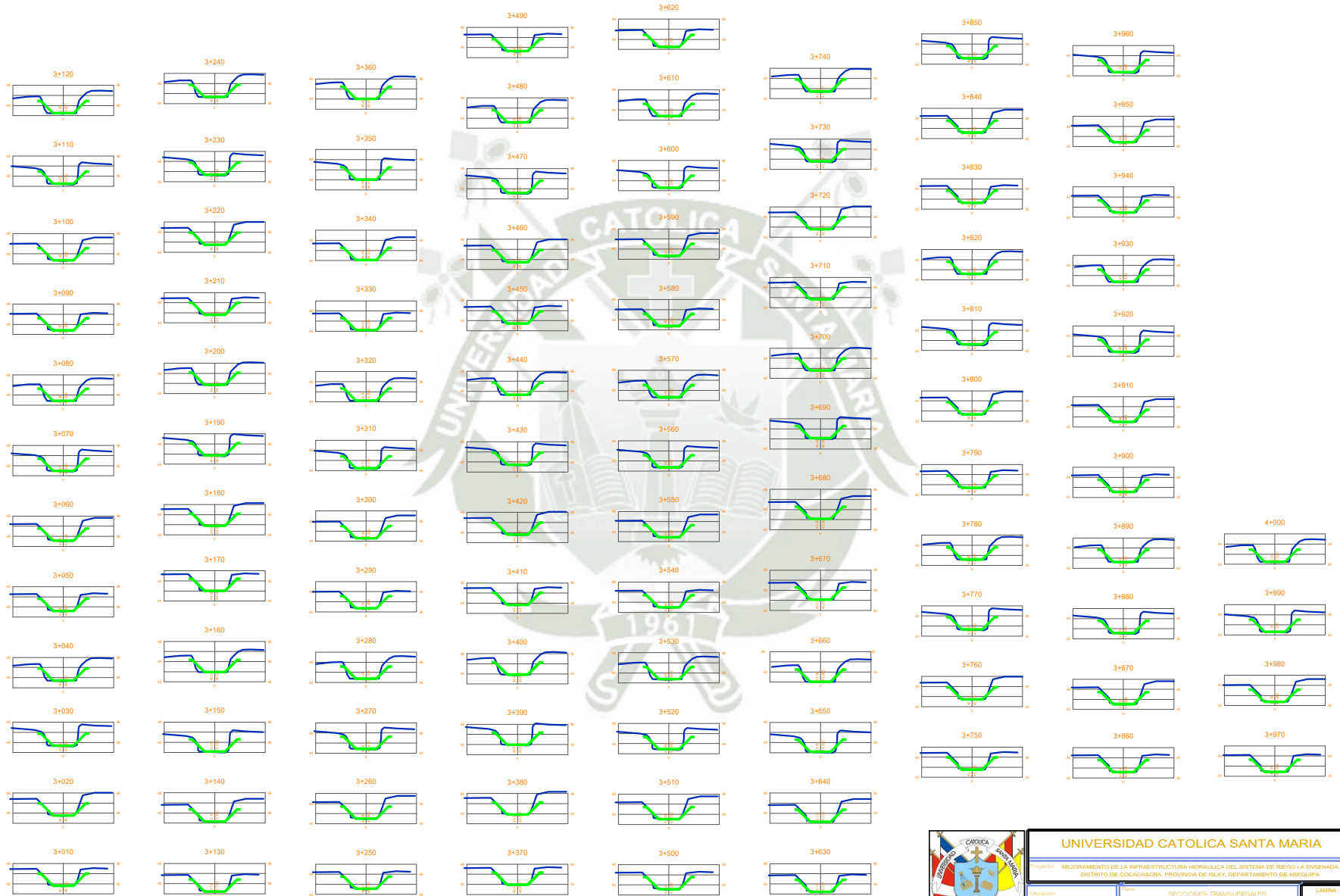
Ubicación:	SECCIONES TRANSVERSALES			LÁMINA:
Distrito:	Cochacra	Escala:	1 : 200	<b>ST-01</b>
Provincia:	Islay	Fecha:	Abril 2018	
Departamento:	Arequipa	Elaborado por:	J.R.V.	



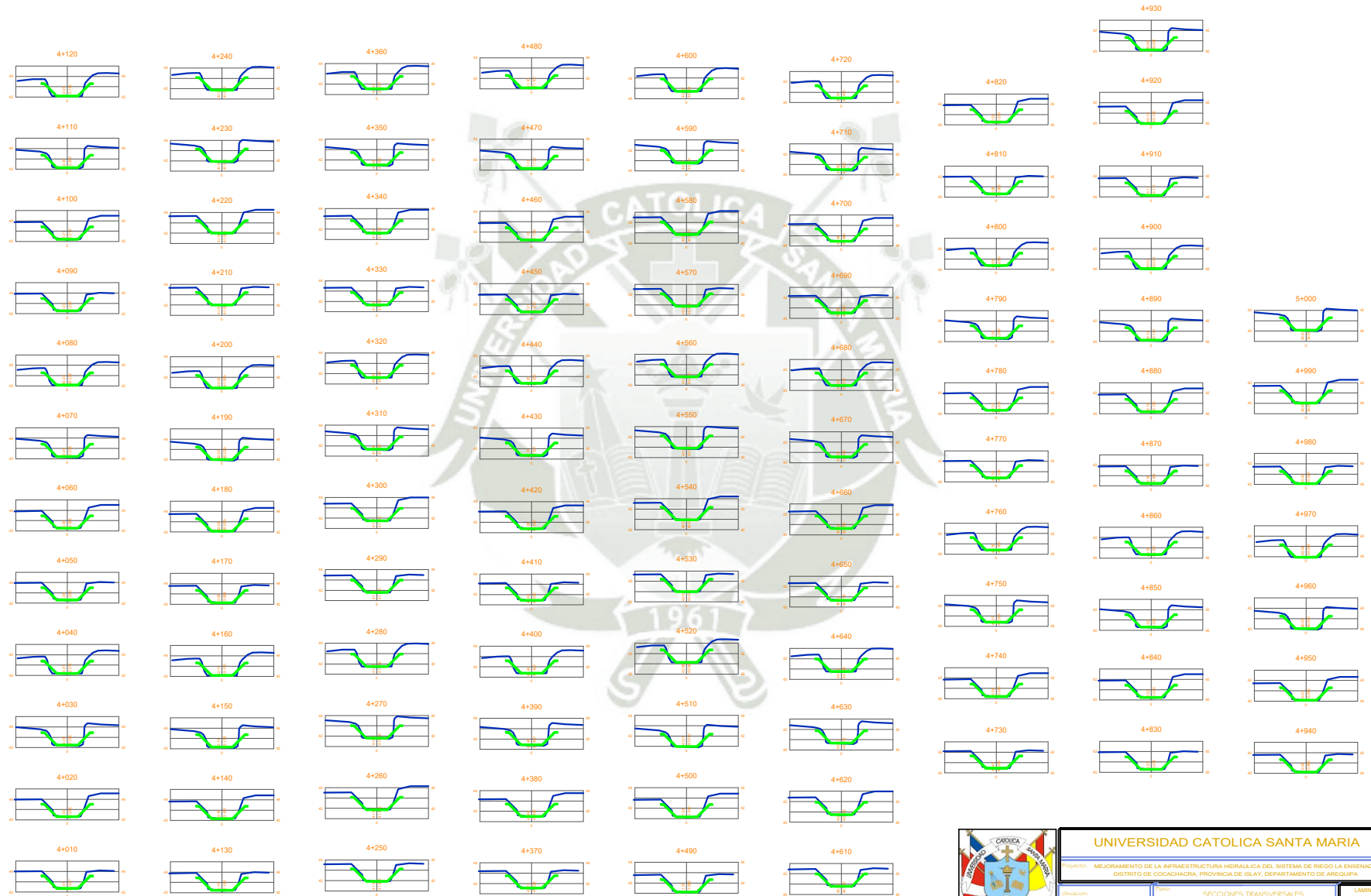
<b>UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA</b>			
Proyecto: MEJORAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA DEL SISTEMA DE RIEGO LA ENSENADA, DISTRITO DE COCACHACRA, PROVINCIAS DE ISLAY, DEPARTAMENTO DE AREQUIPA			
Ubicación: Distrito: Cochachaca Provincia: Islay Departamento: Arequipa		SECCIONES TRANSVERSALES	
Escala: 1 : 200	Fecha: Abril 2018	Elaborado por: J.R.V.	
			<b>LÁMINA</b> <b>ST-02</b>



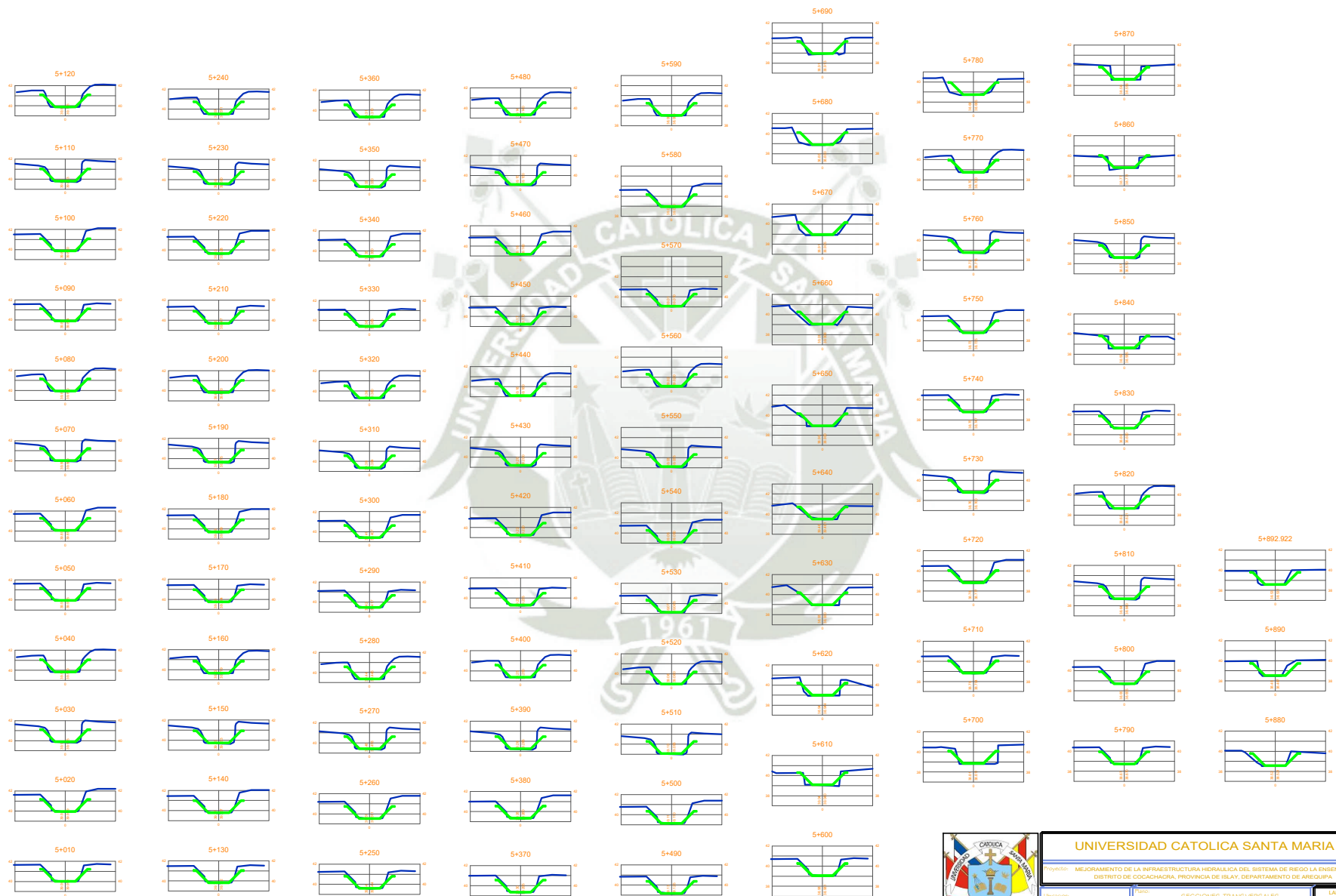
<b>UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA</b>			
Proyecto: MEJORAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA DEL SISTEMA DE RIEGO LA ENSENADA, DISTRITO DE COCACHACRA, PROVINCIA DE ISLAY, DEPARTAMENTO DE AREQUIPA			
Ubicación:	SECCIONES TRANSVERSALES		
Distrito:	Cocachacra	Escala:	1 : 200
Provincia:	Islay	Fecha:	Abril 2018
Departamento:	Arequipa	Elaborado por:	J.R.V.
			<b>LÁMINA</b> <b>ST-03</b>



<b>UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA</b>			
Proyecto: MEJORAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA DEL SISTEMA DE RIEGO LA ENSENADA, DISTRITO DE COCACHACRA, PROVINCIA DE ISLAY, DEPARTAMENTO DE AREQUIPA			
Ubicación: Distrito: Cochachaca Provincia: Islay Departamento: Arequipa		SECCIONES TRANSVERSALES	
Escala: 1 : 200	Fecha: Abril 2018	Dibujado por: J.R.V.	
			<b>LAMINA</b> <b>ST-04</b>



<b>UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA</b>			
Proyecto: MEJORAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA DEL SISTEMA DE RIEGO LA ENSENADA, DISTRITO DE COCACHACRA, PROVINCIA DE ISLAY, DEPARTAMENTO DE AREQUIPA			
Ubicación: Distrito: Cocachacra Provincia: Islay Departamento: Arequipa		SECCIONES TRANSVERSALES	
Escala: 1 : 200	Fecha: Abril 2018	Elaborado por: J.R.V.	
			<b>LÁMINA</b> <b>ST-05</b>



<b>UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA</b>			
Proyecto: MEJORAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA DEL SISTEMA DE RIEGO LA ENSENADA, DISTRITO DE COCACHACRA, PROVINCIA DE ISLAY, DEPARTAMENTO DE AREQUIPA			
Ubicación: Distrito: Cochachaca Provincia: Ilay Departamento: Arequipa		SECCIONES TRANSVERSALES	
Escala: 1 : 200		Fecha: Abril 2018	Elaborado por: J.R.V.
			LAMINA <b>ST-06</b>