

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



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

**“ALTERNATIVA DE SOLUCION AL PROBLEMA DEL DREN UBICADO  
EN EL JR. PACHACUTEC Y LAS CUADRAS 4,5 Y 6 DE LA AVENIDA  
AVIACIÓN EN EL DISTRITO DE CHIMBOTE.”**

**TESISTAS:**

**Bach. PORTELLA CORDIGLIA CESAR EDUARDO**

**Bach. VÁSQUEZ HERNÁNDEZ LUIS ORLANDO**

**ASESOR:**

**MS. ING. ABNER LEÓN BOBADILLA**

**NUEVO CHIMBOTE – PERU**

**SETIEMBRE 2015**

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**CARTA DE CONFORMIDAD DEL ASESOR**

La presente tesis ha sido revisada y desarrollada en cumplimiento del objetivo propuesto reúne las condiciones formales y metodológicas, estando elaborada dentro de las áreas y líneas de investigación conforme al Reglamento General para obtener el título profesional en la Universidad Nacional del Santa. De acuerdo a la denominación siguiente:

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

**TÍTULO: “ALTERNATIVA DE SOLUCION AL PROBLEMA DEL DREN UBICADO EN EL JR. PACHACUTEC Y LAS CUADRAS 4,5 Y 6 DE LA AVENIDA AVIACIÓN EN EL DISTRITO DE CHIMBOTE.”**

**AUTORES:**

**Bach. PORTELLA CORDIGLIA CESAR EDUARDO**

**Bach. VÁSQUEZ HERNÁNDEZ LUIS ORLANDO**

---

**MS. ING. ABNER LEÓN BOBADILLA**  
**ASESOR**

# **UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA**

## **FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

### **CARTA DE CONFORMIDAD DEL JURADO EVALUADOR**

Damos de conformidad del presente estudio, desarrollado en cumplimiento del objetivo propuesto y presentado conforme al reglamento general para obtener el título profesional en la Universidad Nacional Del Santa titulado:

**“ALTERNATIVA DE SOLUCION AL PROBLEMA DEL DREN UBICADO EN EL JR. PACHACUTEC Y LAS CUADRAS 4,5 Y 6 DE LA AVENIDA AVIACIÓN EN EL DISTRITO DE CHIMBOTE.”**

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

Sustentada por:

**Bach. PORTELLA CORDIGLIA CESAR EDUARDO**

**Bach. VÁSQUEZ HERNÁNDEZ LUIS ORLANDO**

Y aprobado el día lunes 07 de Setiembre del 2015 por el jurado evaluador, el que firma a continuación:

---

**M. Sc. Ing. Hugo Rojas Rubio**  
Presidente

---

**Ms. Ing. Abner León Bobadilla**  
Secretario

---

**Ing. Julio Rivasplata Díaz**  
Integrante



## **DEDICATORIA**

A **DIOS**, por regalarme la vida y por guiarme en cada paso que doy en ella.

A mis padres **César** y **Gladys** por todo el esfuerzo que hicieron para que yo pudiera terminar mis estudios universitarios, haber contribuido en mi formación personal y por convertirme en la persona que soy, por todo eso les estoy muy agradecido.

A los profesores que contribuyeron en mi formación profesional brindándome todos sus conocimientos y experiencias.

A todas aquellas personas que de alguna manera ayudaron a la realización y culminación de la presente tesis de titulación.

**EDUARDO PORTELLA**



---

---

## DEDICATORIA

A **DIOS** todo poderoso, por estar siempre a mi lado, por haber guiado mis pasos durante el proceso de mi formación profesional, por todo lo que hace y seguirá haciendo en mi vida.

A mi Madre **Rosa Hernández C**, por todo el esfuerzo y sacrificio que hace mostrándome su gran amor por mí, por enseñarme a valorar todo lo que tengo. A mi Padre **Santos Luis Vásquez**, por haberme iniciado en mi carrera profesional, y por compartir todos sus conocimientos conmigo.

A mis hermanos **Renzo, Sandro, Hellen**; por comprenderme y tolerarme en los momentos difíciles de mi vida, por ser también mis motivos para seguir adelante por lo que siempre les estaré fielmente agradecido.

Y a mis maestros y amigos estudiantes que siempre me aconsejaron, ayudaron y apoyaron en todo momento a lo largo de mi vida universitaria

**LUIS VASQUEZ**



---

## **AGRADECIMIENTO**

Agradecemos en primer lugar a DIOS, por habernos acompañado y guiado a lo largo de nuestra carrera profesional, por darnos fortaleza en los momentos de debilidad y por brindarnos una vida llena de aprendizajes, experiencias y sobre todo felicidad.

En forma muy especial agradecemos a nuestros padres por apoyarnos en todo momento, por los valores q nos han inculcado y por habernos dado la oportunidad de tener una excelente educación en el trascurso de nuestra vida y Sobre todo porque son un excelente ejemplo de vida a seguir.

A nuestro asesor Ms. Ing. Abner león Bobadilla, por su orientación y apoyo durante el desarrollo de la presente Tesis.

Agradecemos la confianza, apoyo y dedicación de tiempo de nuestros docentes de la Escuela Académica Profesional de Ingeniería Civil y por brindarnos los conocimientos y experiencias que nos ayudaron en nuestra formación profesional.

A mis amigos y compañeros de estudios que convirtieron mis enojos y preocupaciones en momentos de alegría y diversión. A todos ellos gracias por su amistad.

**EDUARDO & LUIS.**



## INDICE

DEDICATORIA	
AGRADECIMIENTO	
RESUMEN	
ABSTRACT	
INTRODUCCIÓN	01
<b>CAPÍTULO I: ASPECTOS GENERALES</b>	
1.1. ASPECTOS INFORMATIVOS	04
1.2. PLAN DE INVESTIGACIÓN	04
1.2.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	04
1.2.2 OBJETIVOS	06
1.2.3 HIPÓTESIS	07
1.2.4 VARIABLES	07
1.2.5 DISEÑO EXPERIMENTAL	08
1.2.6 ESTRATEGIA DE TRABAJO	08
<b>CAPÍTULO II: MARCO TEORICO</b>	
2.1. DRENAJE	11
2.1.1 DRENAJE AGRICOLA	11
2.1.2 DRENAJE SUPERFICIAL	12
2.1.3 DRENAJE SUBTERRANEO	13
2.1.4 DRENAJE EN ZONAS HÚMEDAS	14
2.1.5 DRENAJE EN ZONAS ÁRIDAS	15
2.1.6 FORMAS DE REALIZAR EL DRENAJE	16
a) Drenaje Natural	16
b) Drenaje artificial	16
2.1.7 CLASES DE DRENES	16
2.1.7.1 COMPARACION DE LOS TIPOS DE DRENES	18
2.1.8 SISTEMA DE DRENAJE	18
Drenes de parcela o laterales	19
Drenes colectores	19
Drenes principales	19
2.1.9 EL DRENAJE Y SU RELACIÓN CON EL SUELO Y LOS CULTIVOS	20
2.1.10 INFLUENCIA DEL MAL DRENAJE EN LAS PROPIEDADES DEL SUELO	21
2.1.10.1 Propiedades físicas	21
2.1.11 INFLUENCIA DEL MAL DRENAJE EN EL DESARROLLO DE LOS CULTIVOS	25
2.2 CANALES, DEFINICIONES Y PRINCIPIOS BÁSICOS	29
2.2.1 DEFINICIÓN	29
2.2.2 CLASIFICACIÓN DE LOS CANALES:	30
2.2.3 ELEMENTOS GEOMÉTRICOS DE LOS CANALES	33
2.2.4 RELACIONES GEOMÉTRICAS PARA LA SECCIÓN DE CANALES MÁS COMUNES	37



---

2.2.5	TIPOS DE FLUJOS EN CANALES	44
2.2.5.1	Flujo Permanente y no Permanente	44
2.2.5.2	Flujo Uniforme y Variado	44
2.2.5.3	Flujo Laminar o Turbulento	46
2.2.5.4	Flujo Critico, Subcrítico Y Supercrítico	47
2.2.6	ECUACIÓN DE CONTINUIDAD	49
2.2.7	ECUACIÓN DE LA ENERGIA O ECUACIÓN DE BERNOULLI	50
2.2.8	ECUACIÓN DE LA CANTIDAD DE MOVIMIENTO O MOMENTUM	55
2.3	FLUJO UNIFORME	57
2.3.1	FÓRMULA DE CHÉZY	59
2.3.2	FORMULAS USUALES PARA CANALES	60
2.3.3	CALCULO DE FLUJO UNIFORME.	69
2.3.3.1	El Factor De Sección Para El Cálculo De Flujo Uniforme	70
2.3.3.2	Determinación de la sección transversal.	71
2.3.3.3	Cálculo del tirante normal y la velocidad normal.	79
2.3.3.4	Problemas de cálculo de flujo uniforme.	83
2.3.4	SECCIONES DE MÁXIMA EFICIENCIA HIDRÁULICA	84
2.3.5	CONSIDERACIONES PRÁCTICAS PARA EL DISEÑO DE CANALES	92
2.4	ENERGÍA ESPECIFICA Y RÉGIMEN CRITICO	102
2.4.1	ENERGIA ESPECÍFICA	102
2.4.2	RÉGIMEN CRITICO	104
2.4.3	ECUACIONES DEL RÉGIMEN CRÍTICO	108
2.5	LÍNEA DE IMPULSIÓN	124
2.5.1	Caudal de diserto	124
2.5.2	Cálculo de diámetro de la tubería	124
2.5.3	Velocidad media de flujo	125
2.5.4	Pérdidas de carga en tuberías	125
2.5.5	Selección de clase de tuberías	132
2.5.6	Carga Dinámica	133
2.5.7	Potencia de Impulsión	138
2.5.8	Tipos de Bombas	140
2.5.9	selección de bombas centrifugas	148
2.5.10	Cisterna De Bombeo	149
2.6	EL DESARENADOR	152
2.6.1	DEFINICIÓN	152
2.6.2	CLASES DE DESARENADORES	154
	1.- En función de su operación	154
	2.- En función de la velocidad de escurrimiento	154
	3.- Por la Disposición de los Desarenadores	155
2.6.3	DESARENADORES DE LAVADO INTERMITENTE	155
	Desarenador Longitudinal	156
	Desarenador de Vórtice	157
2.6.4	ELEMENTOS DE UN DESARENADOR	159
2.6.5	CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO HIDRÁULICO	164
2.6.5.1	Cálculo del diámetro de las partículas a sedimentar	164
2.6.5.2	Calculo de la velocidad del flujo v en el tanque	164

---



---

2.6.5.3	Calculo de la velocidad de calda w (en aguas tranquilas)	165
2.6.5.4	Cálculo de las dimensiones del tanque	166
2.6.5.5	Cálculo de la longitud de transición	175
2.6.5.6	Cálculo de la longitud del vertedero	175
2.6.5.7	Cálculos complementarios	179
<b>CAPÍTULO III: MATERIALES Y MÉTODOS</b>		
3.1	MÉTODO DE ESTUDIO	183
3.2	MATERIALES	184
<b>CAPÍTULO IV: RESULTADOS Y DISCUSION</b>		
4.1	RESULTADOS Y DISCUSIÓN	187
<b>CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>		
5.1	CONCLUSIONES	228
5.1	RECOMENDACIONES	231
<b>REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA</b>		
<b>ANEXOS</b>		



## **RESUMEN**

En el presente trabajo de investigación se realizará una propuesta de alternativa de solución a los problemas causados por el dren ubicado en el Jr. Pachacutec y las cuadras 4, 5 y 6 de la Avenida Aviación de Chimbote, ya que actualmente se encuentra funcionando pero de manera deficiente ya que en los últimos meses se han presentado desbordes de aguas provocando inundaciones en la zona, produciendo la contaminación del medio ambiente y provocando problemas de congestionamiento vehicular y pérdidas económicas por parte de los negocios cercanos. Por tal motivo se planteará un nuevo trazo y diseño de un nuevo dren que evacue las aguas agrícolas excedentes hacia el Rio Lacramarca, para evitar los problemas mencionados anteriormente.



## **ABSTRACT**

In the present investigation work, a proposed alternative solution will be made to the problems caused by the drain located at Jr. Pachacutec and blocks 4, 5 and 6 of the Aviation Avenue of Chimbote, because it is currently running, but so deficient because in recent months there have been overflowing waters causing flooding in the area, causing environmental pollution and causing traffic congestion problems and economic losses for nearby businesses. Therefore a new layout and design of a new drain to evacuate the surplus to the Rio Lacramarca agricultural water will be raised to avoid the problems mentioned above.



---

---

## INTRODUCCIÓN

La preocupación por desarrollar distintos sistemas de drenaje que garantice una óptima evacuación de las aguas ha sido un problema desde hace muchos años atrás en todo el mundo; en la actualidad esta problemática no es ajena, por ello se ha tratado de aplicar métodos y técnicas para mejorar dichos sistemas.

El sistema de drenaje insuficiente ubicado en la ciudad de Chimbote, Provincia del Santa, Región Ancash, tiene su nacimiento en el A. H. El Porvenir y en el A. H. San Miguel; ramales que se juntan a la altura del P. J. Magdalena Nueva donde se inicia el Jr. Pachacutec y continua por las cuadras 4,5 y 6 de la Av. Aviación, cruzando la Av. José Pardo con dirección al Océano Pacífico; éste viene desbordándose los últimos años, causando inundaciones considerables en las calles y viviendas de alrededor, aún más en la Av. Aviación y la Av. José Pardo provocando deterioro de la carpeta asfáltica. Actualmente el dren se encuentra parcialmente expuesto con riesgos a que la población este vulnerable a enfermedades respiratorias por la contaminación e insectos de la zona.

Por todos los motivos mencionados anteriormente el presente proyecto de investigación tiene como propósito dar una alternativa de solución a los problemas de desborde que se ha venido presentando en los últimos años en el Dren Ubicado en el Jr. Pachacutec y las Cuadras 4,5 y 6 de la Avenida Aviación en el



Distrito De Chimbote , en el presente proyecto se plantea un nuevo trazo y conducción de las aguas agrícolas excedentes hacia el Rio Lacramarca a por medio de un nuevo Dren, que inicia en el AA.HH. Santo Domingo, P.J. 02 de mayo, av. Perú terminando en el rio mencionado atrás, dentro del presente proyecto se contempla el diseño de un desarenador en la progresiva 0+000 (inicio del proyecto), conducción de las aguas hasta la progresiva 1+540 mediante un canal de concreto de sección rectangular cerrado (1.00x0.80m), luego mediante un sistema de bombeo dirigir el agua excedente de riego por tubería de PVC hasta una cámara rompe presión ubicada en la progresiva 2+500 , para luego continuar conduciendo el exceso de agua por gravedad mediante un canal de la misma sección que el inicial hasta llegar la Rio Lacramarca para su descarga, con el fin de contribuir a reducir y controlar los efectos ambientales actuales producidos por el elevado nivel freático y los desbordes ocasionados.

La ejecución del sistema de drenaje planteado generará grandes impactos positivos al deprimir los niveles freáticos en la zona y posibilitar la rehabilitación de áreas degradadas por altas concentraciones de salinidad



---

---

# CAPÍTULO I

---

---

## ASPECTOS GENERALES



---

## 1.1. ASPECTOS GENERALES

### 1.1.1. TÍTULO:

**“ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN AL PROBLEMA DEL DREN UBICADO EN EL JR. PACHACUTEC Y LAS CUADRAS 4,5 Y 6 DE LA AVENIDA AVIACIÓN EN EL DISTRITO DE CHIMBOTE”**

### 1.1.2. TIPO DE INVESTIGACIÓN:

**TIPO** : APLICADA

**DISEÑO** : EXPERIMENTAL

### 1.1.3. UBICACION:

**CIUDAD** : CHIMBOTE

**DISTRITO** : NUEVO CHIMBOTE

**PROVINCIA** : SANTA

**DEPARTAMENTO** : ANCASH

**REGION** : ANCASH

## 1.2. PLAN DE INVESTIGACION.

### 1.2.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA:

Desde que en Chimbote se empieza a cultivar y logró realizar toda actividad agrícola, la población se ha visto en la necesidad de evacuar las aguas excedente producto del riego de sus tierras y dirigirlos a un punto de evacuación. Es por ello que desde aproximadamente en los años 1972 se construyó el dren que pasa por el Jr. Pachacutec y las Cdras 4, 5 y 6 de la Av. Aviación que conducen estas aguas agrícolas desembocándolas al mar, el cual debido a su tiempo de



antigüedad y deterioro en los últimos 10 años viene desbordándose causando inundaciones en la zona. En el año 2013 la Municipalidad Provincial del Santa programo ejecutar una primera etapa de 401.40 ml de mejoramiento de dren, que corresponde a las cuadras 4, 5 y 6 de la Av. Aviación desde el km. 0+485 al km. 0+886.40, el cual los primeros meses no presento problemas mayores pero que en el año 2014 en el mes de junio sufrió un desborde provocando así que las viviendas que se encuentran a un nivel más bajo de la calle quedaran inundadas y aún más en la Av. Aviación y la Av. José Pardo vienen causando deterioro de la carpeta asfáltica existente, provocando el levantamiento parcial de esta, causando que la cuadra entre Balta y Aviación quede en muy mal estado así mismo la congestión vehicular, perdidas económicas de los negocios cercanos a la zona y contaminación del medio ambiente. Considerando que en la actualidad año 2015 el dren ubicado en la avenida aviación no ha presentado nuevos desbordes, aún se encuentra abierto exponiendo la salud de la población por la contaminación que esto produce, considerando que las autoridades de la zona no gestionan un proyecto para su restauración, se propone plantear una alternativa de solución diferente la cual tiene como propósito realizar un nuevo sistema de drenaje de estas aguas y conducir las hacia el rio Lacramarca el cual llevara estas aguas hasta el mar, por lo tanto cabe preguntarse:



¿Será el trazo y construcción de un nuevo sistema de drenaje que evacue las aguas excedentes del riego agrícola hacia el rio lacramarca mediante un sistema de bombeo, la solución a los frecuentes problemas de inundación producida por los desbordes de agua del Dren ubicado en el Jr. Pachacutec y las cuadras 4,5 y 6 de la avenida aviación en el distrito de Chimbote?

## 1.2.2. OBJETIVOS

### 1.2.2.1. OBJETIVO GENERAL:

- Ubicar un nuevo Dren para las aguas excedentes de regadío hacia el Rio Lacramarca como alternativa de solución al problema del dren ubicado en el Jr. Pachacutec y las cuadras 4,5 y 6 de la avenida aviación en el distrito de Chimbote.

### 1.2.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS:

- Realizar el levantamiento topográfico para obtener la ruta más adecuada para el nuevo dren.
- Realizar el nuevo trazo del Dren para evacuar las aguas agrícolas excedentes hacia el rio lacramarca.
- Diseño de la sección hidráulica del nuevo canal con ayuda del software Hcanales.
- Diseño hidráulico de la línea de succión e impulsión



---

### 1.2.3. HIPOTESIS:

**“Sí, se logra realizar el nuevo trazo y diseño de un dren que lleve las aguas agrícolas excedentes hacia el rio Lacramarca mediante un sistema de bombeo, entonces se logrará un correcto sistema de evacuación de las aguas, evitando problemas de inundaciones, producidos por el mal funcionamiento del Dren ubicado en el Jr. Pachacutec y las cuadras 4,5 y 6 de la avenida aviación en el distrito de Chimbote”.**

### 1.2.4. VARIABLES

#### 1.2.4.1 VARIABLE INDEPENDIENTE.

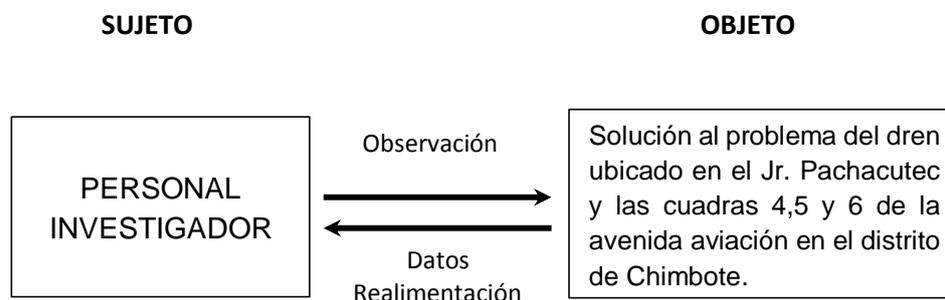
- INUNDACIONES

#### 1.2.4.2 VARIABLE DEPENDIENTE.

- ALTERNATIVA DE SOLUCION AL PROBLEMA DEL DREN UBICADO EN EL JR. PACHACUTEC Y LAS CUADRAS 4,5 Y 6 DE LA AVENIDA AVIACIÓN EN EL DISTRITO DE CHIMBOTE.

### 1.2.5. TIPO DE DISEÑO

Diseño - experimental.



### 1.2.6. ESTRATEGIA DE TRABAJO

#### 1.2.6.1 ESTRATEGIA DE ESTUDIO

- Recopilación y análisis de información sobre estudios realizados, relacionados a la trabajo de investigación.
- Se tomaron datos mediante observaciones en campo a efectos de hacer un análisis preliminar de la sección del canal existente en ciertos tramos.
- Analizó y diagnosticó posibles problemas de diseño en el Dren, proponiendo una alternativa de solución.
- Formular conclusiones y recomendaciones relacionadas con la investigación.
- Recopilación de todos los datos mencionados y redacción del informe final del trabajo de investigación.



---

### 1.2.6.2 Población Muestra.

- Dren para la evacuación de aguas excedentes de riego agrícola hacia el Rio Lacramarca.

### 1.2.6.3 Técnicas de Recolección de Datos

- Se Realizó visitas a la zona en estudio y determinó donde se presentan los problemas de inundaciones.
- Toma de apuntes, mediante la realización de encuestas a vecinos cercanos a la zona.
- Recolección de datos sobre los parámetros usados para la construcción del dren, solicitándolo a la municipalidad de Chimbote y documentando toda información al respecto.

### 1.2.6.4 Técnicas de Análisis y Procesamiento de la Información

- La realización del diseño hidráulico de la caja del nuevo dren se realizó teniendo previamente los parámetros necesarios para su cálculo como son el caudal, ancho de solera, talud, rugosidad y pendiente, esto se logró con ayuda del software Hcanales.
- Para el diseño de la línea de impulsión y desarenador se tendrá en cuenta la aplicación de las normas técnicas vigentes, como el Reglamento Nacional de Edificaciones, manual hidráulico de diseños del ANA.



---

---

# CAPÍTULO II

---

---

## MARCO TEÓRICO



---

## 2. MARCO TEORICO

### 2.1 DRENAJE

La palabra drenaje, en general significa descargar por medios naturales o artificiales del exceso de agua acumulado en la superficie o a lo largo del perfil del suelo.

Los excesos de agua, se pueden presentar en muchas situaciones, por lo que el agua es descargada con muchos fines:

- Drenaje de una casa
- Drenaje de una urbanización
- Drenaje de una ciudad
- Drenaje de una carretera
- Drenaje de un aeropuerto
- Drenaje de un campo deportivo
- Drenaje de un campo agrícola

En el presente trabajo se desarrollará los conceptos de drenaje y su relación con los suelos y los cultivos.

#### 2.1.1 DRENAJE AGRICOLA

El drenaje es una tecnología que tiene como objetivo fundamental, disminuir el exceso de agua acumulada, tanto en la superficie como en el interior del suelo, con el fin de mantener las condiciones óptimas de aireación y actividad biológica indispensables para los procesos fisiológicos de crecimiento y desarrollo radicular, como se muestra en la Figura 2.1.

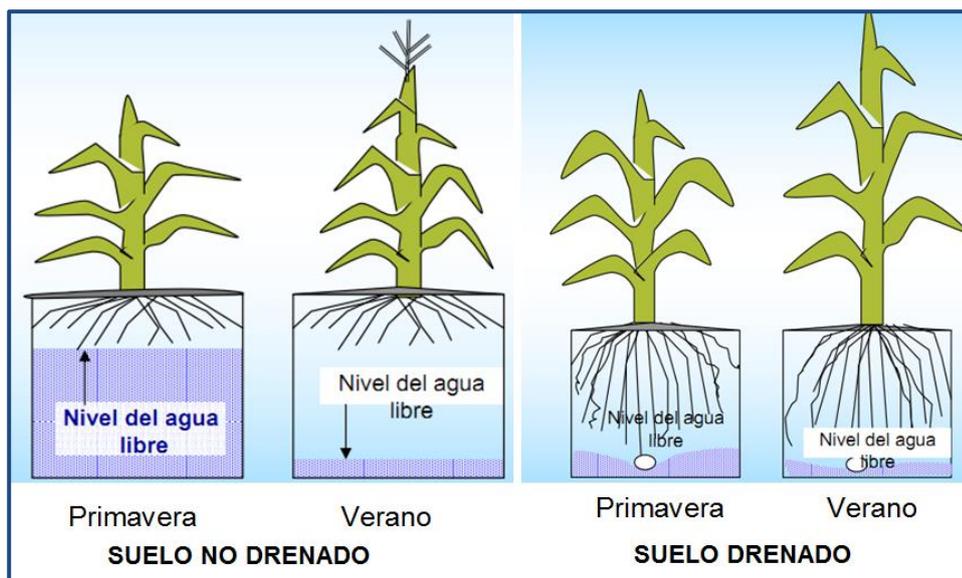


Figura 2.1: Diferencia de crecimiento radicular y vigor de la planta bajo condiciones de mal y buen drenaje

**Colina, S. De la.** (1997) expresa que, el drenaje de tierras agrícolas tiene como objeto eliminar los sobrantes de agua del suelo, con el fin de mantener las condiciones necesarias de aireación y actividad biológica del mismo, para que las plantas puedan desarrollar los procesos de crecimiento de su sistema radical y, por ende, de su parte aérea.

### 2.1.2 DRENAJE SUPERFICIAL

Cuando en una parcela o zona agrícola se tienen problemas de exceso de agua o de sales se requiere de la construcción de obras de drenaje o bien de nivelaciones, que permitan solucionar el problema a fondo. Estas podrán ser distintas en función de si se trata de suelos agrícolas de riego o temporal, si son planos o accidentados, si tienen problemas de nivel freático o no, etc.

Cuando se habla de drenaje superficial se debe tratar siempre lo relacionado a los cálculos de los distintos caudales a evacuar para que posteriormente se proyecten las dimensiones de los drenes.



*Figura 2.2: Evacuación del exceso de agua mediante un dren superficial (canal abierto)*

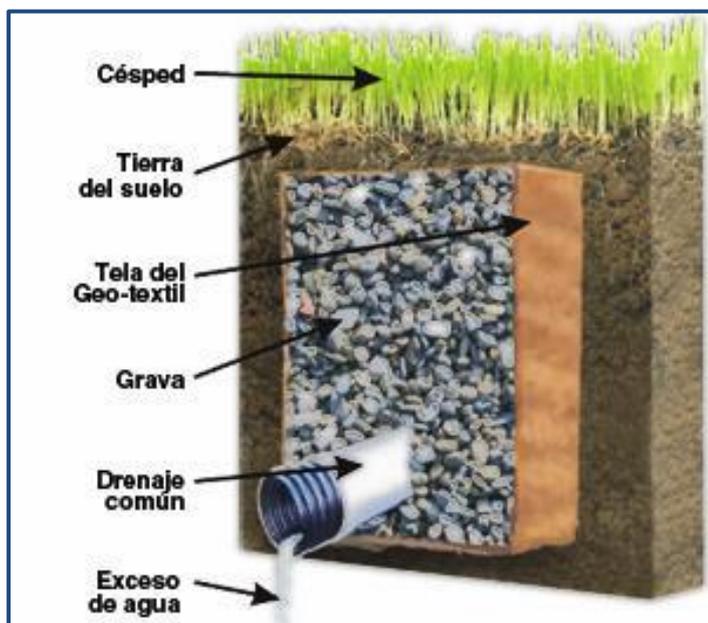
### **2.1.3 DRENAJE SUBTERRANEO**

El Drenaje Subsuperficial o subterráneo, tiene como finalidad controlar la posición de la tabla de agua, nivel freático o napa freática, de forma que el balance de agua y sales en la zona radicular sea favorable para los cultivos. Para ello se elimina el agua infiltrada procedente de la lluvia, riego u otros orígenes.

Se llama nivel freático, a la superficie de agua presente en el suelo, la cual marca el límite entre el suelo saturado y el suelo no saturado y que tiene la particularidad de que la presión es igual a la presión atmosférica. Generalmente, el nivel freático se ubica sobre

un estrato impermeable, el cual impide el movimiento vertical del agua, produciendo la condición de suelo saturado.

En la figura 2.3, se muestra un dren subterráneo evacuando excesos de agua del subsuelo.



*Figura 2.3: control del nivel de la tabla de agua a través de un dren subterráneo*

#### 2.1.4 DRENAJE EN ZONAS HÚMEDAS

En las zonas húmedas como Costa Rica, las condiciones climáticas presentan una precipitación mayor que la evapotranspiración. Si se tiene una topografía desfavorable y los suelos presentan una baja capacidad de transmisión, es muy probable que se presente problemas de drenaje superficial. En estas zonas el exceso de precipitación, casi siempre garantiza el mantenimiento del balance salino del suelo, por lo cual, el objetivo del drenaje es asegurar a los cultivos, un espesor de suelo suficientemente aireado para que su desarrollo radicular sea normal.



*Figura 2.4: control del nivel freático en zonas excesivamente húmedas mediante canales*

### **2.1.5 DRENAJE EN ZONAS ÁRIDAS**

En las zonas áridas, la precipitación es reducida, por lo que ésta es menor que la evapotranspiración. El desarrollo de los cultivos es posible gracias a la aplicación del riego. Una aplicación inadecuada del riego, provoca que los excesos eleven el nivel freático. Por otro lado, dado que el agua de riego contiene algo de sales, con el tiempo éstas se van acumulando en el terreno. En estas zonas, el drenaje tiene como objetivo principal abatir los niveles freáticos y eliminar la salinidad del perfil, donde se desarrolla el sistema radicular.



---

## 2.1.6 FORMAS DE REALIZAR EL DRENAJE

El drenaje o la eliminación de los excesos de agua, puede ser natural o artificial.

### a) Drenaje Natural

Cuando el terreno tiene capacidad para eliminar los sobrantes de agua, sobre o dentro del suelo, no importando la cuantía de la fuente (lluvia, sobre riego), debido a ser suelos permeables profundos o a su posición topográfica.

### b) Drenaje artificial

Cuando para la evacuación de los excesos del agua interviene la mano del hombre.

El drenaje artificial, se realiza con los drenes, los cuales son canales naturales o artificiales, que sirven para la evacuación de los excesos de agua. Los drenes se construyen en las partes más bajas del terreno, con esto se aprovecha la topografía, para que el agua se encauce por gravedad hacia los drenes.

## 2.1.7 CLASES DE DRENES

Los drenes por su construcción se pueden agrupar en dos clases: abiertos o cerrados.

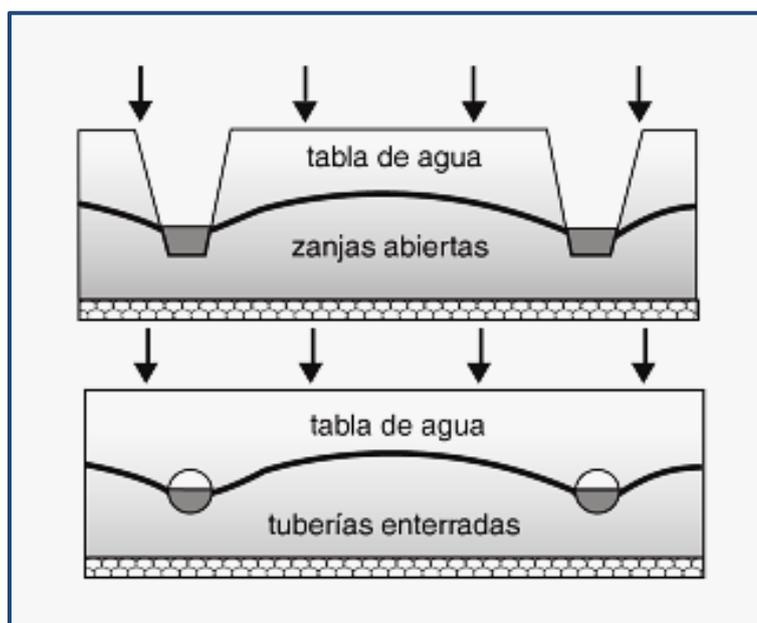
**i) Los Drenes Abiertos (zanjas abiertas):**

Se utilizan tanto para el drenaje superficial como para el subterráneo. Estos tipos de drenes tienen un costo de mantenimiento mayor que los drenes cerrados.

**ii) Los Drenes Cerrados (tuberías enterradas):**

Se utilizan para drenaje subterráneo.

Las tuberías enterradas, dejan pasar el agua a través de perforaciones o por las juntas de cada dos tubos. Se pueden utilizar para el drenaje superficial, siempre y cuando se construyan sumideros que capturen el agua superficial y lo transporten a las tuberías enterradas. Estos tipos de drenes tienen un costo de construcción mayor que los drenes abiertos.



**Figura 2.5:** Clases de Drenes



### 2.1.7.1 COMPARACION DE LOS TIPOS DE DRENES

DRENES ABIERTOS	DRENES ENTERRADOS
<ul style="list-style-type: none"><li>• Disminuye el área de cultivos.</li><li>• Es más económico</li><li>• Mayor área de recolección</li><li>• Se emplea en suelos de poco valor económico</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• No origina pérdida de cultivo</li><li>• Mayor inversión</li><li>• Menor área de recolección</li><li>• Se emplea en suelos de valor económico considerable.</li></ul>

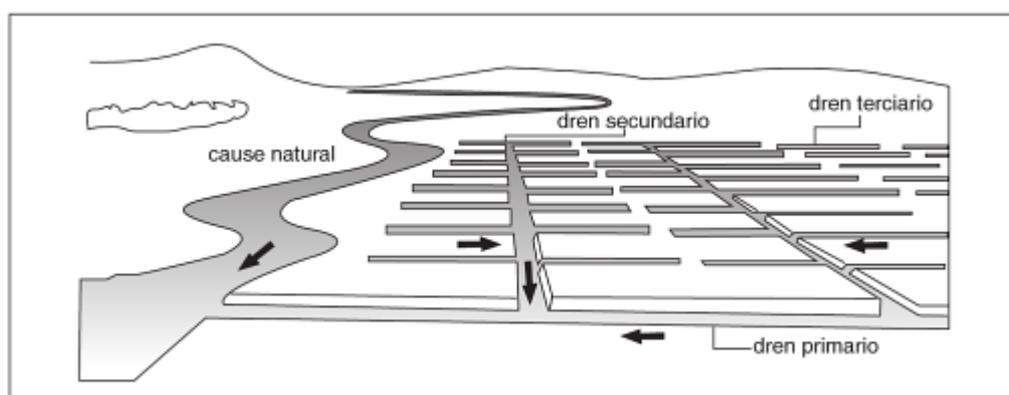
### 2.1.8 SISTEMA DE DRENAJE

El sistema de drenaje permite la circulación de las aguas estancadas en el terreno, a causa de las depresiones topográficas y controla la acumulación de sales en el suelo, ya que esto puede disminuir la productividad. Si en un terreno no se instala un sistema de este, cuando ocurran estos fenómenos topográficos el agua estancada provocara daños graves a la agricultura. Ahora bien existen otros orígenes de estas aguas como es por la elevación de las aguas subterráneas, a causa del riego en exceso, o, por la elevación de las aguas del río, otra causa es por el escurrimiento superficial y por la precipitación en el área. El sistema de drenaje conduce las aguas apozadas a otra parte por medio de tuberías o de una red de canales, es importante tener en cuenta que debemos llevar una limpieza periódica en este sistema, debemos eliminar el

fango y malezas los cuales podrían ocasionar que la eficiencia del sistema se pierda y tenga problemas.

En un sistema de drenaje subterráneo (figura 2.6) se pueden distinguir:

- **Drenes de parcela o laterales (terciarios)**, son drenes generalmente paralelos cuya misión es controlar la profundidad de la tabla de agua, a fin de proporcionar a los cultivos un medio adecuado para su normal desarrollo.
- **Drenes colectores (secundarios)**, cuya misión es recoger el agua de los drenes de parcela y transportarlos a los drenes principales.
- **Drenes principales (primarios)**, cuya misión es transportar el agua fuera del área cultivada. No siempre hay una distinción clara de las funciones de los drenes, por ejemplo, todos los drenes colectores y de parcela tienen también una misión de transporte, y todos los drenes colectores y principales controlan también en parte la profundidad de la tabla de agua.



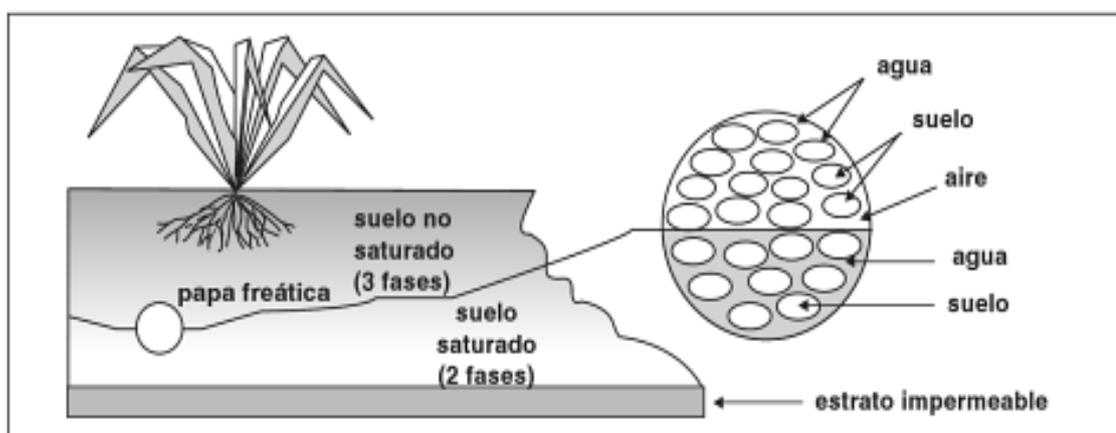
**Figura 2.6:** Esquema de un Sistema de Drenaje Subterráneo

## 2.1.9 EL DRENAJE Y SU RELACIÓN CON EL SUELO Y LOS CULTIVOS

Para que las semillas germinen, las plantas crezcan, se desarrollen adecuadamente y produzcan altos rendimientos, es necesario que en el suelo coexistan adecuadamente tres fases: una fase sólida, representada por las partículas de suelo; una fase líquida, representada por el agua; y una fase gaseosa, representada por el aire (figura 2.7).

Bajo condiciones de mal drenaje o de exceso de agua, el aire presente en el suelo es removido y el espacio libre es ocupado por el agua. En tales condiciones, las plantas son afectadas en sus procesos esenciales, debido a que el oxígeno es indispensable para la respiración de las raíces.

La condición de humedad excesiva influye, por una parte, en muchas propiedades del suelo; por otra, afecta directamente a los cultivos que en ellos se desarrollan.



**Figura 2.7:** Fases Existentes En Un Suelo No Saturado Y Saturado



---

## 2.1.10 INFLUENCIA DEL MAL DRENAJE EN LAS PROPIEDADES DEL SUELO

### 2.1.10.1 Propiedades físicas

El exceso de humedad afecta desfavorablemente a algunas propiedades físicas del suelo, de importancia para el desarrollo de los cultivos; el efecto más importante es la disminución de la aireación en la zona radicular, otras son:

- Estructura
- Permeabilidad
- Textura
- Temperatura

#### ➤ Aireación

Para la respiración y otras actividades metabólicas, las raíces requieren oxígeno. Ellas absorben agua y nutrientes disueltos desde el suelo y producen dióxido de carbono, el cual se intercambia con el oxígeno de la atmósfera. Este proceso de aireación, el cual tiene lugar por difusión y transporte de masas, requiere que en el suelo existan espacios porosos llenos con aire. Para que las raíces estén bien desarrolladas, se requiere que agua, nutrientes y aire estén disponibles simultáneamente.

El aumento de humedad del suelo, se hace mediante el desplazamiento del aire que ocupa los poros del mismo, por el agua.



Un exceso de humedad ocasiona una disminución del contenido de aire del suelo. El oxígeno (O<sub>2</sub>) es rápidamente consumido y en consecuencia, a los pocos días, el nivel de O<sub>2</sub> se reduce y aumenta el anhídrido carbónico (CO<sub>2</sub>). Esta situación influye en el comportamiento de las raíces, en las propiedades químicas del suelo y en las actividades microbianas que en él tienen lugar.

La falta de oxígeno en la zona radicular trastorna la fisiología de las raíces, dificultando la absorción de agua y nutrientes y su transporte a las partes aéreas, todo lo cual se traduce en disminución de la producción.

#### ➤ Estructura

Se entiende por estructura, la agregación y ordenamiento de las partículas (arena, limo y arcilla) de un suelo. Una buena estructura significa que esta agregación y ordenamiento crea condiciones favorables simultáneamente para la aireación y mantenimiento de la humedad. Asimismo, significa que la resistencia mecánica a las raíces se reduce y se provee un buen soporte para las labores de mecanización.

La saturación del suelo puede afectar a su estructura por distintos mecanismos. Uno de ellos es a través de la salinización. El exceso de sales suele ir asociado al mal drenaje, y ocasiona en ciertas condiciones, alteraciones en la estructura que pueden llegar hasta su total deterioro.



Otra forma en que el exceso de humedad afecta a la estructura, es facilitando la compactación, que ocasiona el paso de la maquinaria agrícola cuando el suelo está húmedo.

En suelos saturados, el desarrollo de las raíces es menor, sobre todo en profundidad, lo que indirectamente también afecta a la estructura.

Por todas estas razones, es frecuente que los suelos mal drenados presenten una estructura más desfavorable, compacta y poco permeable que la de los suelos con buen drenaje.

#### ➤ **Permeabilidad**

Todos los agentes que modifican la estructura tienen un efecto sobre

la permeabilidad; por ejemplo, la degeneración de la estructura que puede ocurrir en suelos sódicos disminuye la permeabilidad.

Lo mismo ocurre con la compactación.

La mejora del drenaje, ocasiona un cierto aumento en la permeabilidad, debido a las grietas que se forman como consecuencia de la alternancia de estados secos y húmedos y a la mayor penetración de las raíces. Este efecto mejorador de la permeabilidad, es más acentuado en terrenos arcillosos.



---

➤ **Textura**

Más que una relación causa-efecto entre el mal drenaje y la textura, lo que se da con mucha frecuencia, es la coincidencia de texturas arcillosas con áreas mal drenadas.

Del mismo modo que el mal drenaje tiene poco efecto con la textura, la mejora del drenaje no tiene prácticamente consecuencias en esa propiedad del suelo, un suelo arenoso lo continuará siendo después de drenado, e igual ocurre con los arcillosos, francos, etc.

➤ **Temperatura**

La reducción del contenido de agua y el aumento del aire en el suelo, como consecuencia del drenaje, resulta en una disminución del calor específico del mismo. En general, el agua requiere cinco veces más calor que el suelo seco para elevar su temperatura. Por lo anterior, suelos con aproximadamente 50% de humedad requieren 2.5 veces más calor que un suelo seco para calentarse. Además, el efecto de enfriamiento debido a la mayor evaporación desde un suelo mojado, impide que la temperatura aumente. En primavera, en climas templados, ambos efectos causan un retraso en el crecimiento. En general, puede decirse que cuando un suelo es drenado, el clima del suelo superficial cambia favorablemente, lo cual permite siembras o plantaciones más tempranas en regiones con inviernos fríos.



La temperatura del suelo, incide directamente sobre el crecimiento de la planta, por su efecto sobre la disponibilidad de nutrientes, relaciones de humedad y absorción de agua. Bajas temperaturas del suelo desaceleran la descomposición de la materia orgánica, de modo tal, que sólo escasos nutrientes quedan disponibles.

### **2.1.11 INFLUENCIA DEL MAL DRENAJE EN EL DESARROLLO DE LOS CULTIVOS**

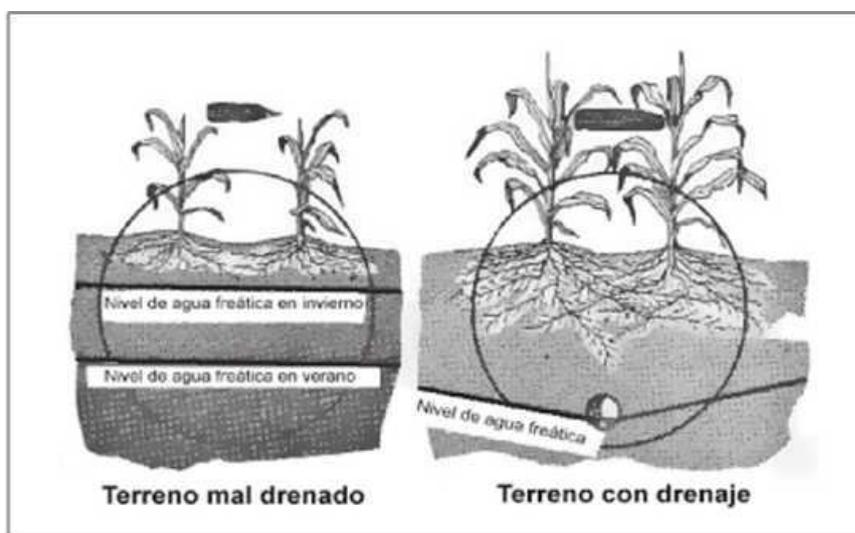
La alteración que mayor perjuicio causa a los cultivos es la disminución de la aireación, por su efecto directo sobre la respiración de las raíces y por el indirecto de modificar las actividades microbianas.

#### ***A) Aireación del suelo y la fisiología de las raíces***

Bajo condiciones de mal drenaje, es posible encontrar que:

- Las raíces de los cultivos son más cortas
- El sistema radicular ocupa menos espacio, es más superficial y algunas veces las raíces se extienden hacia la superficie (figura 2.8)
- Las raíces son menos numerosas, el sistema radicular menos complejo y generalmente se detiene la formación de pelos radiculares
- Se estimula el desarrollo de raíces adventicias

- La respiración cambia de aeróbica a anaeróbica con la consecuente acumulación de subproductos tóxicos y una menor eliminación de energía a partir de la misma cantidad de carbohidratos
- Se reduce la tasa de transpiración y consecuentemente la de absorción de agua y nutrientes
- Los brotes de las hojas se reducen y las hojas se decoloran
- Los procesos reproductivos son retrasados y reprimidos
- Las llores o frutos jóvenes pueden caer prematuramente



**Figura 2.8:** Influencia del drenaje en el desarrollo radicular (Tomado de Principios y aplicaciones del drenaje. ILRI).

El normal desarrollo de las actividades fisiológicas de las raíces (absorción de agua y nutrientes, etc.) requiere la presencia del oxígeno en el suelo, que es consumido por las raíces produciendo CO<sub>2</sub>.

En suelos con mal drenaje, la respiración de las raíces se ve muy dificultada. Los macroporos, donde normalmente existiría aire,



están ocupados por el agua. Al principio las raíces consumen el aire atrapado en el agua del suelo, el cual no es expulsado totalmente; así mismo utilizan el oxígeno disuelto. Esto explica el por qué las plantas pueden resistir algún tiempo con el suelo saturado sin que disminuya la producción. Cuando el oxígeno disponible desciende por debajo de unos niveles que son distintos para cada planta, las raíces disminuyen su actividad respiratoria y en consecuencia disminuyen también sus actividades fisiológicas con las siguientes consecuencias:

- a) Disminuye la absorción de iones de acuerdo al siguiente orden: K, N,  $P_2O_5$ ,  $Ca^{2+}$  y  $Mg^{2+}$ .
- b) Disminuye el transporte de estos iones a las partes aéreas.
- c) Disminuye la absorción de agua.

Algunas plantas tienen una elevada resistencia al exceso de humedad, debido a que disponen de mecanismos que aseguran la respiración de las raíces en esas difíciles condiciones. Ejemplo el álamo y el fresno, ello es posible por la elevada capacidad de esos árboles para absorber el oxígeno disuelto.

A veces la resistencia y la asfixia es debida a ciertas adaptaciones morfológicas, un caso típico es el arroz, esta planta posee espacios intercelulares que constituyen verdaderos canales que comunican las partes aéreas con las raíces. A través de estos canales, el  $O_2$ , absorbido por las hojas es conducido a las raíces, que de esa manera pueden respirar normalmente.



Otra especie que puede transportar oxígeno de las hojas a las raíces es el sauce.

El mal drenaje puede ser foco de enfermedades no solo para las plantas sino también para el hombre y los animales.

### **B) Alteraciones en las actividades microbianas**

Con la disminución del contenido de  $O_2$  la microflora aerobia desaparece gradualmente, siendo sustituida por microorganismos anaeróbicos, cuyas actividades tienen los siguientes efectos:

1. Algunas sustancias son reducidas, entre ellas el hierro y el manganeso, que pasan a formas más solubles y pueden producir toxicidad. Por ejemplo, la alfalfa es sensible al *Mn* disuelto. Algunas sales de hierro reducido como *SFe* dan al suelo el color gris azulado, característico de los suelos mal drenados.

Los sulfatos se reducen a sulfuras, formando sales como *SFe* o  $SH_2$ , que también es tóxico.

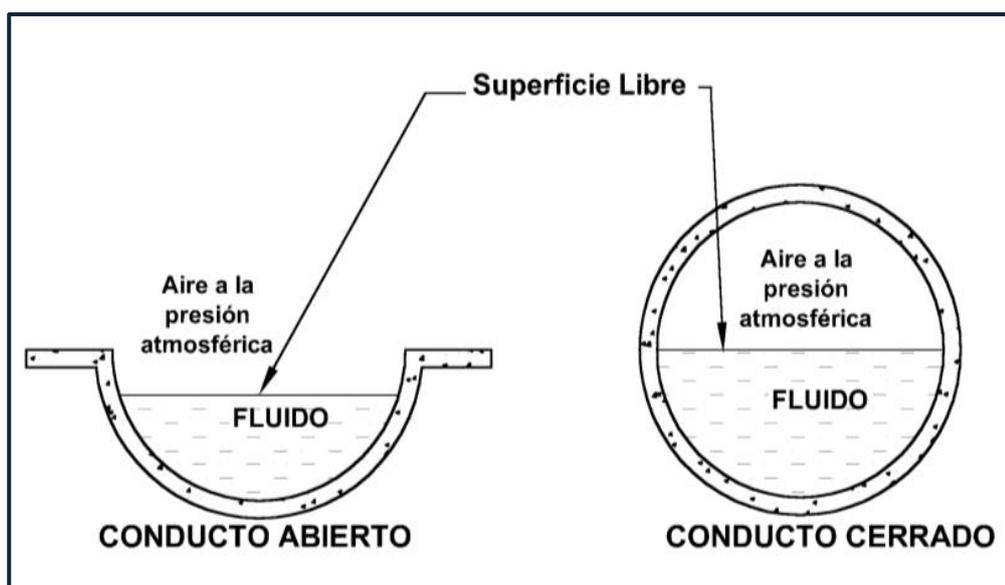
2. La cantidad de nitrógeno asimilable disminuye por dos motivos:

- La descomposición de la materia orgánica disminuye en condiciones anaeróbicas, liberando por tanto menos nitrógeno mineral.
- La disminución de *N* asimilable ocasiona fuertes reducciones en las producciones, que solo pueden ser compensadas mediante la aplicación de abonos en forma de nitratos.

## 2.2 CANALES, DEFINICIONES Y PRINCIPIOS BÁSICOS

### 2.2.1 DEFINICIÓN:

Los canales son conductos abiertos o cerrados en los cuales el agua circula debido a la acción de la gravedad y sin ninguna presión, pues la superficie libre del líquido está en contacto con la atmósfera; esto quiere decir que el agua fluye impulsada por la presión atmosférica y de su propio peso.



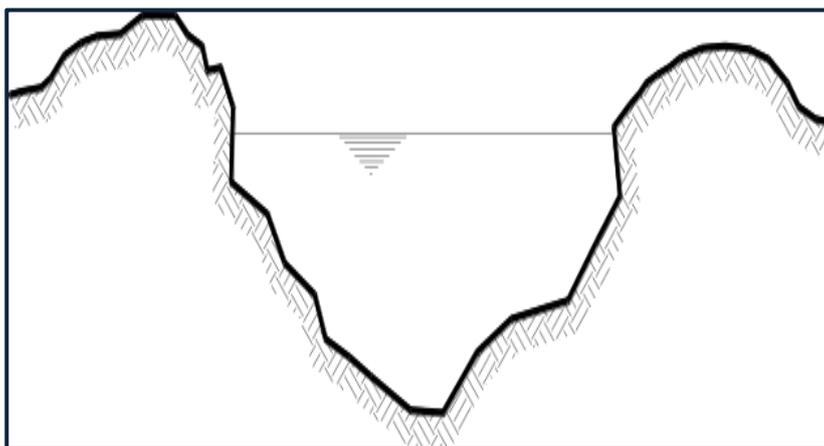
**Figura 2.9:** flujo en conductos cerrados y abiertos

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

## 2.2.2 CLASIFICACIÓN DE LOS CANALES:

De acuerdo con su origen los canales se clasifican en:

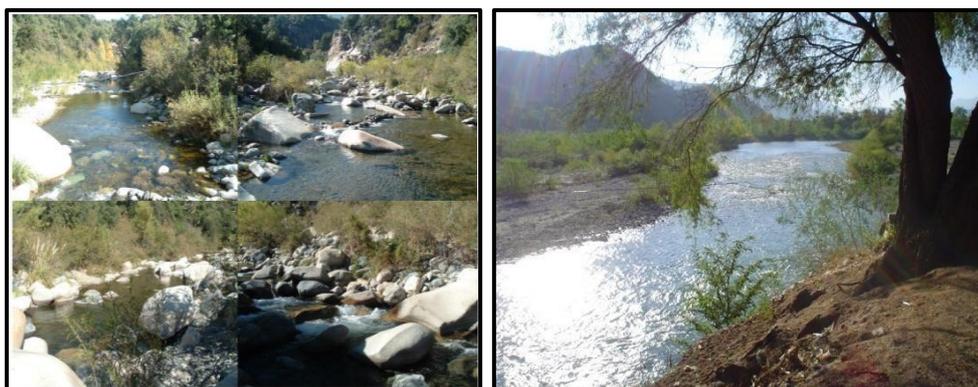
**a) Canales naturales:** Incluyen todos los cursos de agua que existen de manera natural en la tierra, los cuales varían en tamaño desde pequeños arroyuelos en zonas montañosas, hasta quebradas, ríos pequeños y grandes, arroyos, lagos y lagunas. Las corrientes subterráneas que transportan agua con una superficie libre también son consideradas como canales abiertos naturales. La sección transversal de un canal natural es generalmente de forma muy irregular y variable durante su recorrido (Fig.2.10a, b y c), lo mismo que su alineación y las características y aspereza de los lechos.



**Figura 2.10a** Sección transversal irregular



*Figura 2.10b* Sección transversal irregular

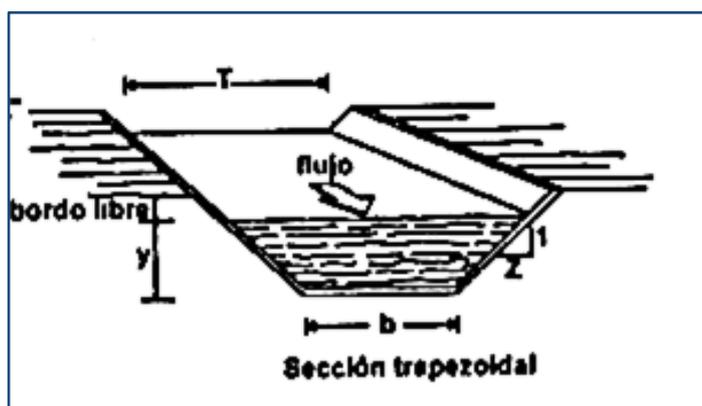


*Figura 2.10c* Sección transversal irregular río “Matamba”, Cuicatlan

**b) Canales artificiales:** Los canales artificiales son todos aquellos contruidos o desarrollados mediante el esfuerzo de la mano del hombre, tales como: canales de riego, de navegación, control de inundaciones, canales de centrales hidroeléctricas, alcantarillado pluvial, sanitario, canales de desborde, canaletas de madera, cunetas a lo largo de carreteras, cunetas de drenaje agrícola y canales de modelos contruidos en el laboratorio. Los canales artificiales usualmente se diseñan con forma geométricas regulares (prismáticos), un canal contruido con una sección transversal invariable y una pendiente de fondo constante se

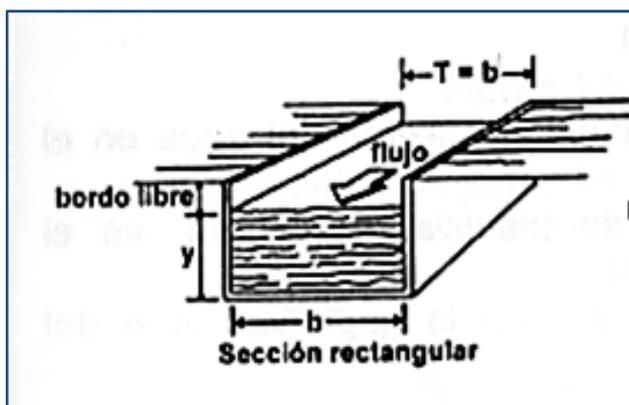
conoce como canal prismático. El término sección de canal se refiere a la sección transversal tomado en forma perpendicular a la dirección del flujo. Las secciones transversales más comunes son las siguientes:

- ✓ **Sección trapezoidal:** Se usa en canales de tierra debido a que proveen las pendientes necesarias para estabilidad, y en canales revestidos.



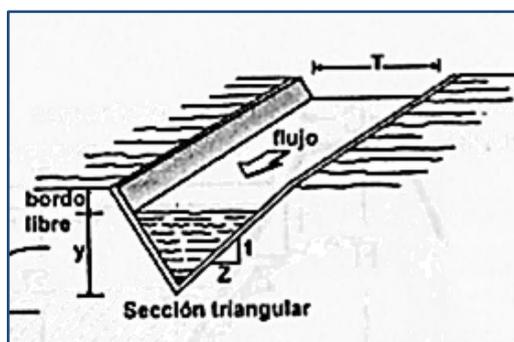
*Figura 2.11 Sección trapezoidal*

- ✓ **Sección rectangular:** Debido a que el rectángulo tiene lados verticales, por lo general se utiliza para canales construidos con materiales estables, acueductos de madera, para canales excavados en roca y para canales revestidos.



*Figura 2.12: Sección rectangular*

- ✓ **Sección triangular:** Se usa para cunetas revestidas en las carreteras, también en canales de tierra pequeños, fundamentalmente por facilidad de trazo. También se emplean revestidas, como alcantarillas de las carreteras.



*Figura 2.13: Sección triangular*

- ✓ **Sección parabólica:** Se emplea en algunas ocasiones para canales revestidos y es la forma que toman aproximadamente muchos canales naturales y canales viejos de

### 2.2.3 ELEMENTOS GEOMÉTRICOS DE LOS CANALES:

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 del flujo. Estos elementos son muy importantes y se utilizan con amplitud en el cálculo de flujo. Para secciones de canal regulares y simples, los elementos geométricos pueden expresarse matemáticamente en términos de la profundidad de flujo y de otras dimensiones de la sección.

La forma más conocida de la sección transversal de un canal es la trapecial, como se muestra en la Figura 2.14.

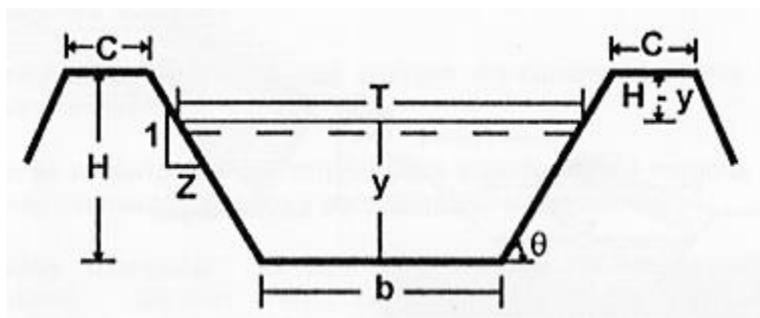


Figura 2.14: Elementos geométricos más importantes.

Donde

$y$  = tirante de agua, es la profundidad máxima del agua en el canal

$b$  = ancho de solera, ancho de plantilla, o plantilla, es el ancho de la base de un canal

$T$  = espejo de agua, es el ancho de la superficie libre del agua

$C$  = ancho de corona

$H$  = profundidad total del canal

$H - y$  = bordo libre

$\theta$  = ángulo de inclinación de la paredes laterales con la horizontal

$Z$  = talud, es la relación de la proyección horizontal a la vertical de la pared lateral (se llama también talud de las paredes



---

laterales del canal). Es decir  $Z$  es el valor de la proyección horizontal cuando la vertical es 1

### **1. Tirante de agua o profundidad de flujo "y":**

Es la distancia vertical desde el punto más bajo de una sección del canal hasta la superficie libre, es decir la profundidad máxima del agua en el canal.

### **2. Ancho superficial o espejo de agua "T":**

Es el ancho de la superficie libre del agua, en m.

### **3. Talud "z":**

Es la relación de la proyección horizontal a la vertical de la pared lateral (se llama también talud de las paredes laterales del canal). Es decir "z" es el valor de la proyección horizontal cuando la vertical es 1, aplicando relaciones trigonométricas. Es la cotangente del ángulo de reposo del material ( $\theta$ ), es decir y depende del tipo de material en que se construya el canal, a fin de evitar derrumbes. Por ejemplo, cuando se dice que un canal tiene talud 1.5:1, quiere decir que la proyección horizontal de la pared lateral es 1.5 veces mayor que la proyección vertical que es 1, por lo tanto el talud  $z = 1.5$ , esto resulta de dividir la proyección horizontal que vale 1.5 entre la vertical que vale 1.



---

#### 4. Coeficiente de Rugosidad (n):

Depende del tipo de material en que se aloje el canal

#### 5. Pendiente (S):

Es la pendiente longitudinal de la rasante del canal.

#### 6. Área Hidráulica (A):

Es la superficie ocupada por el agua en una sección transversal normal cualquiera (Figura 14), se expresada en m<sup>2</sup>.

#### 7. Perímetro Mojado (P):

Es la longitud de la línea de contorno del área mojada entre el agua y las paredes del canal, (línea resaltada Figura 14), expresado en m.

#### 8. Radio Hidráulico (R):

Es el cociente del área hidráulica y el perímetro mojado  $R = \frac{A}{P}$ , en m.

#### 9. tirante medio ( $y_m$ ):

Es el área hidráulica dividida por el ancho de la superficie libre del agua (T).  $y_m = \frac{A}{T}$  Se expresa m.

#### 10. Libre Bordo o Borde Libre (BL):

Es la distancia que hay desde la superficie libre del agua hasta la corona del bordo, se expresa en m.

#### 11. Gasto (Q):

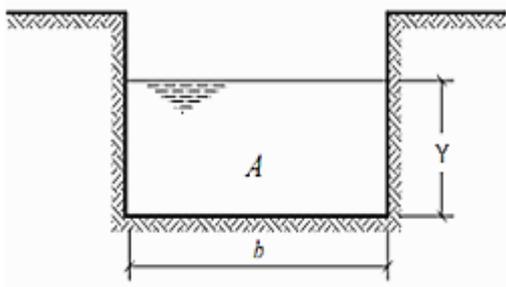
Es el volumen de agua que pasa en la sección transversal del canal en la unidad de tiempo, y se expresa en m<sup>3</sup>/s.

## 12. Velocidad Media (V):

Es con la que el agua fluye en el canal, expresado en m/s.

### 2.2.4 RELACIONES GEOMÉTRICAS PARA LA SECCIÓN DE CANALES MÁS COMUNES:

#### A. Sección Rectangular.



**Figura 2.15:** Sección rectangular

- Área hidráulica =  $A = \text{base} \times \text{altura} = b \times y$

$$A = b \times y$$

Dónde:

$A =$  Área hidráulica del canal en  $\text{m}^2$ .

$b =$  Ancho de plantilla del canal en m.

$y =$  Tirante del agua en el canal en m

- Perímetro mojado =  $P = b + 2y$

- Radio hidráulico =  $R = \frac{\text{area}}{\text{perímetro mojado}} = \frac{A}{P}$

## B. Sección Trapezoidal

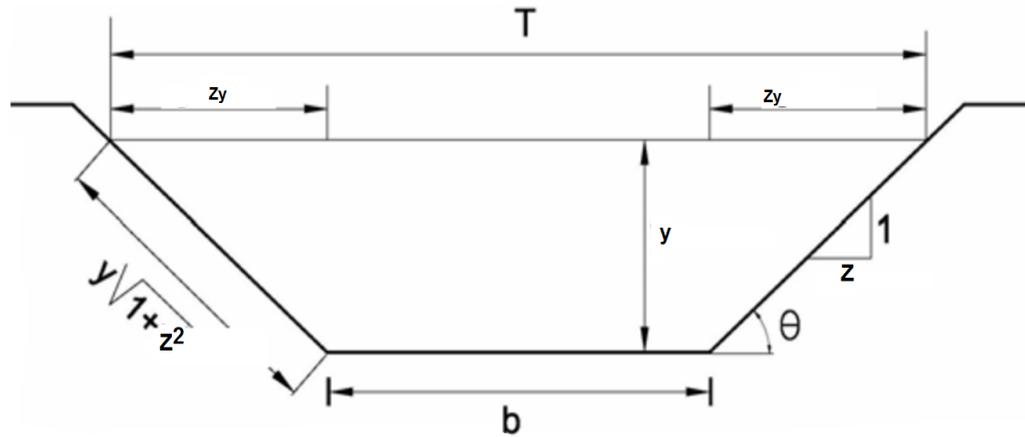


Figura 2.16: Sección Trapezoidal

- Espejo de agua :

$$T = b + 2Zy$$

- Perímetro Mojado :

$$p = b + 2y\sqrt{1 + Z^2}$$

- Área hidráulica:

$$A = \frac{(T+b)}{2} y$$

$$A = \frac{(b + 2Zy + b)}{2} y$$

$$A = (b + Zy)y$$

$$A = by + Zy^2$$

- Radio hidráulico

$$R = \frac{A}{P}$$

$$R = \frac{by + Zy^2}{b + 2y\sqrt{1 + Z^2}}$$

### C. Sección triangular.

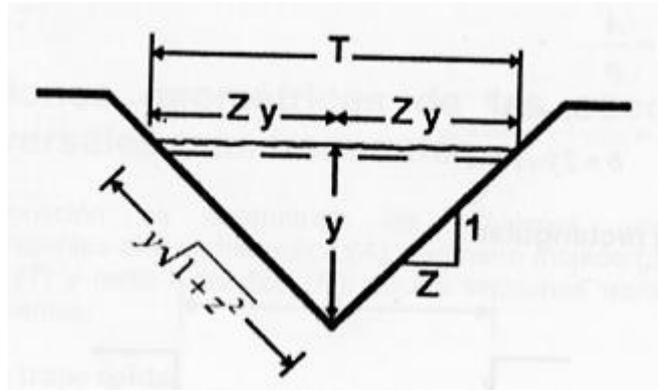


Figura 2.17: Sección Triangular

- Espejo de agua :

$$T = 2Zy$$

- Perímetro Mojado :

$$p = 2y\sqrt{1 + Z^2}$$

- Área hidráulica:

$$A = \frac{T \cdot y}{2}$$

$$A = \frac{(2Zy)y}{2}$$

$$A = Zy^2$$

- Radio hidráulico

$$R = \frac{A}{P}$$

$$R = \frac{Zy^2}{2y\sqrt{1 + Z^2}}$$

$$R = \frac{Zy}{2\sqrt{1 + Z^2}}$$

## D. Sección Circular

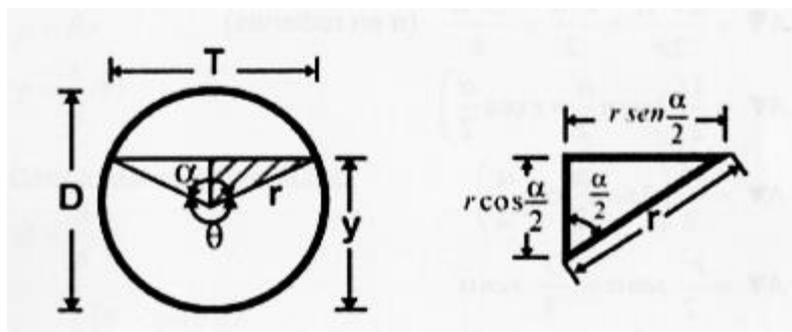


Figura 2.18: Sección Circular

- Cálculo del espejo de agua

De la figura se tiene:

$$T = 2rx \operatorname{sen} \frac{\alpha}{2} = Dx \operatorname{sen} \frac{\alpha}{2} \quad \dots \text{ecuac. 01}$$

Pero:

$$\theta + \alpha = 2\pi$$

$$\alpha = 2\pi - \theta$$

$$\frac{\alpha}{2} = 2\pi - \frac{\theta}{2}$$

$$\operatorname{sen} \frac{\alpha}{2} = \operatorname{sen} \left[ \pi - \frac{\theta}{2} \right] = \operatorname{sen} \frac{\theta}{2}$$

$$T = D \operatorname{sen} \frac{\alpha}{2}$$

- Cálculo del área hidráulica

$$A = A_{\text{Círculo}} - A_{\text{Sector}} = A_{\text{Círculo}} - (A_{\text{Triángulo}} - A_{\text{Sector}})$$

$$A = A_{\text{Círculo}} - A_{\text{Triángulo}} + A_{\text{Sector}} \quad \dots \text{ecuac. 02}$$



$$A \bullet = \pi r^2 = \frac{\pi D^2}{4} \dots \dots \text{ecuac. 03}$$

$$A \blacktriangledown = \frac{\pi r^2 \alpha}{2\pi} = \frac{r^2 \alpha}{2} = \frac{D^2 \alpha}{8} \quad (\alpha \text{ en radianes})$$

$$A \blacktriangledown = \frac{1}{2} \left[ 2r \text{sen} \frac{\alpha}{2} \times r \text{cos} \frac{\alpha}{2} \right]$$

$$A \blacktriangledown = \frac{r^2}{2} \left[ 2 \text{sen} \frac{\alpha}{2} \text{cos} \frac{\alpha}{2} \right]$$

$$A \blacktriangledown = \frac{r^2}{2} \left[ \text{sen} \alpha = \frac{D^2}{8} \text{sen} \alpha \right]$$

De otro lado siendo  $\theta$  y  $\alpha$  complementarios, se tiene:

$$\theta + \alpha = 2\pi$$

$$\alpha = 2\pi - \theta$$

Luego:

$$\text{sen} \alpha = \text{sen}(2\pi - \theta) = -\text{sen} \alpha$$

Entonces:

$$A \blacktriangledown = \frac{D^2}{8} (2\pi - \theta) \dots \dots \text{ecuac. 04}$$

$$A \blacktriangledown = -\frac{D^2}{8} \text{sen} \theta \dots \dots \text{ecuac. 05}$$

Sustituyendo (03), (04) y (05) en (02). se tiene:

$$A = \frac{\pi D^2}{4} - \frac{D^2}{8} (2\pi - \theta) - \frac{D^2}{8} \text{sen} \theta$$

Sacando como factor comun  $\frac{D^2}{8}$ , resulta:

$$A = \frac{D^2}{8} (2\pi - 2\pi + \theta - \text{sen} \theta)$$

De donde:

$$A = \frac{1}{8} (\theta - \text{sen} \theta) D^2$$

➤ Cálculo del perímetro mojado:

$$p = \theta r$$



$$p = \frac{1}{2} \theta D$$

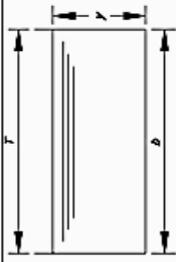
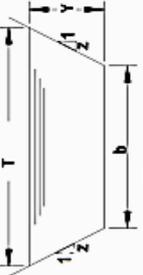
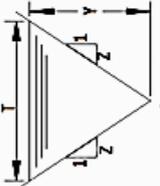
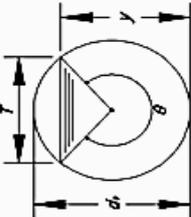
➤ Cálculo del radio Hidráulico:

$$R = \frac{A}{P}$$

$$R = \frac{\frac{1}{8} (\theta - \text{sen}\theta) D^2}{\frac{1}{2} \theta D}$$

$$R = \frac{1}{4} \left[ 1 - \frac{\text{sen}\theta}{\theta} \right] D \quad (\theta \text{ en radianes})$$

Tabla 2.1: Elementos geométricos de las secciones transversales.

SECCIÓN	Área (A)	Perímetro Mojado (P)	Radio Hidráulico R	Ancho Superficial T	Prof. Hidráulica D	Factor de Sección Z
	$by$	$b + 2y$	$\frac{by}{b + 2y}$	$b$	$y$	$by^{1.5}$
Rectángulo 	$(b + zy)y$	$b + 2y\sqrt{1 + z^2}$	$\frac{(b + zy)y}{b + 2y\sqrt{1 + z^2}}$	$b + 2zy$	$\frac{(b + zy)y}{b + 2zy}$	$\frac{[(b + zy)y]^{1.5}}{\sqrt{b + 2zy}}$
Trapecio 	$zy^2$	$2y\sqrt{1 + z^2}$	$\frac{zy}{2\sqrt{1 + z^2}}$	$2zy$	$1/2y$	$\frac{\sqrt{2}}{2}zy^{2.5}$
Triángulo 	$1/8(\theta - \text{sen}\theta)d_0^2$	$1/2\theta d_0$	$1/4\left(1 - \frac{\text{sen}\theta}{\theta}\right)d_0$	$(\text{sen } 1/2\theta)d_0$ ó $2\sqrt{y(d_0 - y)}$	$\left(\frac{\theta - \text{sen}\theta}{8(\text{sen } 1/2\theta)}\right)d_0$	$\frac{\sqrt{2}(\theta - \text{sen}\theta)^{1.5}}{32(\text{sen } 1/2\theta)^{0.5}}d_0^{2.5}$
Círculo 	$2/3Ty$	$\frac{8y^2}{T + 3T}$	$\frac{2T^2y}{3T^2 + 8y^2}$	$\frac{3A}{2y}$	$2/3y$	$2/9\sqrt{6}Ty^{1.5}$
Parábola						



---

## 2.2.5 TIPOS DE FLUJOS EN CANALES

La clasificación del flujo en un canal depende de la variable de referencia que se tome, así tenemos:

### 2.2.5.1 Flujo permanente y no permanente

Esta clasificación obedece a la utilización del tiempo como variable.

El flujo es permanente si los parámetros (tirante, velocidad, etc.) no cambian con respecto al tiempo, es decir en una sección del canal en todo el tiempo los elementos del flujo permanecen constantes.

Matemáticamente se puede representar.

$$\frac{\partial y}{\partial t} = 0; \quad \frac{\partial v}{\partial t} = 0; \quad \frac{\partial A}{\partial t} = 0 ; etc$$

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

$$\frac{\partial y}{\partial t} \neq 0; \quad \frac{\partial v}{\partial t} \neq 0; \quad \frac{\partial A}{\partial t} \neq 0 ; etc$$

### 2.2.5.2 Flujo uniforme y variado

Esta clasificación obedece a la utilización del espacio como variable.

El flujo es uniforme si los parámetros (tirante, velocidad, área, etc.), no cambian con respecto al espacio, es decir, en



cualquier sección del canal los elementos del flujo permanecen constantes.

Matemáticamente se puede representar:

$$\frac{\partial y}{\partial L} = 0; \quad \frac{\partial v}{\partial L} = 0; \quad \frac{\partial A}{\partial L} = 0 ; etc$$

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

$$\frac{\partial y}{\partial L} \neq 0; \quad \frac{\partial v}{\partial L} \neq 0; \quad \frac{\partial A}{\partial L} \neq 0 ; etc$$

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

El flujo gradualmente variado, es aquel en el cual los parámetros hidráulicos, cambian en forma gradual a lo largo del canal, como es el caso de una curva de remanso, producida por la intersección de una presa en el cauce principal, elevándose el nivel del agua por encima de la presa, con efecto hasta varios kilómetros aguas arriba de la estructura.

El flujo rápidamente variado, es aquel en el cual los parámetros varían instantáneamente en una distancia muy pequeña, como es el caso del resalto hidráulico.



### 2.2.5.3 Flujo laminar o turbulento

El comportamiento del flujo en un canal, está gobernado principalmente por los efectos de las fuerzas viscosas y de gravedad, en relación con las fuerzas de inercia del flujo.

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

$$R_e = \frac{VR}{\nu}$$

Donde:

$V$  = velocidad del flujo (m/s)

$R$  = radio hidraulico de la seccion transversal, en metros (m)

$\nu$  = viscosidad cinemática del agua ( $m^2/s$ )

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

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



- Flujo de transición para  $580 \leq Re \leq 750$ , estado mixto entre laminar y turbulento.
- Flujo turbulento para  $Re < 750$ , en este estado las fuerzas viscosas son débiles comparadas con las fuerzas de inercia.

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

#### 2.2.5.4 Flujo Crítico, Subcrítico Y Supercrítico

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

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

Dónde:

$v$  = velocidad media de la sección, en m/s

$g$  = aceleración de la gravedad, en m/s

$L$  = longitud característica de la sección, en m



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

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

Entonces, por el número de Froude, el flujo puede ser.

- Flujo subcrítico si  $F < 1$ , en este estado las fuerzas de gravedad se hacen dominantes, por lo que el flujo tiene baja velocidad, siendo tranquilo y lento. En este tipo de flujo, toda singularidad, tiene influencia hacia aguas arriba.
- Flujo crítico si  $F = 1$ , en este estado, las fuerzas de inercia y gravedad están en equilibrio.
- Flujo supercrítico si  $F > 1$ . en este estado las fuerzas de inercia son más pronunciadas, por lo que el flujo tiene una gran velocidad, siendo rápido o torrencioso. En este tipo de flujo, toda singularidad tiene influencia hacia aguas abajo.

En la figura 2.19 se muestra un resumen de los diferentes tipos de flujos que se presentan en canales abiertos.

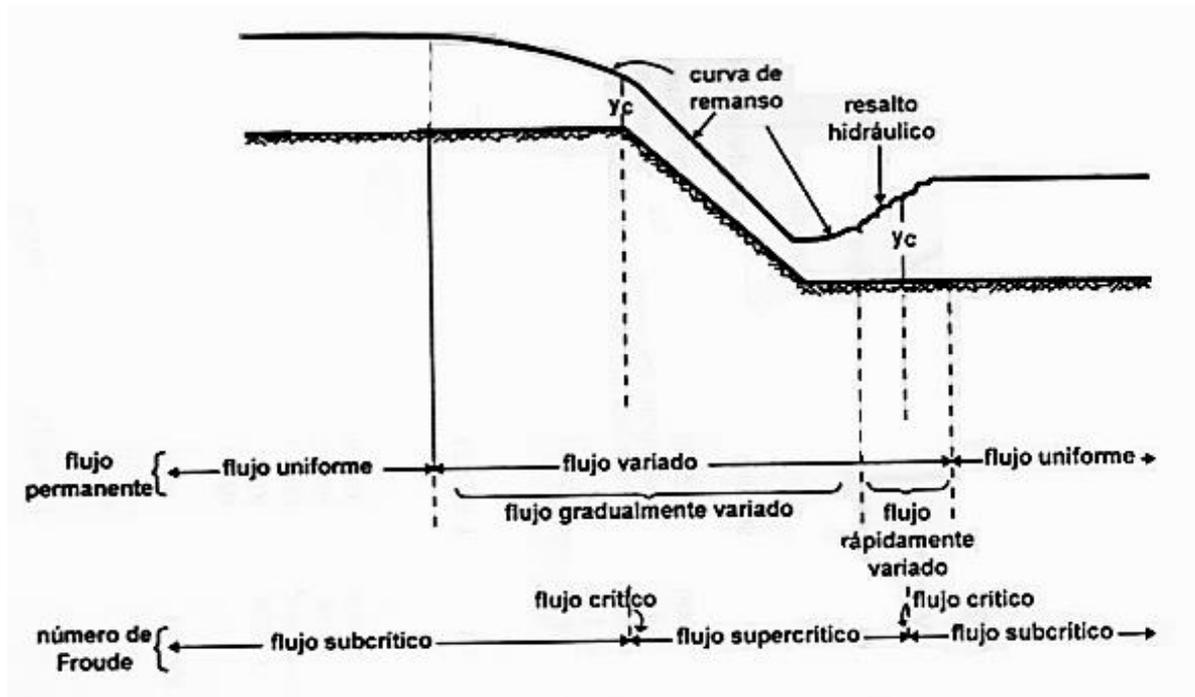


Figura 2.19: Tipos de Flujos en Canales Abiertos

## 2.2.6 ECUACIÓN DE CONTINUIDAD

El caudal  $Q$ , o el volumen de fluido que circula por una sección en la unidad de tiempo, está dado por.

$$Q = V \cdot A$$

Donde  $v$  es la velocidad media de la sección normal al flujo, de área transversal  $A$ , como se muestra en la figura 2.20

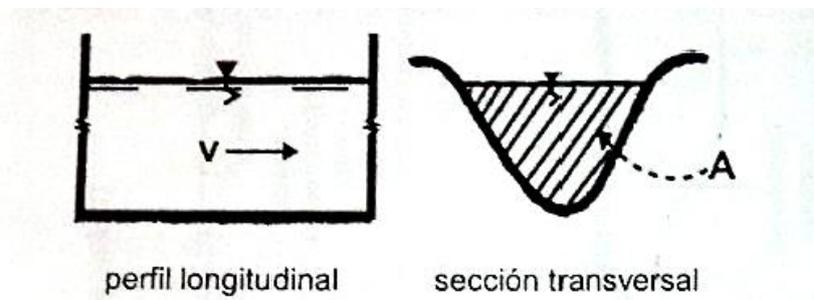


Figura 2.20: perfil longitudinal y sección transversal de un canal

Cuando el caudal es constante en un tramo, la ecuación que gobierna el flujo, desde el punto de vista de la conservación de

la

masa, se llama ecuación de continuidad. Esta ecuación aplicada

a

las secciones 1, 2, 3 n, se puede escribir:

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

## 2.2.7 ECUACIÓN DE LA ENERGÍA O ECUACIÓN DE BERNOULLI

En cualquier línea de corriente que atraviesa una sección de un canal, se define como energía total a la suma de la energía de posición, más la de presión y más la de velocidad, es decir:

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

Esta relación se muestra en la figura 2.21

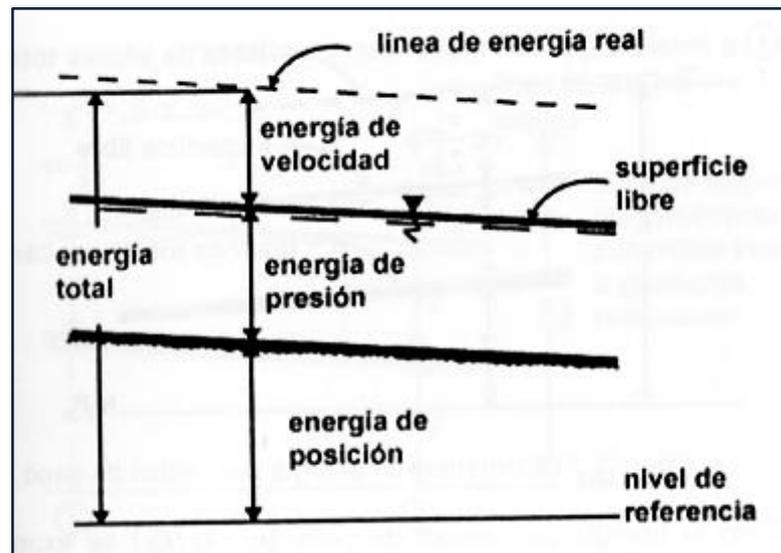


Figura 2.21: Energía Total en una Sección de un Canal

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

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

O

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

Dónde:

$E$  = Energía total en la sección

$Z$  = energía de posición o elevación

$y$  = energía de presión

$v$  = velocidad media que lleva el flujo en esa sección

$\alpha$  = coeficiente de Coriolis para la sección

Estos parámetros se muestran en la figura 2.22.

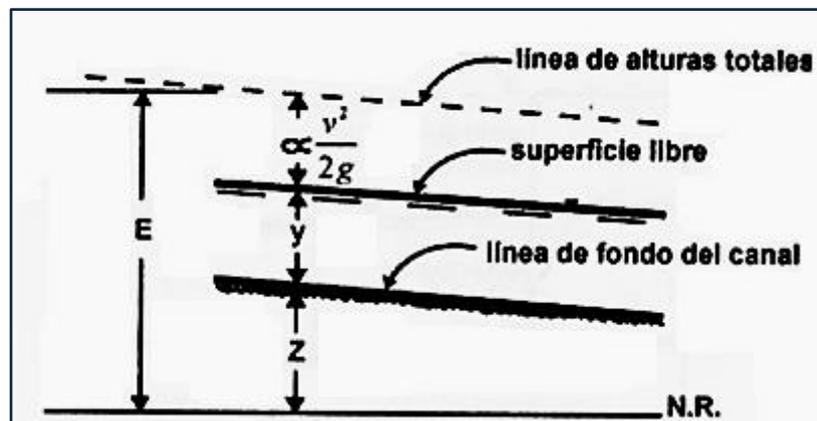


Figura 2.22: Elementos de Energía por Unidad de Peso



Corno la energía por unidad de peso (m-kg/kg) se expresa unidades de longitud, entonces los elementos de:

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

Se expresan de la siguiente forma:

$E$  = altura total de energía

$Z$  = altura de posición

$y$  = altura de presión

$\alpha \frac{v^2}{2g}$  = altura de velocidad

siendo

$P = Z + y$  Altura piezometrica figura 2.23

En caso de un flujo ideal, la energía  $E$  en (1) es igual a la energía en (2).

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

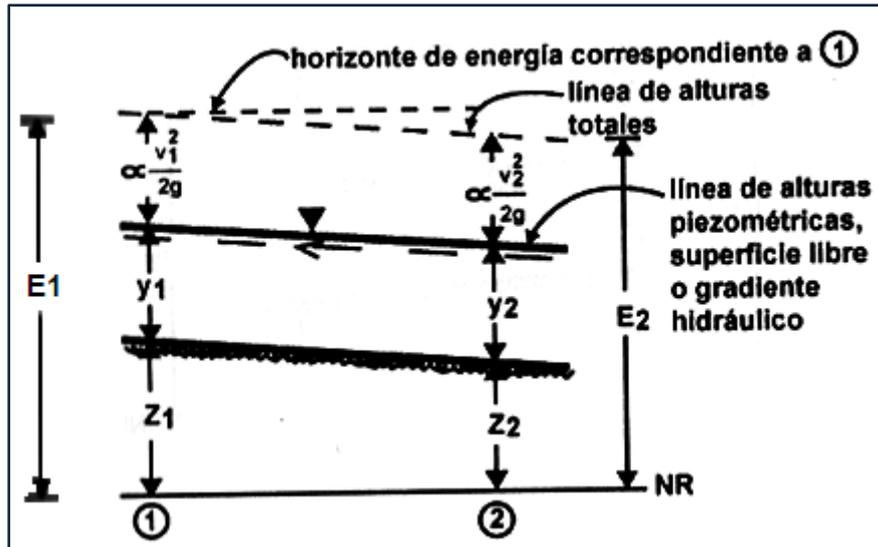


Figura 2.23: Línea de alturas totales, piezométricas y horizonte de energía

En este caso, la ecuación de la energía para el tramo (1) y (2) se muestra en la figura 2.24 y se representa como:

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

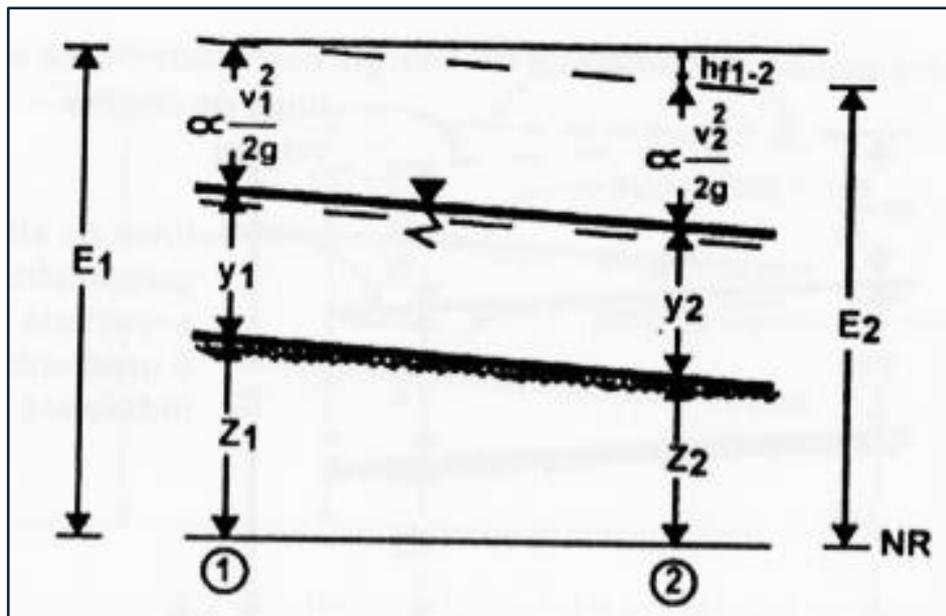


Figura 2.24: Energía en las Secciones (1) y (2)



O bien:

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

Dónde:

$h_{f_{1-2}}$  Es la disipación de energía entre las secciones (1) y (2)

El coeficiente de Coriolis  $\alpha$  aparece en, la expresión de energía cinética  $\alpha \frac{v^2}{2g}$  representa la relación que existe, para una sección dada entre la energía real y la que se obtendría considerando una distribución uniforme de velocidades. Su valor se calcula con la siguiente ecuación:

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

Dónde:

$v_h$  = componente vertical de la velocidad a una profundidad h.

$dA$  = diferencial del área correspondiente a la velocidad  $v_h$

$v$  = velocidad media

$A$  = área total

Los ensayos experimentales muestran que  $\alpha$  varía entre 1,03 y 1.36 para los canales prismáticos (canales con sección transversal y, pendiente del fondo constante).

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

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

o

$$Z_1 + y_1 + hv_1 = Z_2 + y_2 + hv_2 + h_{f_{1-2}}$$

Dónde:

$$hv = \frac{v^2}{2g} \text{ (carga de velocidad)}$$

## 2.2.8 ECUACIÓN DE LA CANTIDAD DE MOVIMIENTO O

### MOMENTUM

En una sección de un canal, en la cual pasa un caudal Q con una velocidad  $v$ , la cantidad de movimiento en la unidad de tiempo, se expresa por:

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

Dónde:

$\beta$  = coeficiente de la cantidad de movimiento coeficiente de Boussinesq que permite el uso de la velocidad media. Su valor se determina mediante la siguiente ecuación:

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

Siendo

$v_h$  = Componente vertical de velocidad a una profundidad h

$dA$  = diferencial de área correspondiente a la velocidad  $v_h$

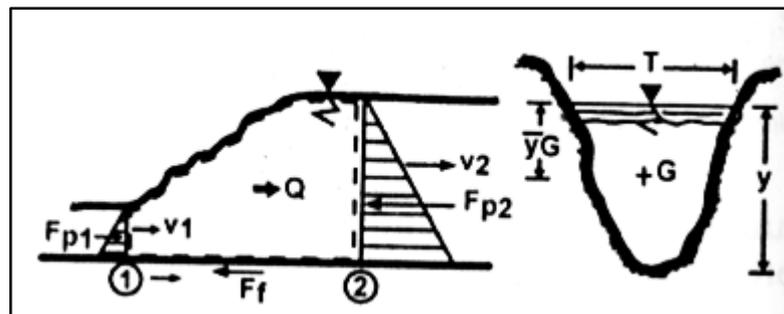
$v$  = velocidad media

$\delta$  = Densidad de flujo

$Q$  = Caudal

Para canales prismáticos se tiene usualmente  $1.01 \leq \beta \leq 1.12$

Consideremos un tramo de canal de sección transversal cualquiera, por ejemplo donde se produce el resalto hidráulico, y el volumen de control limitado, por las secciones (1) y (2) (antes y después del resalto), por el piso del canal y por la superficie libre, como se muestra en la figura 2.25.



**Figura 2.25:** Volumen de control para definir la ecuación de la cantidad de movimiento

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

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

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

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

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



Siendo:

$$\sum F \text{ exteriores} = F_{P1} - F_{P2} + W \text{sen } \alpha - F_f$$

Dónde:

$F_{P1}, F_{P2}$  = Fuerza de presión actuando en el centro de gravedad de las dos secciones.

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

$F_f$  = fuerza externa total de resistencia que se opone al movimiento.

Luego:

$$\delta Q (\beta_2 v_2 - \beta_1 v_1) = F_{P1} - F_{P2} + W \text{sen } \alpha - F_f$$

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

### 2.3 FLUJO UNIFORME

El flujo es uniforme, si los parámetros hidráulicos (tirante, velocidad, área, etc.) no cambian con respecto al espacio, es decir, que las características: profundidad, área transversal, velocidad y caudal en cada sección del canal son constantes, por lo cual la pendiente de la línea de energía, la pendiente de la superficie libre de agua y la pendiente de fondo del canal son numéricamente iguales y por lo tanto son paralelas (fig. 2.26)

Llamando:

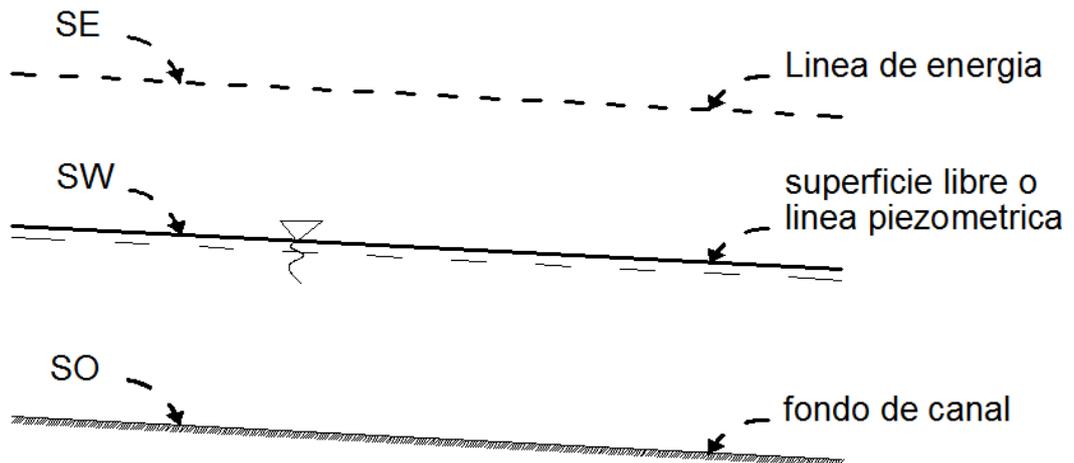
$S_E$  = Pendiente de la línea de energía

$S_W$  = Pendiente de la superficie del agua

$S_O$  = Pendiente del fondo del canal

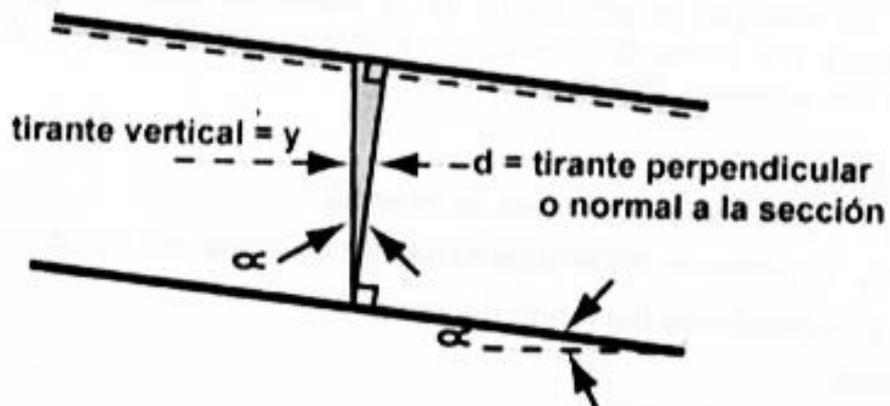
Se tiene:

$$S_E = S_W = S_O = S$$



**Figura 2.26:** Pendientes: línea de energía, línea piezométrica y fondo del canal

Una de las condiciones para que se desarrolle un flujo uniforme en un canal, es que la pendiente sea pequeña, por lo que los tirantes normales se toman iguales a los verticales (figura 2.27).



**Figura 2.27:** tirante vertical y normal (perpendicular a la sección)



De la figura 2.27 se tiene

$$\cos\alpha = \frac{d}{y} \rightarrow y = d/\cos\alpha$$

Si  $\alpha$  es pequeño, entonces,  $\cos\alpha = 1$ , luego:  $y = d$

El flujo uniforme, para cualquier propósito práctico, también es permanente ya que el flujo impermanente y uniforme no existe en la naturaleza

Las condiciones ligadas al flujo uniforme y permanente se llaman normales. De ahí los términos tirante normal ( $y_n$ ), velocidad normal, pendiente normal, etc.

Usualmente se considera que el flujo en canales y ríos es uniforme, sin embargo, la condición de uniformidad es poco y frecuente y debe entenderse que únicamente, porque los cálculos para flujo uniforme son relativamente sencillos y por qué estos aportan soluciones satisfactorias, se justifica esta simplificación.

### 2.3.1 FÓRMULA DE CHÉZY

La fórmula de Chézy, desarrollada por el ingeniero francés Antoine de Chézy, conocido internacionalmente por su contribución a la hidráulica de los canales abiertos, es la primera fórmula de fricción que se conoce. Fue presentada en 1769. La fórmula permite obtener la velocidad media en la sección de un canal y establece que:



$$V = C\sqrt{R \cdot S}$$

Dónde:

- $V$  = velocidad media del agua en m/s
- $R$  = radio hidráulico en m
- $S$  = pendiente longitudinal de la solera o fondo del canal en m/m
- $C$  = coeficiente de Chézy. Que depende de las características del escurrimiento y de la naturaleza de las paredes

### 2.3.2 FORMULAS USUALES PARA CANALES

Todas las formulas usadas para el diseño de canales tienen como origen la fórmula de Chezy, diferentes investigadores por muchos años, encaminaron sus esfuerzos a evaluar el coeficiente de Chezy, de acuerdo con distintas fórmulas, las más conocidas son las siguientes:

✓ **Formula de Bazin.**

En 1897, el ingeniero hidráulico francés H. Bazin propuso una ecuación para calcular el valor de "C" de Chezy el cual se consideraba como una función de "R" pero no de la pendiente del canal (S).

Expresada en el sistema inglés, esta ecuación es:



$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$$

Luego:

$$v = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \sqrt{RS}$$

Dónde:

$v$  = velocidad media, m/s.

$R$  = radio hidráulico, m

$S$  = pendiente de la línea de energía, m/m

$\gamma$  = coeficiente que depende de las características de rugosidad de las paredes del canal.

Bazin en forma experimental determino algunos valores de  $\gamma$ , los Cuales son:

$\gamma = 0,06$  para paredes de plancha metálica, cemento liso, o madera cepillada.

$\gamma = 0.16$  para paredes de ladrillo, o madera sin cepillar.

$\gamma = 0,46$  para paredes de mampostería.

$\gamma = 0,85$  para canales en tierra de superficie muy irregular.

$\gamma = 1.30$  para canales en tierra ordinarios.

$\gamma = 1,75$  para canales en tierra muy rugosos, cubiertos con maleza y cantos rodados.

La tabla 2.2, proporciona el intervalo de valores de  $\gamma$  por medición directa en gran número de canales.



**Tabla 2.2:** Valores de  $n$  y  $k$  para emplearse en la fórmula de Bazin

Superficie	Naturaleza de las Paredes			
	Perfectas	Buenas	Medianamente buenas	Malas
Tubos do albañal. vitrificados	0.06	0.22	0.33	0.50
Tubos do arcilla común, para drenaje	0.11	0.17	0.28	0.50
Mampostería con mortero de cemento	0.14	0.22	0.33	0.50
Superficies de cemento pulidas	0.00	0.06	0.14	0.22
Aplanados de cemento	0,06	0.11	0.22	0.33
Tubería do concreto	0.14	0.22	0.33	0,41
Acueductos do duela o tablones cepillados	0.00	0.14 *	0.22	0.28
Acueductos de tablones sin cepillar	0.06	0.22	0.28	0.33
Acueductos de tablones con astillas y palos	0,14	0.33	0.41	0.55
Canales revestidos con concreto	0.14	0,28	0.41	0.55
Mampostería de piedras irregulares o sin labrar	0.50	0.69	1.05	1.38
Mampostería seca, zampeados	1.90	1.38	1.60	1.74
Piedra labrada, sillería, paredes de ladrillo	0.22	0.28	0.36	0.50
Acueductos de lámina, lisos	0.06	0.14	0.22	0.33
Acueductos de lámina corrugada	0.88	1.05	1.21	1.38
Canales de tierra en buenas condiciones	0.50	0.69	0.88	1.05
Canales de tierra, con maleza y piedras, sinuosos, etc.	1.05	1.38	1.74	2.10
Canales excavados en roca	1.38	1.74	2.04	2.32
Corrientes naturales, en buenas condiciones	1,05	1.38	1.74	2.10
Corrientes naturales, con maleza. cantos rodados, rocas, etc.	1.74	2.43	3.48	4.86



✓ **Formula de Ganguillet- Kutter**

Esta fórmula fue establecida en 1869 por los ingenieros suizos E. Ganguillet y W.R Kutter, basados en sus experiencias.

La expresión de C que obtuvieron es:

$$C = \frac{23 + \frac{0,00155}{S} + \frac{1}{n}}{1 + \left(\frac{0,00155}{S}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}}$$

Siendo:

$$V = C\sqrt{R \cdot S}$$

Donde.

$v$  = velocidad media en la sección del canal, en m/s

$R$  = radio hidráulico, en m

$S$  = pendiente de la línea de energía, en m/m

$n$  = coeficiente de rugosidad que depende de la naturaleza de las paredes del canal; en la tabla 2.2. Se presentan los valores de  $n$ , propuestos por Horton



✓ **Fórmula de Kutter**

Para pendientes mayores que 0,0005 la fórmula de Ganguillet-Kutler tiene una forma particular establecida por Kutter, la cual se expresa como:

$$C = \frac{100\sqrt{R}}{m + \sqrt{R}}$$

Los valores del coeficiente de rugosidad **m** se muestran en la tabla 2.3.

✓ **Fórmula de Manning**

Es la fórmula cuyo uso se halla más extendido a casi todas las partes del mundo. Proviene de considerar en la fórmula de Chezy un coeficiente C, de forma monómica, igual a:

$$C = \frac{1}{n}R^{1/6}$$

Luego, sustituyendo en la fórmula de Chezy se tiene:

$$v = \frac{1}{n}R^{1/6}\sqrt{RS}$$

$$v = \frac{1}{n}R^{\frac{1}{6}}R^{\frac{1}{2}}S^{\frac{1}{2}}$$

$$v = \frac{1}{n}R^{\frac{1}{6}+\frac{1}{2}}S^{\frac{1}{2}}$$

$$v = \frac{1}{n}R^{\frac{4}{6}}S^{\frac{1}{2}}$$

$$v = \frac{1}{n}R^{\frac{2}{3}}S^{\frac{1}{2}}$$



Que es la fórmula conocida de Manning, donde

$V$  = velocidad, en m/s

$R$  = radio hidráulico, en m

$S$  = pendiente de la línea de energía, en m/m

$n$  = coeficiente de rugosidad: en la tabla 2.2, se presentan valores propuestos por Horton, se usan los mismos valores que se utilizan en la fórmula de Ganguillet-Kutter.

Como el uso de la fórmula de Manning está muy generalizado, se presenta esta fórmula en el sistema de unidades inglesas:

$$v = \frac{1,486}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

Dónde:

$v$  = velocidad, en pies/s

$R$  = radio hidráulico, en pies

$S$  = pendiente de la línea de energía, en pies/pies

$n$  = coeficiente de rugosidad

Combinando la fórmula de Manning y la ecuación de expresión para el cálculo del caudal que se obtiene es:

$$Q = \frac{1}{n} A R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

Dónde:

$Q$  = caudal o gasto en m<sup>3</sup>/s

$A$  = área de sección transversal, en m<sup>2</sup>



**Tabla 2.2:** Valores de  $n$  dados por Horton para ser usados en las fórmulas de Ganguillet-Kutter y de Manning

Superficie	Condiciones de las paredes			
	Perfectas	Buenas	medianas	Malas
Tubería hierro forjado negro comercial	0,012	0,013	0,014	0,015
Tubería hierro forjado galvanizado comercial	0,013	0,014	0,015	0,017.
Tubería de latón o vidrio	0,009	0,010	0,011	0,013
Tubería acero remachado en espiral	0,013	0,015*	0,017*	
Tubería de barro vitrificado	0,010	0,013*	0,015	0,017
Tubos comunes de barro para drenaje	0,011	0,012*	0,014*	0,017
Tabique vidriado	0,011	0,012	0,013	0,015
Tabique con mortero de cemento; albañales de tabique	0,012	0,013	0,015*	0,017
Superficies de cemento pulido	0,010	0,011	0,012	0,013
Superficies aplanadas con mortero de cemento	0,011	0,012	0,013*	0,015
Tuberías de concreto	0,012	0,013	0,015*	0,016
Tuberías de duela	0,010	0,011	0,012	0,013
<i>Acueductos de tablón:</i>				
Labrado	0,010	0,012*	0,013	0,014
Sin labrar	0,011	0,013*	0,014	0,015
Con astillas	0,012	0,015*	0,016	
Canales revestidos con concreto	0,012	0,014*	0,016*	0,018
Superficie de mampostería con cemento	0,017	0,020	0,025	0,030
Superficie de mampostería en seco	0,025	0,030	0,033	0,035
Acueducto semicirculares metálicos, lisos	0,011	0,012	0,013	0,015
Acueducto semicirculares metálicos corrugados	0,0225	0,025	0,0275	0,030
<i>Canales y zanjas:</i>				



En tierra, alineados y uniformes	0.017	0.020	0.0225	0.025*
En roca, lisos y uniformes	0.025	0.030	0.033*	0.035
En roca, con salientes y sinuosos	0.035	0.040	0.045	
Sinuosos y de escurrimiento lento	0.0225	0.025*	0.0275	0.030
Degradados en tierra	0.025	0.0275'	0.030	0.033
Con lecho pedregoso y bordos de tierra enhiervados	0.025	0.030	0.035*	0.040
Plantilla de tierra, taludes ásperos	0.028	0.030*	0.033*	0.035
<i>Corrientes naturales:</i>				
(1) Limpios, bordos rectos. llenos, sin hendeduras ni charcos profundos.	0.025	0.0275	0.030	0.033
(2) Igual al (1) pero con algo de hierba y piedra.	0.030	0.033	0.035	0.040
(3) Sinuoso, algunos charcos y escollos, limpio	0.033	0.035	0.040	0.045
(4) Igual al (3). de poco tirante, con pendiente y sección menos eficiente.	0.040	0.045	0.050	0.055
(5) Igual al (3). algo de hierba y piedras	0.035	0.040	0.045	0.050
(6) Igual al (4). secciones pedregosas.	0.045	0.050	0.055	0.060
(7) Ríos con tramos lentos. cauce enhiervado o con charcos profundos.	0.050	0.060	0.070	0.080
(8) Playas muy enyerbadas	0.075	0.100	0.125	0.150



---

✓ **Formula de Strickler**

En la literatura europea es frecuente que la fórmula de Manning aparezca el nombre de Strickler o Manning- Strickler, bajo la siguiente forma:

$$v = KR^{\frac{2}{3}}S^{\frac{1}{2}}$$

Dónde:

$$K = \frac{1}{n}$$

Es decir, en la ecuación anterior K es el inverso de n, cuyos valores se muestran en la tabla 2.2.

Las fórmulas indicadas (Bazin. Ganguillet-Kutter, Manning, Strickler, etc.), han sido deducidas experimentalmente, por lo cual no son dimensionalmente homogéneas, es decir, que las unidades del segundo miembro no proporcionan unidades de velocidad ni de caudal.



**Tabla 2.3** Valores del coeficiente de rugosidad  $m$  usados en la fórmula de Kutter para pendientes menores de 0,0005 (tomado de Arturo Rocha)

FORMA	DESCRIPCION	m
<b>Semicircular</b>	Superficie muy lisa. Cemento muy pulido	0,12
	Superficie bastante lisa. Madera cepillada	0,15
<b>Rectangular y Otras</b>	Superficie bien terminada	0,20
	Superficie usada, tuberías de abastecimiento de agua con mucho servicio, pero sin incrustaciones	0,25
	Piedra labrada bien acabada	0,30-0,35
	Piedra no terminada, usada	0,45
	Piedra rustica, fondo con poco lodo	0,55
	Piedra mal terminada. fondo fangoso	0,75
	Piedra antigua, sin vegetación, fangoso	1,00
<b>Trapezoidal</b>	Fondo rocoso Ancho inferior a 150 m Poca vegetación	1,25
	Sección definida, en tierra sin vegetación	1,50
	En tierra con fondo pedregoso o fangoso. Poca vegetación Ancho superior a 2 m (corresponde a algunos arroyos y ríos)	1,75
	En tierra o piedra, lecho fangoso, con vegetación abundante (corresponde a algunos arroyos y ríos)	2,00
	En tierra con vegetación muy abundante. Con mal mantenimiento, lecho	2,50
	Fangoso. Arrastre de material de fondo	



### 2.3.3 CALCULO DE FLUJO UNIFORME.

El gasto de flujo uniforme en un canal puede expresarse como el producto de la velocidad y el área mojada:

$$Q = A.V.$$

Las fórmulas que se aplican para el diseño de canales con flujo uniforme conocidas y utilizadas son:

#### Continuidad:

$$Q = AV \dots \text{ecuac. 06}$$

#### Manning:

Sistema métrico

$$v = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \dots \text{ecuac. 07}$$

Sistema ingles

$$v = \frac{1.486}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \dots \text{ecuac. 08}$$

#### Chezy:

$$V = C\sqrt{R.S} \dots \text{ecuac. 09}$$

Dónde:

$v$  = velocidad, media en m/s

$R$  = radio hidráulico, en m

$S$  = pendiente longitudinal del canal, adimensional

$C$  = factor de resistencia, adimensional

$A$  = área hidráulica del canal, en  $m^2$

$Q$  = gasto o caudal, en  $m^3/s$



Expresándola en función de la velocidad:

$$Q = \frac{A}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \dots \dots \text{ecuac. 10}$$

$$\frac{Qn}{S^{\frac{1}{2}}} = AR^{\frac{2}{3}} \dots \dots \text{ecuac. 11}$$

$$\frac{Qn}{S^{\frac{1}{2}}} \rightarrow \text{Variables del flujo}$$

$$AR^{\frac{2}{3}} \rightarrow \text{Geometría de la sección del canal}$$

### 2.3.3.1 El Factor De Sección Para El Cálculo De Flujo Uniforme

La expresión  $AR^{\frac{2}{3}}$  se conoce como factor de sección para el cálculo de flujo uniforme, y es un elemento importante en el cálculo de flujo uniforme. A partir de la ecuación (11).

La ecuación muestra que para una determinada condición de n, Q y S, existe solo una profundidad posible para mantener un flujo uniforme, siempre y cuando el valor de  $A \cdot R^{2/3}$  aumente con incrementos en la profundidad. Esta profundidad es la profundidad normal.

Cuando en una sección de canal se conocen n y S, en la ecuación (11) puede verse que puede existir solo un gasto para mantener un flujo uniforme a través de la sección, siempre y cuando  $A \cdot R^{2/3}$  aumente siempre con un incremento en la profundidad.

La ecuación (11) es una herramienta muy útil para el cálculo y el análisis del flujo uniforme. Cuando se conocen el gasto, la pendiente y la rugosidad, esta ecuación da el factor de sección



$A_n * R_n^{2/3}$  y, por consiguiente, la profundidad normal  $Y_n$ . Por otra parte, cuando  $n$  y  $S$  y la profundidad y por consiguiente el factor de sección, se conocen, puede calcularse el caudal normal  $Q$  utilizando esta ecuación en la siguiente forma:

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

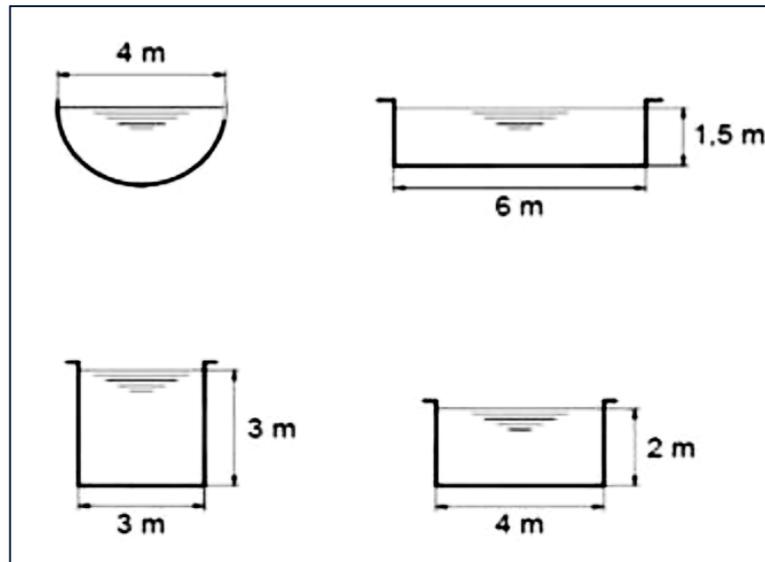
Para simplificar el cálculo, se han preparado curvas adimensionales que muestran la relación entre la profundidad y el factor de sección  $A * R^{2/3}$  (Figura 2.30 Ven Te Chow) para secciones de canales rectangulares, trapezoidales y circulares.

### 2.3.3.2 Determinación de la sección transversal.

En el cálculo de la sección de un canal debe partirse del hecho siguiente: desde el punto de vista hidráulico hay, en principio, un número infinito de soluciones. En el caso de un canal que va a ser construido, el gasto o caudal está dado por las condiciones de diseño; no proviene de un cálculo hidráulico, sino de la función del canal, de la naturaleza del servicio que presta y por cierto del análisis que se ha hecho de las disponibilidades de agua. El gasto de diseño  $Q$  es un dato impuesto al que debe adecuarse al cálculo de la sección del canal.

Un canal puede servir para abastecer de agua a una ciudad, servir a una irrigación, a una central hidroeléctrica o tener un uso múltiple.

Para transportar un gasto  $Q$  podemos, dentro de las limitaciones topográficas, adoptar una determinada pendiente compatible con la naturaleza del revestimiento, que escogeremos en función de varios factores: costo, seguridad, disponibilidad de materiales, etc. En esas condiciones podemos diseñar diversas secciones transversales: rectangular, trapezoidal, semicircular, etc. En la Figura 2.28 se observa varias secciones transversales que se caracterizan por tener todos unos radios hidráulicos de 1 m.



**Figura 2.28** comparación de varias secciones transversales que se caracterizan por tener un radio hidráulico de 1m

La velocidad ideal es aquella que para las características del agua y del revestimiento no produce erosión ni sedimentación y da lugar a un costo mínimo de construcción. El talud de la sección depende de la naturaleza del terreno. Desde el punto de vista puramente hidráulico se puede lograr los mismos resultados con un canal de cualquier forma.

Los taludes que generalmente se recomienda son los siguientes (en seco).

Los valores consignados en esta la tabla deben considerarse meramente referenciales. Siempre consideramos que el talud se define como 1 vertical y Z horizontal.

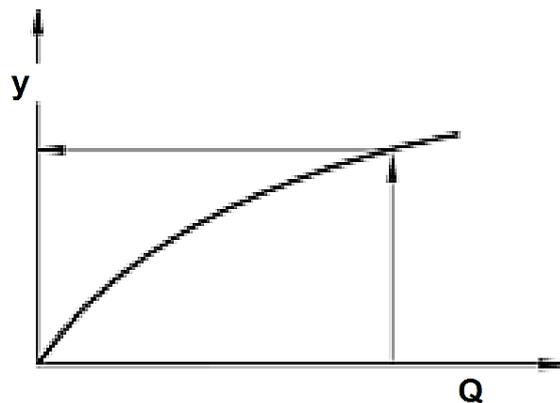
La sección hidráulica de un canal debe satisfacer la fórmula de Manning (o alguna de las otras).

$$Q = \frac{A}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

De donde:

$$Q = \frac{A}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

El miembro de la izquierda describe la geometría de la sección transversal. El valor  $AR^{2/3}$  generalmente crece al aumentar el tirante. Para un valor del gasto y una rugosidad y pendiente dadas hay un valor de  $AR^{2/3}$  que corresponde al tirante normal. Para realizar un buen diseño, debemos tener una idea clara de cómo varía el gasto con el tirante, lo que se logra efectuando el cálculo respectivo y graficando como se ve en la figura Adjunta.



**Figura 2.28** Gasto o caudal vs Tirante



Empezaremos por analizar cómo se realiza el cálculo cuando hay una condición impuesta.

Esta puede ser el ancho en la base o el tirante. Si ninguna de estas dos condiciones es impuesta, entonces tenemos mayor libertad para escoger la sección transversal.

**CASO A:** Se conoce el ancho  $b$  en la base.

Los datos son

$b$  : ancho en la base

$Q$ : gasto

$S$ : pendiente

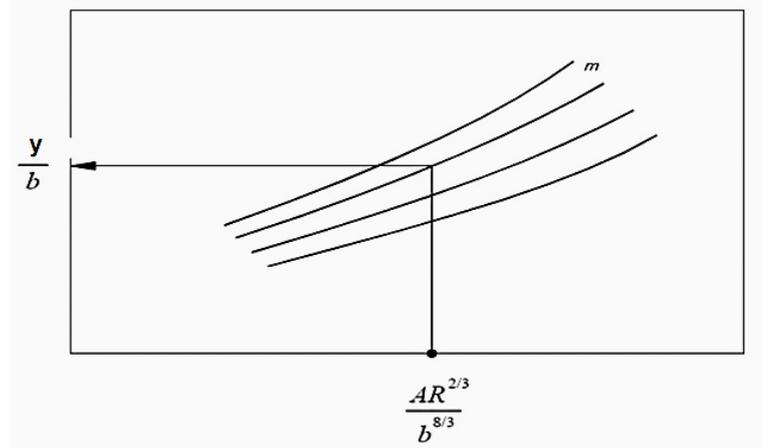
$m$ : talud

$n$  : coeficiente de rugosidad

La incógnita es el tirante  $y$ .

Este caso se presenta con alguna frecuencia dado que por razones constructivas se puede requerir para el canal un ancho determinado.

Para la solución de este caso Ven Te Chow ha preparado un gráfico al que se entra con los valores de  $\frac{AR^{2/3}}{b^{8/3}}$  y se obtiene el valor de  $y/b$  para cada talud (Figura 1.18), tal como se ve en el esquema adjunto.



**Figura 2.29:** Grafica de Ven Te

Para el cálculo de  $\frac{AR^{2/3}}{b^{8/3}}$  basta con recordar  $AR^{2/3} = \frac{Qn}{S^{1/2}}$

El diseño hidráulico de un canal consiste en definir la geometría de su sección normal resultante de cortar el cauce con un plano vertical, perpendicular al flujo; a partir de los datos; gasto (Q), tipo de materiales en el que se aloje el cauce y pendiente de la rasante (S), los que deberán dársele al proyectista.

El problema del cálculo hidráulico de un canal generalmente se presenta teniendo como datos, el gasto (Q) que debe transportar, la pendiente longitudinal del canal (S) disponible de acuerdo con la topografía del terreno y el tipo de material que forman las paredes del canal (n). Con estos datos es posible determinar, a partir de ecuación (10), en estas condiciones los datos son Q, n y  $S_0$  y las Incógnitas son A y  $R^{2/3}$  por lo tanto es factible resolver por tanteo el problema una vez definidos los elementos básicos de la sección, y que son el ancho de la plantilla y la Inclinação de los taludes. Los taludes del canal dependen principalmente de las



propiedades mecánicas del material en que se excava el canal. Desde el punto de vista práctico, los taludes deben ser lo más vertical posible para minimizar los volúmenes de terraplén y excavación. En cortes profundos, los taludes son normalmente más verticales arriba de la superficie del agua, que debajo de esta. En muchos casos, los taludes quedan determinados por factores económicos de construcción, operación y mantenimiento. Por lo que los siguientes comentarios generales se consideran pertinentes hacerlos:

- 1.- En muchos canales de tierra, no revestidos para efectos de irrigación, los taludes son de 1.5:1 aunque en materiales muy cohesivos, se han utilizado taludes hasta 1:1.
- 2.- En canales revestidos, los taludes son mayores que en un canal no revestido. Si se revisten de concreto, el talud recomendado en 1:1 y en taludes mayor que 0.75:1 el revestimiento debe diseñarse para aguantar los empujes del suelo.

El ancho de la plantilla está relacionado con otros factores, como son; la topografía, el gasto, la geología de la zona y el procedimiento constructivo.

Como ya se dijo el cálculo de flujo uniforme puede realizarse a partir de dos ecuaciones, la de continuidad y una ecuación de flujo uniforme. Cuando se aplica la ecuación de Manning como



ecuación de flujo uniforme, el cálculo involucrará las siguientes seis variables:

1. El gasto normal Q.
2. La velocidad media del flujo V.
3. El tirante normal o profundidad d
4. El coeficiente de rugosidad n.
5. La pendiente del canal S.
6. Los elementos geométricos que dependen de la forma de la sección transversal del canal, como son el área hidráulica, Perímetro mojado y Radio hidráulico, etc.

Un problema de cálculo y/o diseño de canales se plantea de la siguiente forma:

- a. Datos: Q, tipo de material "n" y "S" (pendiente longitudinal).
- b. Incógnita: b (plantilla del canal), d (tirante del agua), V (velocidad m/seg), z (talud).
- c. Resolución del problema: Cualquiera que sea el tipo de problema son dos las ecuaciones que permitan el diseño de un canal, la ecuación de continuidad:

$$Q = AV$$

Y la fórmula de Manning para calcular la velocidad en el canal, que es la más aplicable en la práctica. La de Chezy únicamente para problemas teóricos.

$$v = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

Por lo tanto la ecuación general es:

$$Q = \frac{A}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

$$\frac{Qn}{S^{\frac{1}{2}}} = AR^{\frac{2}{3}} \quad \text{Sistema métrico}$$

$$\frac{Qn}{1.486S^{\frac{1}{2}}} = AR^{\frac{2}{3}} \quad \text{Sistema ingles}$$

Dónde:

La expresión  $AR^{2/3}$  se conoce como factor de sección para el cálculo de flujo uniforme y es un elemento importante para el desarrollo del cálculo.

### 2.3.3.3 Cálculo del tirante normal y la velocidad normal.

A partir de las ecuaciones del flujo uniforme puede calcularse el tirante normal del canal y la velocidad normal. En los siguientes cálculos se utilizan la ecuación de Manning con tres métodos diferentes de solución.

**A.- Método algebraico.**-Para secciones de canal geoméricamente simples, la condición de flujo uniforme puede determinarse mediante una solución algebraica.



**B.- Método gráfico.-** Para canales con secciones transversales complicadas y con condiciones de flujo variables, se encuentra conveniente una solución gráfica al problema.

Mediante este procedimiento, primero se construye una curva de  $y$  contra el factor de Sección  $A \cdot R^{2/3}$  y se calcula el valor de:

$$\frac{Qn}{S^{1/2}} \dots \dots \text{ecuac. 12}$$

De acuerdo con la ecuación (11), es evidente que la profundidad normal puede encontrarse en la curva de  $d - A \cdot R^{2/3}$ , donde la coordenada de  $A \cdot R^{2/3}$  es igual al valor calculado de la ecuación (12).

**C.- Método de las tablas de diseño.-** Las tablas de diseño para determinar la profundidad normal (figura 2.30 Ven Te Chow) pueden utilizarse con rapidez, lo cual nos lleva a la solución rápidamente.

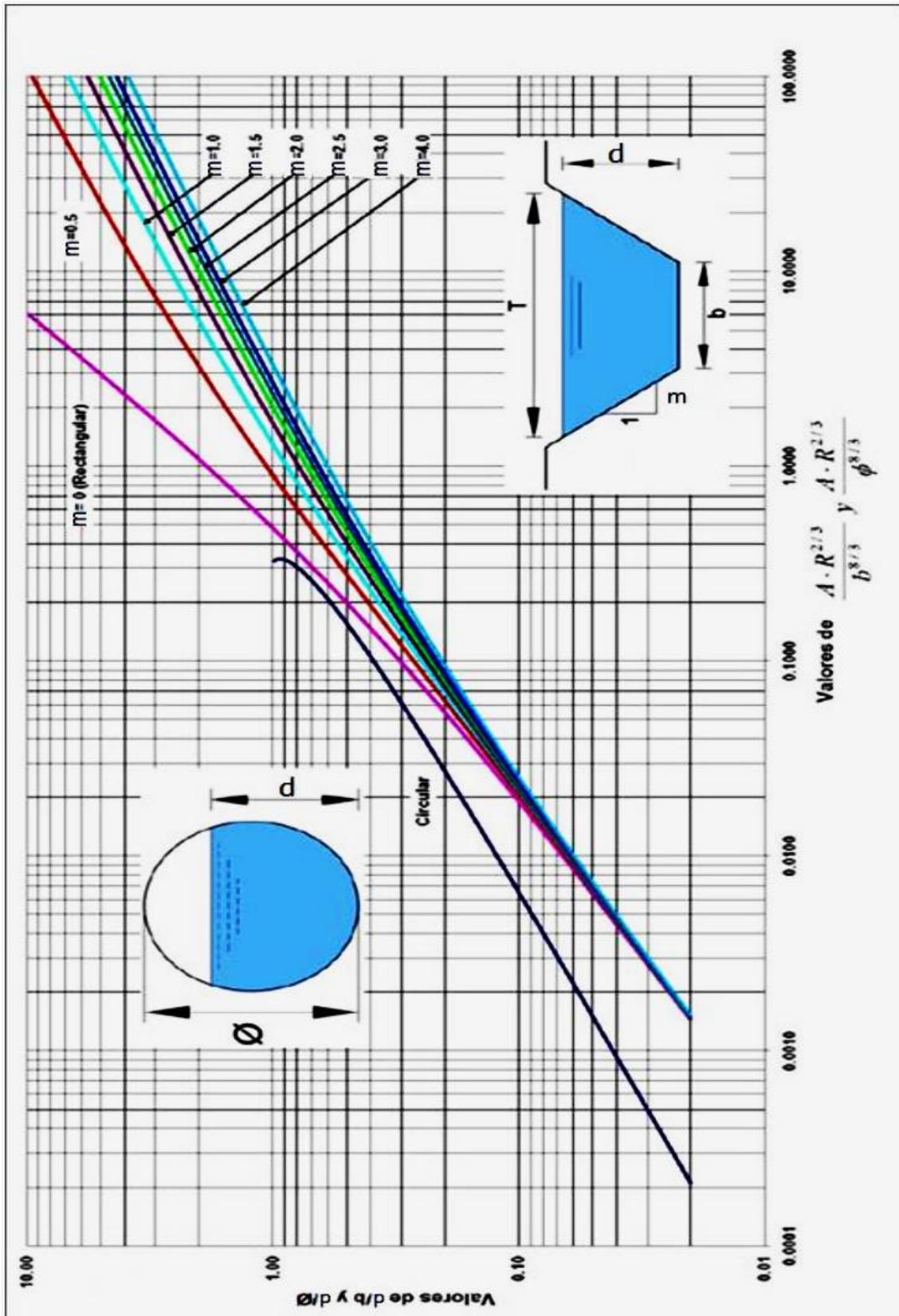


Figura 2.30: Curvas para determinar el tirante normal

**D.- Método Computacional.**-La solución de la ecuación (11), se puede realizar utilizando algún proceso de métodos numéricos, como el algoritmo de Newton-Raphson o el método de secante. Puede usar la versión 3.0 de Hcanales desarrollada por Máximo Villon Béjar. Hcanales resuelve la ecuación (11) y permite calcular:

- El tirante crítico, perímetro mojado, área hidráulica, radio hidráulico, espejo de agua, velocidad, número de Froude, Energía específica, Tipo de flujo

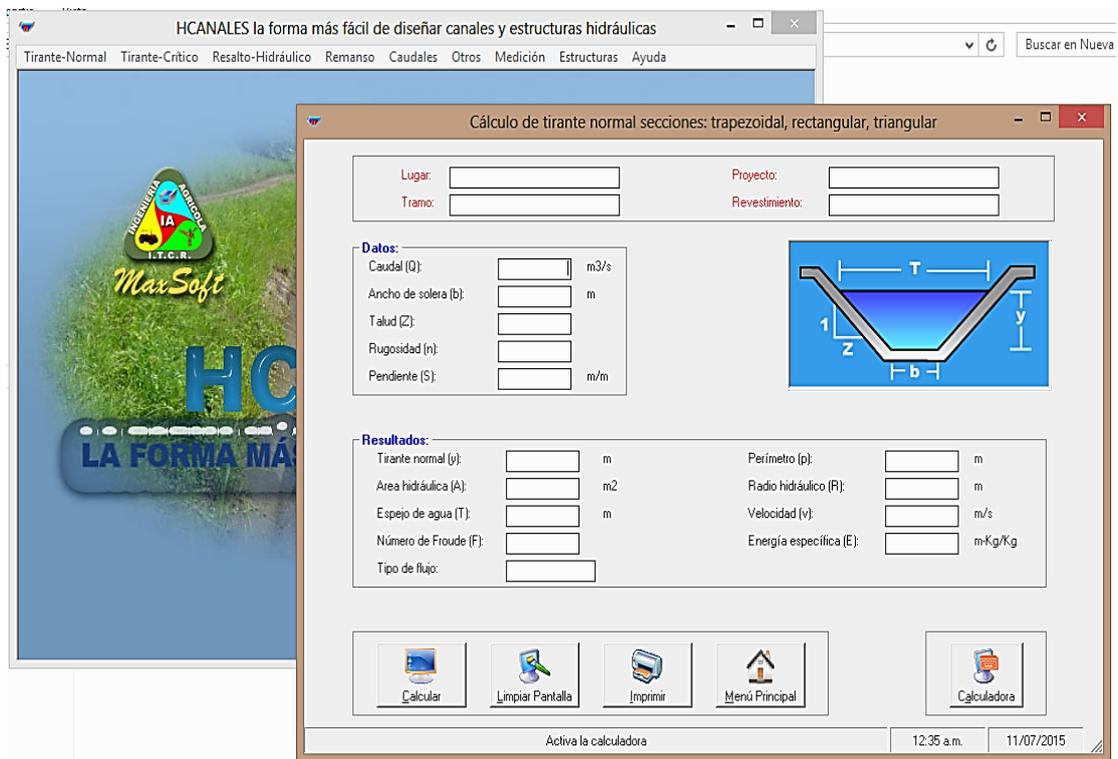


Figura 2.31: Software HCanales V.3.0



---

#### 2.3.3.4 Problemas de cálculo de flujo uniforme.

El cálculo de flujo uniforme puede llevarse a cabo a partir de dos ecuaciones: la ecuación de continuidad y una ecuación de flujo uniforme. Cuando se utiliza la ecuación de Manning como ecuación de flujo uniforme, el cálculo involucrará las siguientes variables:

**A.- Calcular el caudal normal.-** En aplicaciones prácticas, este cálculo se requiere para la determinación de la capacidad de un canal determinado o para la construcción de una curva de calibración sintética para el canal.

**B.- Determinar la velocidad de flujo.-** Este cálculo tiene muchas aplicaciones. Por ejemplo, a menudo se requiere para el estudio de efectos de socavación y sedimentación de un canal determinado.

**C.- Calcular la profundidad normal.-** Este cálculo se requiere para la determinación del nivel de flujo en un canal determinado.

**D.- Determinar la rugosidad del canal.-** Este cálculo se utiliza para averiguar el coeficiente de rugosidad en un canal determinado. El coeficiente determinado de esta manera puede utilizarse en otros canales similares.

**E.- Calcular la pendiente del canal.-** Este cálculo se requiere para ajustar la pendiente de un canal determinado.



#### F.- Determinar las dimensiones de la sección de canal.-

Este cálculo se requiere principalmente para propósitos de diseño.

#### 2.3.4 SECCIONES DE MÁXIMA EFICIENCIA HIDRÁULICA

Uno de los factores que intervienen en el costo de construcción de un canal es el volumen por excavar, este a su vez depende de la sección transversal. Mediante ecuaciones se puede plantear y resolver el problema, de encontrar la menor excavación para conducir un caudal dado, conocida la pendiente.

Una sección es de máxima eficiencia hidráulica cuando para la misma área hidráulica, pendiente y calidad de paredes deja pasar un caudal máximo.

Considerando un canal de sección constante por el que se debe pasar un caudal máximo, bajo las condiciones impuestas por la pendiente y la rugosidad, de la ecuación del (11) se tiene:

$$Q = \frac{1}{n} AR^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

Dónde:  $n$ ,  $A$  y  $S$  son constantes luego, la ecuación del caudal puede expresarse como:

$$Q = KR^{\frac{2}{3}} \dots \dots \text{ecuac. 13}$$

Siendo  $K$  una constante

La ecuación (13), observamos que el caudal será máximo si el radio hidráulico es máximo, por lo que  $R=A/p$  es máximo, o:

$$R = \frac{A}{p} \quad \dots \text{ecuac. 14}$$

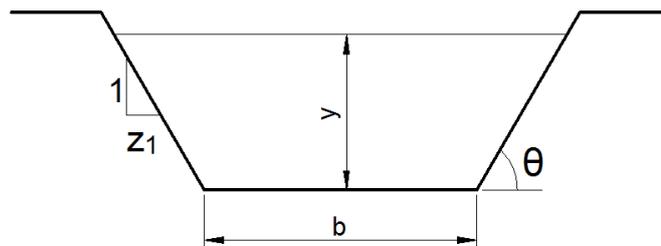
En la ecuación (14), como  $A$  es constante,  $R$  será máximo si  $p$  es mínimo, es decir:

$Q$  es máximo si  $p$  mínimo, para  $A$  constante

## ➤ RELACIONES GEOMÉTRICAS

### Sección trapezoidal

1. Considerando un talud  $Z$  conocido (constante)



**Figura 2.32:** Sección trapezoidal

Sabemos que

$$A = by + zy^2 \rightarrow b = Ay^{-1} + Zy \quad \dots \text{ecuac. 15}$$

$$p = b + 2y\sqrt{1 + Z^2} \quad \dots \text{ecuac. 16}$$

Sustituyendo (15) en (16) se tiene

$$p = Ay^{-1} - Zy + 2y\sqrt{1 + Z^2} \quad \dots \text{ecuac. 17}$$

Sabemos que  $Q$  max si  $p$  min y:

$$p \text{ min si } \left\{ \begin{array}{l} \frac{dp}{dy} = 0 \\ \frac{d^2p}{dy^2} > 0 \end{array} \right.$$

2. Luego derivando (17) en función del tirante se tiene:

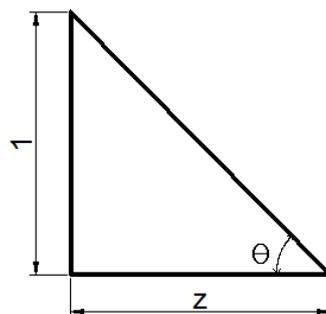
$$\begin{aligned} \frac{dp}{dy} &= \frac{d}{dy} [y^{-1} - Zy + 2y\sqrt{1+Z^2}] = 0 \\ (-1)Ay^{-2} - Z + 2\sqrt{1+Z^2} &= 0 \\ -\frac{A}{y^{-2}} + 2\sqrt{1+Z^2} - Z &= 0 \dots \text{ecuac. 18} \end{aligned}$$

Sustituyendo (15) en (18), resulta:

$$\begin{aligned} \frac{by + Zy}{y^2} &= 2\sqrt{1+Z^2} - Z \\ \frac{b}{y} + Z &= 2\sqrt{1+Z^2} - Z \\ \frac{b}{y} &= 2(\sqrt{1+Z^2} - Z) \dots \text{ecuac. 19} \end{aligned}$$

3. calculo de  $\sqrt{1+Z^2} - Z$  en función de  $\Theta$ :

De la figura:



$\Theta$ =Angulo de inclinación de las paredes del canal con la horizontal

Se tiene  $ctg \theta = Z$

Luego

$$\sqrt{1 + Z^2} - Z = \sqrt{1 + ctg^2 \theta} - ctg \theta$$

$$\sqrt{1 + Z^2} - Z = \sqrt{csec^2 \theta} - ctg \theta$$

$$\sqrt{1 + Z^2} - Z = csec \theta - ctg \theta$$

$$\sqrt{1 + Z^2} - Z = \frac{1}{sen \theta} - \frac{cos \theta}{sen \theta}$$

$$\sqrt{1 + Z^2} - Z = \frac{1 - cos \theta}{sen \theta} \quad \dots \dots \text{ecuac. 20}$$

Expresado en función del Angulo mitad se tiene:

$$1 - cos \theta = 2sen^2 \frac{\theta}{2} \quad \dots \dots \text{ecuac. 21}$$

$$sen \theta = 2sen \frac{\theta}{2} \cdot cos \frac{\theta}{2}$$

Lugo sustituyendo en las dos ultimas expresiones en (20)

resulta:

$$\sqrt{1 + Z^2} - Z = \frac{2sen^2 \frac{\theta}{2}}{2sen \frac{\theta}{2} \cdot cos \frac{\theta}{2}}$$

$$\sqrt{1 + Z^2} - Z = \frac{sen \frac{\theta}{2}}{cos \frac{\theta}{2}}$$

$$\sqrt{1 + Z^2} - Z = tg \frac{\theta}{2} \quad \dots \dots \text{ecuac. 22}$$

4. relacion entre el ancho de solera y el tirante reemplazando

(22)en (19)se obtiene:

$$\frac{b}{y} = 2tg \frac{\theta}{2} \quad \dots \dots \text{ecuac. 23}$$



La cual representa la relacion entre el ancho de solera y el tirante en un canal trapezoidal para una seccion de maxima efiiencia hidraulica.

Para el caso particular de un canal rectangular, se tiene:

$$\theta = 92 \rightarrow \frac{\theta}{2} = 45 \rightarrow tg \frac{\theta}{2} = 1$$

Luego

$$\frac{b}{y} = 2$$
$$b = 2y$$

#### 5. Relacion Entre Radio Hidraulico Y Tirante

$$R = \frac{A}{P} \dots \dots \text{ecuac. 24}$$

Donde

$$A = by + zy^2$$

$$p = b + 2y\sqrt{1 + Z^2}$$

De (19) se tiene:

$$b = 2y(\sqrt{1 + Z^2} - Z)$$

Luego:

$$A = 2y^2 (\sqrt{1 + Z^2} - Z) + Z^2$$

$$A = y^2(2\sqrt{1 + Z^2} - Z) \dots \dots \text{ecuac. 25}$$



Y:

$$p = 2y(\sqrt{1 + Z^2} - Z) + 2y(\sqrt{1 + Z^2})$$

$$p = 2y(2\sqrt{1 + Z^2} - Z) \quad \dots \text{ecuac. 26}$$

Sustituyendo (25) y (26) en (24) resulta:

$$R = \frac{y^2(2\sqrt{1 + Z^2} - Z)}{2y(2\sqrt{1 + Z^2} - Z)}$$

$$R = \frac{y}{2} \quad \dots \text{ecuac. 27}$$

Lo que indica que en una sección de máxima eficiencia hidráulica de forma trapezoidal o rectangular (para cualquier valor de Z), el radio hidráulico es igual a la mitad del tirante.

6. Condición de máxima eficiencia hidráulica para talud variable.

En este caso se busca de todas las secciones trapezoidales variables, cual es el talud más eficiente, para ello el tirante "y" se considera constante.

De (26) se tiene:

$$p = 2y(2\sqrt{1 + Z^2} - Z)$$

$$p \text{ min si } \frac{dp}{dz} = 0$$

Luego:

$$\frac{dp}{dz} = \frac{d}{dz} [2y (2\sqrt{1+Z^2} - Z)] = 0$$

$$2y \frac{d}{dz} (2\sqrt{1+Z^2} - Z) = 0$$

$$2 \frac{d}{dz} \sqrt{1+Z^2} - 1 = 0$$

$$2 \cdot \frac{1}{2} (1+Z^2)^{\frac{1}{2}} (2Z) = 1$$

$$\frac{2Z}{\sqrt{1+Z^2}} = 1$$

$$2Z = \sqrt{1+Z^2}$$

Elevando al cuadrado se tiene

$$4Z^2 = 1 + Z^2$$

$$3Z^2 = 1$$

$$Z^2 = \frac{1}{3}$$

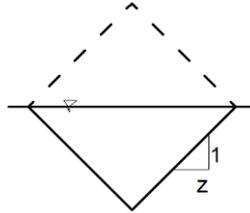
$$Z = \frac{1}{\sqrt{3}}$$

$$\therefore Z = \frac{\sqrt{3}}{3}$$

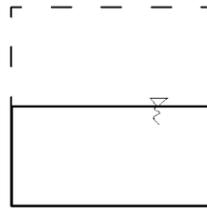
Este valor representa el talud más eficiente para una sección de máxima eficiencia hidráulica, para un "y" constante.

Otras secciones de máxima eficiencia hidráulica, son:

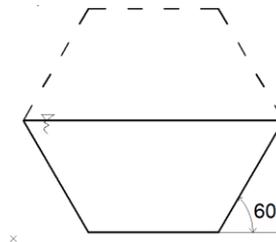
**Sección triangular:** mitad de un cuadrado, con una de sus diagonales colocadas en forma vertical, siendo  $Z = 1$



**Sección rectangular:** mitad de un cuadrado, siendo  $b = 2y$

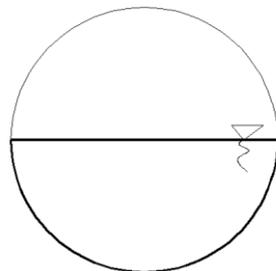


**Sección trapezoidal:** mitad de un hexágono regular



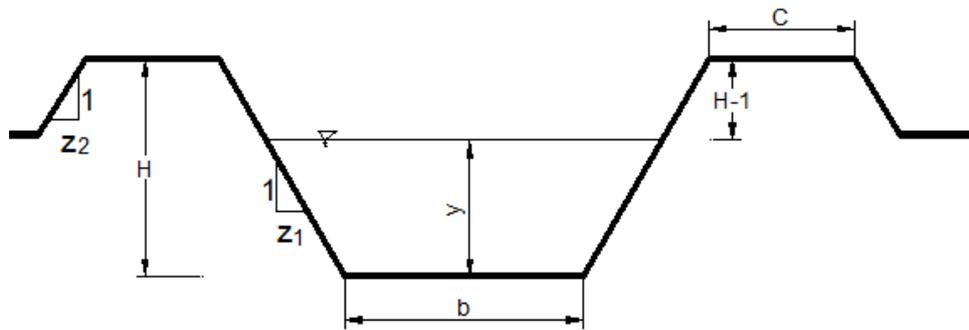
**Sección circular:** semicírculo es decir mitad de un círculo.

Esta representa la sección de máxima eficiencia hidráulica



## 2.3.5 CONSIDERACIONES PRÁCTICAS PARA EL DISEÑO DE CANALES

A nivel de parcela, lo más generalizado es encontrarlo de tierra de sección trapezoidal (figura 2.29) no por lo cual las recomendaciones que se proporcionan estarán orientadas más a este tipo de canales.



**Figura 2.33:** Elementos Geométricos de un Canal

El diseño de un canal implica darle valor numérico a las siguientes especificaciones técnicas:

$Q$  = caudal en m<sup>3</sup>/s

$v$  = velocidad media del agua en m/s

$S$  = pendiente en m/m

$n$  = coeficiente de rugosidad

$Z$  = talud

$b$  = ancho de solera en m

$y$  = tirante en m

$A$  = área hidráulica en m<sup>2</sup>



$B. L=H-y=$  bordo libre en m

$H =$  profundidad total desde la corona al fondo del canal  
en m

$C =$  ancho de corona en m

### **Caudal (Q)**

Para el diseño de un canal a nivel parcelario, el caudal tiene que ser un dato de partida que se puede calcular con base en el módulo de riego (l/s/ha) la superficie que se va a regar (ha) y el caudal que resulte por las pérdidas de infiltración durante la conducción.

En el caso de que el canal sirva para evacuar excedentes de las aguas pluviales el caudal de diseño se calcula tomando en cuenta las consideraciones hidrológicas.

En cualquiera de los casos por lo general, lo que se busca es encontrar las dimensiones del canal, para conducir el caudal Determinado de acuerdo con las necesidades de uso del proyecto, sea para riego, drenaje, hidroeléctrico, o uso poblacional.

### **Velocidad media de los canales (v)**

La velocidad media se puede determinar por medio de la fórmula de Manning:

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$



Las velocidades en los canales varían en un ámbito cuyos límites son:

la velocidad mínima, que no produzca depósitos de materiales sólidos en suspensión (sedimentación), y la máxima, que no produzca erosión en las paredes y el fondo del canal. Las velocidades superiores a los valores máximos permisibles, modifican las rasantes y crean dificultades en el funcionamiento de las estructuras del canal. A la inversa, la sedimentación debida a velocidades muy bajas, provoca problemas por embancamiento y disminución de la capacidad de conducción, y origina mayores gastos de conservación.

Se han encontrado muchos resultados experimentales sobre estos límites, para canales alojados en tierra, en general están comprendidos entre 0.30 y 0,90 m/s.

La tabla 2.4 proporciona el rango de velocidades máximas recomendadas, en función de las características del material en el cual están alojados.

Pendiente admisible en canales de tierra (S)

La pendiente, en general, debe ser la máxima que permita dominar la mayor superficie posible de tierra y que, a la vez, de valores para la velocidad que no cause erosión del material en el que está alojado el canal, ni favorezca el depósito de azolve.



Tabla 2.4. Velocidades máximas recomendadas en función de las características de los suelos

**Tabla 2.4:** Velocidades máximas recomendadas en función de las características de los suelos

Tipo de Suelo	Pendiente (S)
	(0/oo)
Suelos sueltos	0,5 - 1,0
Suelos francos	1,5 - 2,5
Suelos arcillosos	3,0 - 4,5

**Tabla 2.5:** Pendiente admisible en función del tipo de suelos

Características De Los Suelos	Velocidades Máximas
	(m/s)
Canales de tierra franca	0.60
Canales de tierra arcillosa	0.90
Canales Revestidos con piedra y mezcla simple	1.00
Canales con mampostería de piedra y concreto	2.00
Canales revestidos con concreto	3.00
Canales en Roca:	
pizarra	1.25
areniscas consolidadas	1.50
roca dura, granito, etc.	3 a 5

**Nota:** Resulta práctico durante los cálculos, no darse valores de velocidad, sino chequearlos, ya sea aplicando la fórmula de Manning o la ecuación de continuidad, de tal manera que los resultados obtenidos estén dentro del rango recomendado. La pendiente máxima admisible para canales de tierra varían según la textura; en la tabla 2.5 se muestran las pendientes máximas recomendadas en función del tipo de suelo.



**Notas:** 1) Durante el diseño no necesariamente se deben tomar estos valores máximos.

2) cuando las velocidades resultan erosivas, reducir la pendiente produce una sensible disminución de la velocidad.

### **Taludes (Z)**

Los taludes se definen como la relación de proyección horizontal a la vertical de la inclinación de las paredes laterales.

La inclinación de las paredes laterales depende en cada caso particular de varios factores, pero muy particularmente de la clase de terreno en dónde están alojados.

Mientras más inestable sea el material, menor será el ángulo de inclinación de los taludes.

En la tabla 2.6 se indican los valores de los taludes recomendados para distintos materiales.

### **Coefficiente de rugosidad (n)**

En forma práctica, los valores del coeficiente de rugosidad que se usa para el diseño de canales alojados en tierra están comprendidos entre 0.025 y 0.030 y para canales revestidos de concreto se usan valores comprendidos entre 0.013 y 0.015



En la tabla 2.2 se proporcionan los valores de  $n$  dados por Horton para ser empleados en las fórmulas de Kutter y Manning para una gran variedad de materiales.

**Tabla 2.6:** Taludes recomendados en función del material  
*Talud 7: 1 (horizontal: vertical)*

Características de los suelos	Canales poco Profundos	Canales profundos
Roca con buenas condiciones	Vertical	0,25 : 1
Arcillas compactadas o conglomerados	0,5 : 1	1 : 1
Limos arcillosos	1 : 1	1,5 : 1
Limoso - arenosos	1,5 : 1	2 : 1
Arenas sueltas	2 : 1	3 : 1

### **Ancho de solera (b)**

Resulta muy útil para cálculos posteriores fijar de antemano un valor para el ancho de solera, plantilla o base, con lo cual se manejar con facilidad las fórmulas para calcular el tirante.

Una fórmula práctica de fijar el ancho solera, se basa en el caudal, y se muestra en la tabla 2.7.

Para canales pequeños, el ancho solera estará en función del ancho de la pala de la maquinaria disponible para la construcción



**Tabla 2.7:** Ancho de solera en función del caudal

Caudal Q (m <sup>3</sup> /s)	Ancho de solera b (m)
Menor de 0,100	0.30
Entre 0,100 y 0,200	0.50
Entre 0,200 y 0,400	0.75
Mayor de 0,400	1.00

### Tirante (y)

Una regla empírica general usada en los Estados Unidos, establece el valor máximo de la profundidad de los canales de tierra según la siguiente relación:

$$y = \frac{1}{2} \sqrt{A}$$

Y en la india

$$y = \sqrt{\frac{A}{3}}$$

Dónde:

$y$  = tirante hidráulico (m)

$A$  = área de la sección transversal (m<sup>2</sup>)

Otros establecen que:

$$y = \frac{b}{3}$$

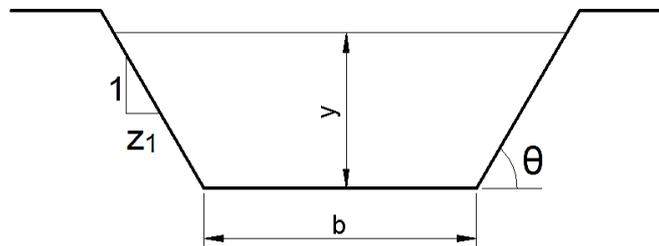
Dónde:

$b$ =ancho de solera o base

**También puede usarse las relaciones**

**a. Sección de máxima eficiencia hidráulica:**

$$\frac{b}{y} = 2tg \frac{\theta}{2} \rightarrow y = \frac{b}{2tg \frac{\theta}{2}}$$



**b. Sección de mínima infiltración:**

$$\frac{b}{y} = 4tg \frac{\theta}{2} \rightarrow y = \frac{b}{4tg \frac{\theta}{2}}$$

**c. Valor medio de las dos anteriores:**

$$\frac{b}{y} = 3tg \frac{\theta}{2} \rightarrow y = \frac{b}{3tg \frac{\theta}{2}}$$

### Área hidráulica (A)

Se obtiene usando la relación geométrica:

$$A = (b + Zy)y$$

Una vez calculado el ancho de solera, talud y tirante. También

se obtiene usando la ecuación de continuidad:

$$A = \frac{Q}{v}$$

Conocidos el caudal y la velocidad

### Bordo libre (B.L.)

En la determinación de la sección transversal de los canales, resulta siempre necesario dejar cierto desnivel entre la



superficie libre del agua para el tirante normal y la corona de los bordos, como margen de seguridad, a fin de absorber los niveles extraordinarios, que puedan presentarse por encima del caudal de diseño del canal:

$$B.L = H - Y$$

Una práctica corriente para canales en tierra, es dejar un bordo libre o resguardo igual a un tercio del tirante, es decir:

$$B.L = \frac{y}{3}$$

Mientras que para canales revestidos, el bordo libre puede ser la quinta parte del tirante, es decir:

$$B.L = \frac{y}{5}$$

Existen también otros criterios prácticos para designar el valor del bordo libre.

En relación con el caudal se tiene:

<b>Caudal Q (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Bordo libre (m)</b>
Menores que 0.5	0.30
Mayores que 0.5	0.40

En relación con el ancho de solera

<b>Ancho de solera (m)</b>	<b>Bordo libre (m)</b>
Hasta 0.80	0.40
de 0,80 a 1,50	0.50
de 1.50 a 3.00	0.60
de 3. 00 a 20.00	1.00



---

### **Profundidad total (H)**

La profundidad total del canal, se encuentra una vez tirante de agua y el bordo libre, es decir:

$$H = y + B.L.$$

En forma práctica, para su construcción esta profundidad total se redondear, asumiendo su variación el valor del bordo libre.

### **Ancho de corona (C)**

El ancho de corona de los bordos de los canales en su parte superior, depende esencialmente del servicio que estos habrán de prestar. En canales grandes se hacen suficientemente anchos 6,50 m como mínimo, para permitir el tránsito de vehículos y equipos de conservación a fin de facilitar los trabajos de inspección y distribución de agua.

En canales más pequeños, el ancho superior de la corona puede diseñarse aproximadamente igual al tirante del canal. En función del caudal se puede considerar un ancho de corona de 0.60 m para caudales menores de 0,50 m<sup>3</sup>/s y 1.00 m para caudales mayores.

**Nota importante:** Las consideraciones prácticas mencionadas anteriormente, deben tomarse solamente como valores referenciales para dar inicio al diseño de canales y no como valores finales de diseño, estos se obtendrán solo después de realizar los chequeos correspondientes, usando la fórmula de Manning y la ecuación de continuidad.



---

## 2.4 ENERGÍA ESPECÍFICA Y RÉGIMEN CRÍTICO

### 2.4.1 ENERGÍA ESPECÍFICA

La energía específica en la sección de un canal se define como la energía por kilogramo de agua que fluye a través de la sección, medida con respecto al fondo del canal.

De lo anterior, la ecuación de Bernoulli, para una sección del canal es:

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

Donde  $Z = 0$  (ya que el nivel de referencia es el fondo del canal) obteniéndose la ecuación de la energía específica:

$$E = y + \alpha \frac{v^2}{2g} \dots \dots \text{ecuac. 28}$$

El concepto de energía específica, fue introducido por Boris A. Bakhmetteff en 1912 y mediante su adecuada consideración se puede resolver los más complejos problemas de transiciones cortas en las que los efectos de rozamiento son despreciables.

En (28), considerando  $\alpha = 1$ , se tiene:

$$E = y + \frac{v^2}{2g} \dots \dots \text{ecuac. 29}$$

Pero, de la ecuación de continuidad para un canal de cualquier forma, se tiene:



$$v = \frac{Q}{A} \dots \dots \text{ecuac. 30}$$

Sustituyendo 30 en 29 resulta:

$$E = y + \frac{Q^2}{2gA^2} \dots \dots \text{ecuac. 31}$$

Suponiendo que Q es constante y A es función del tirante, la energía específica es función únicamente del tirante.

Si la ecuación (31) se gráfica dará una curva de dos ramas, lo cual se puede apreciar del siguiente análisis:

$$\text{Si } y \rightarrow 0 \Rightarrow A \rightarrow 0, \text{ luego } \frac{Q^2}{2gA^2} \rightarrow \infty \Rightarrow E \rightarrow \infty$$

$$\text{Si } y \rightarrow \infty \Rightarrow A \rightarrow \infty, \text{ luego } \frac{Q^2}{2gA^2} \rightarrow 0 \Rightarrow E \rightarrow \infty$$

Es decir,  $E \rightarrow \infty$  cuando  $y \rightarrow 0$  así como cuando  $y \rightarrow \infty$ , lo que indica que para valores del intervalo  $0 < y < \infty$ , habrán valores definidos de E, y que debe haber un valor mínimo de E.

La figura (29) muestra que para una determinada energía específica existen dos valores del tirante  $y_1, y_2$ , denominados *tirantes alternos* o *tirantes correspondientes*, excepto en el punto en que la energía específica es la mínima, con la cual puede pasar el caudal Q a través de la sección y para la cual existe un solo valor de tirante, y que denominamos tirante crítico y a la cual corresponde una velocidad llamada crítica. El estado de flujo que se desarrolla con el tirante crítico, recibe el nombre de estado o régimen crítico.

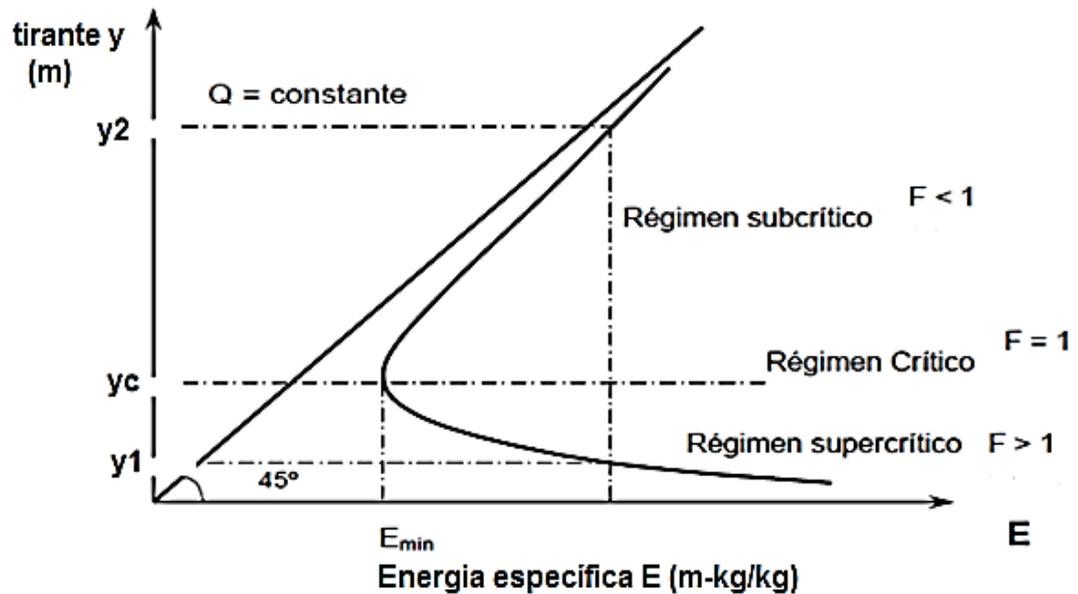


Figura 2.34: Relación entre el tirante y E

## 2.4.2 RÉGIMEN CRÍTICO

Se dice que un canal, o alguna sección de él, está trabajando bajo un régimen crítico, Cuando:

- 1) Posee la energía específica mínima para un caudal dado, ó
- 2) Posee el caudal máximo para una energía específica dada, o
- 3) Posee la fuerza específica mínima para un caudal dado.

De lo anterior, los términos de régimen crítico pueden definirse como sigue:



---

### **Caudal o Gasto Crítico**

Es el caudal máximo para una energía específica determinada, o el caudal que se producirá con una energía específica mínima.

### **Tirante crítico**

Es el tirante hidráulico que existe cuando el caudal es máximo, para una energía específica determinada, o el tirante al que ocurre un caudal determinado con la energía específica mínima

### **Velocidad crítica**

Es la velocidad media cuando el caudal es el crítico.

### **Pendiente crítica**

Es el valor particular de la pendiente del fondo del canal, para la cual éste conduce un caudal  $Q$  en régimen uniforme y con energía específica mínima, o sea, que en todas sus secciones se tiene el tirante crítico, formándose el flujo crítico uniforme.

### **Régimen subcrítico**

Son las condiciones en las que los tirantes son mayores que los críticos, las velocidades menores que las críticas y los números de Fraude menores que 1. Es un régimen lento, tranquilo, fluvial, adecuado para canales principales o de navegación

### **Régimen Supercrítico**

Son las condiciones hidráulicas en las que los tirantes son menores que los críticos, las velocidades mayores que las

críticas y los números de Froude mayores que 1. Es un régimen rápido, torrencial, pero perfectamente estable, puede usarse en canales revestidos.

Los tipos de flujo están claramente representados en la curva de energía específica (figura 3.3)

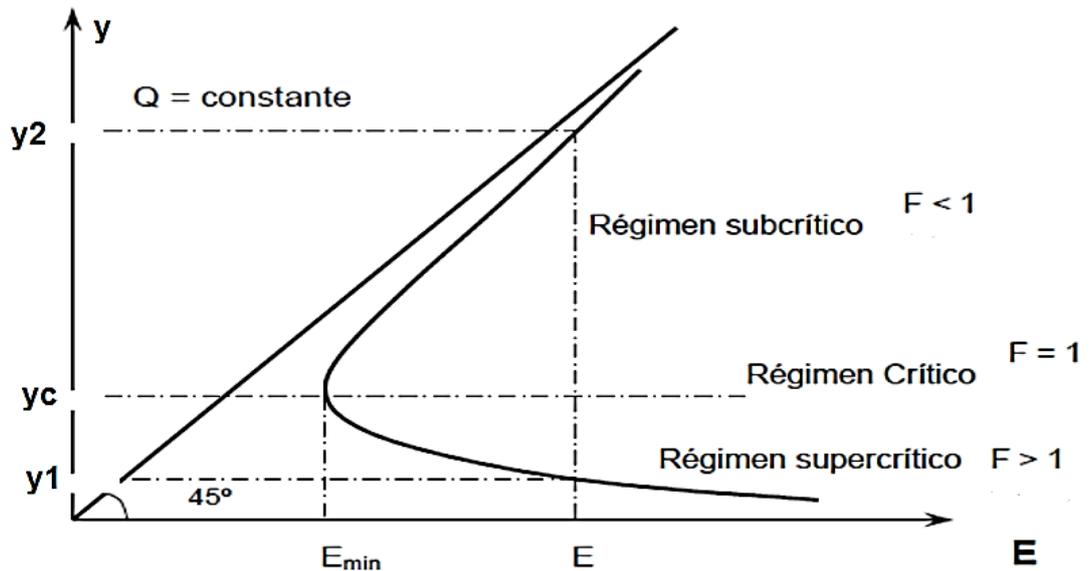


Figura 2.35: Tipos de Flujos

En la figura 2.35 la zona superior de la curva de energía específica corresponde al flujo subcrítico ( $y_2 > y_c$ ) y la inferior al flujo supercrítico ( $y_2 < y_c$ ).

El número de Froude  $F = v/\sqrt{gy}$ , definido anteriormente, es una especie de indicador universal en la caracterización del flujo de superficie libre. La condición de flujo supercrítico se produce cuando  $F > 1$ , el flujo subcrítico para  $F < 1$  y Crítico para  $F = 1$ .



En flujo subcrítico una perturbación puede moverse hacia aguas arriba, esto significa en términos prácticos, que mecanismos o condiciones de control tales como una compuerta o una caída influyen sobre las condiciones de flujo aguas arriba del control; por ello se afirma que el flujo subcrítico está controlado por las condiciones aguas abajo. Por otra parte en flujo supercrítico una perturbación solo puede viajar hacia aguas abajo; estableciendo los posibles controles únicamente del lado de aguas arriba.

De lo anterior se puede indicar que, toda singularidad (entiéndase como esta, un cambio de pendiente, cambio de forma de la sección, Cambio de rugosidad) en un régimen subcrítico. Crea efectos hacia aguas arriba, mientras que en un régimen supercrítico crea efectos hacia aguas abajo.

Resumiendo lo que se ha visto hasta aquí respecto al flujo crítico las maneras que podrán usarse para establecer el tipo de flujo en un Canal son:

a) Por medio de los tirantes:

Si  $y < y_c$ , el flujo es supercrítico o rápido

Si  $y = y_c$ , el flujo es crítico

Si  $y > y_c$ , el flujo es subcrítico o lento

b) Por medio de la pendiente de fondo ( $S_f$ )

Si  $S_f < S_c$ , el flujo es subcrítico o lento



Si  $S_f = S_c$ , el flujo es crítico

Si  $S_f > S_c$ , el flujo es supercrítico o rápido

c) Por medio del número de Froude

Si  $F < 1$  el flujo es subcrítico o lento

Si  $F=1$ , el flujo es crítico

Si  $F > 1$ , el flujo es supercrítico o rápido

d) Por medio de las velocidades medias

Si  $v < v_c$ , el flujo es subcrítico o lento

Si  $v= v_c$ , el flujo es crítico

Si  $v > v_c$ , el flujo es supercrítico o rápido

### 2.4.3 ECUACIONES DEL RÉGIMEN CRÍTICO

#### Condiciones para la energía específica mínima (Q constante)

De la ecuación (31) se tiene:

$$E = y + \frac{Q^2}{2g} A^{-2} \dots \dots \text{ecuac. 32}$$

Donde Q es constante y  $A = f(y)$

De la primera consideración de la definición de régimen crítico, se tiene que un régimen es crítico, si la energía específica mínima, es decir si:

$$\frac{dE}{dy} = 0$$

Derivando (32) con respecto al tirante e igualando a cero, se tiene:

$$\frac{dE}{dy} = 0$$

$$\frac{dE}{dy} = \frac{d}{dy} \left( y + \frac{Q^2}{2g} A^{-2} \right) = 0$$

$$1 + \frac{Q^2}{2g} \frac{dA^{-2}}{dy} = 0$$

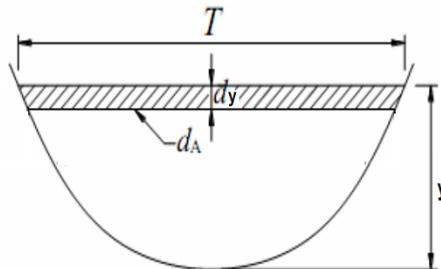
$$1 - 2 \frac{Q^2}{2g} A^{-3} \frac{dA}{dy} = 0$$

De donde:

$$\frac{Q^2}{gA^3} \frac{dA}{dy} = 1 \quad \dots \text{ecuac. 33}$$

Interpretación de  $\frac{dA}{dy}$  :

En la figura:



El elemento de área  $dA$  cerca de la superficie libre es igual a

$T dy$  es decir:

$$dA = T dy \rightarrow \frac{dA}{dy} = T \quad \dots \text{ecuac. 34}$$

Sustituyendo (34) en (33) resulta:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A_c^3}{T_c} \quad \dots \text{ecuac. 35}$$



Como  $A$  y  $T$  están en función de " $y$ ", la ecuación (35) impone las condiciones del flujo crítico en un canal de cualquier forma y permite calcular el tirante crítico.

### Condición para el caudal máximo (E constante)

De la ecuación (31) se tiene:

$$E = y + \frac{Q^2}{2gA^2} \dots\dots \text{ecuac. 36}$$

De donde:

$$E - y = \frac{Q^2}{2gA^2}$$

$$Q^2 = 2gA^2(E - y)$$

$$Q = \sqrt{2gA}(E - y)^{1/2} \dots\dots \text{ecuac. 37}$$

Donde  $E$  es constante y  $A = f(y)$

En la ecuación (37) se observa que para  $y = 0 \rightarrow A = 0$ , luego  $Q = 0$  y para  $y = E \rightarrow Q = 0$  y entre estos dos valores existe un máximo para  $Q$ . Si se grafica  $Q$  vs  $y$ , se tiene una curva como la que se muestra en la figura 3.4. Esta curva es útil en aplicaciones en que corresponde a caudales variables, con energía constante, como sucede en los vertederos laterales.

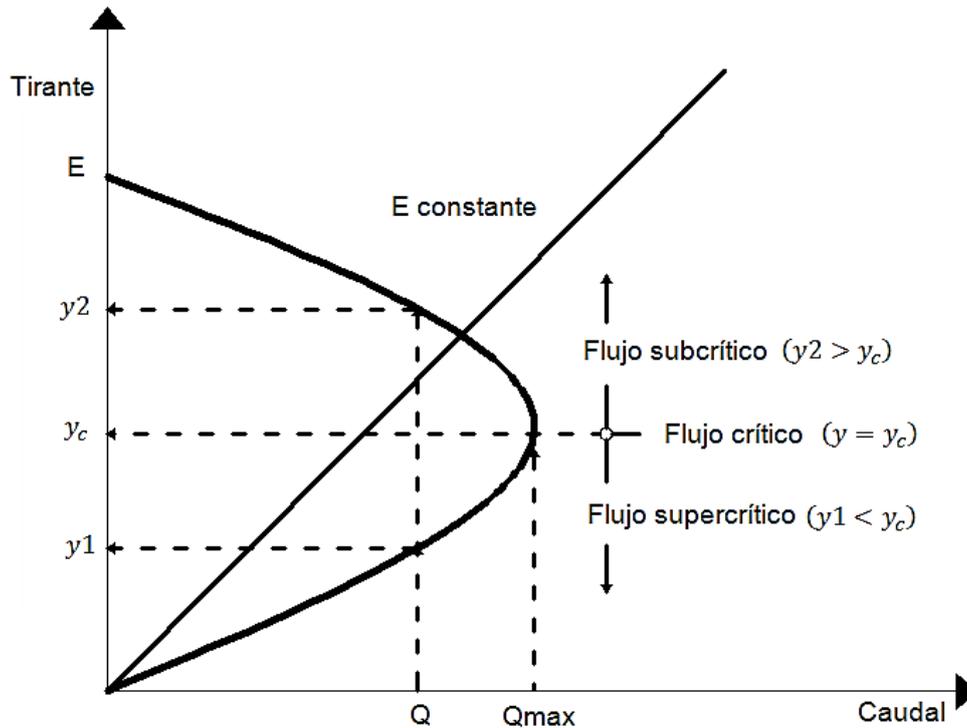


Figura 2.36: Relación entre Q y el tirante

E constante    Flujo subcrítico    Flujo supercrítico    Flujo crítico

Qmax    Caudal    Q

y2    (y = yc)    y1

Tirante

En la figura 2.36, se observa que existen dos valores de  $y$  para cada valor de  $Q$ , excepto en el  $Q_{maximo}$ .

De la segunda consideración de la definición de régimen crítico, se tiene que un régimen es crítico, para una  $E$  constante, si  $Q$  es máximo es decir si:

$$\frac{dQ}{dy} = 0$$

Derivando (37) con respecto al tirante e igualando a cero, se tiene:



$$\frac{dQ}{dy} = \frac{d}{dy} \left( \sqrt{2g} A (E - y)^{\frac{1}{2}} \right) = 0$$

$$\sqrt{2g} \frac{d}{dy} (A(E - y)^{1/2}) = 0$$

$$\frac{d}{dy} (A(E - y)^{1/2}) = 0$$

$$Ax \frac{1}{2} (E - y)^{-\frac{1}{2}} (-1) + (E - y)^{1/2} \frac{dA}{dy} = 0$$

$$-\frac{A}{2(E - y)^{1/2}} + (E - y)^{1/2} \frac{dA}{dy} = 0$$

Multiplicando ambos miembros por  $(E - y)^{1/2}$ , se tiene:

$$-\frac{A}{2} + (E - y) \frac{dA}{dy} = 0$$

$$(E - y) \frac{dA}{dy} = \frac{A}{2}$$

Pero:  $\frac{dA}{dy} = T$ , luego:

$$(E - y)T = \frac{A}{2}$$

$$E - y = \frac{A}{2T} \dots \dots \text{ecuac. 38}$$

De la ecuación (31) se tiene:

$$E - y = \frac{Q^2}{2gA^2} \dots \dots \text{ecuac. 39}$$

Igualando (38) y (39) resulta:

$$\frac{Q^2}{2gA^2} = \frac{A}{2T}$$

O también:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A_c^3}{T_c}$$



Que es idéntica a la ecuación (3.10)

Como se puede observar, se ha establecido que el estado crítico no solo proporciona la energía específica mínima para un caudal dado, sino también el caudal máximo para una energía específica dada.

Para este último caso, la energía específica  $E$ , es la mínima con la cual puede pasar el caudal máximo a través de la sección.

### **Cálculo del valor del número de Froude para las condiciones del flujo crítico**

De la ecuación de continuidad, se tiene:

$$Q = vA$$

Sustituyendo en (35) se obtiene:

$$\frac{v_c^2 A_c^2}{g} = \frac{A_c^3}{T_c}$$

$$\frac{v_c^2}{g} = \frac{A_c}{T_c}$$

Pero  $\bar{y}_c = \frac{A_c}{T_c}$ , luego:

$$\frac{v_c^2}{g} = \bar{y}_c,$$

$$\frac{v_c^2}{g\bar{y}_c} = 1$$

Por definición:

$$F = \frac{v}{\sqrt{g\bar{y}}}$$

$$\therefore F_c = 1$$

Será el valor del número de Froude para las condiciones de flujo crítico, para el caso de una sección cualquiera

### **Relaciones entre los parámetros para un régimen crítico**

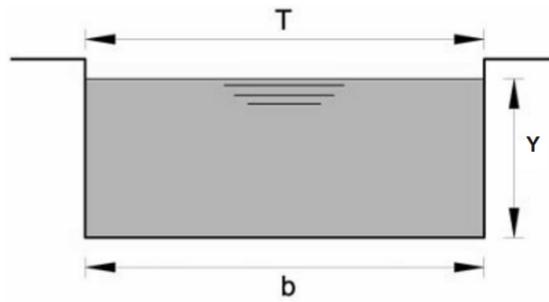
Las condiciones teóricas en que se desarrolla el régimen crítico están dadas por la ecuación (35)

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A_c^3}{T_c} \quad \dots \text{ecuac. 40}$$

Esta ecuación indica que dada la forma de la sección del canal y el caudal, existe un tirante crítico único y viceversa.

Veamos a continuación, para las secciones más usuales, las fórmulas que relacionan los parámetros en un régimen crítico.

➤ SECCION RECTANGULAR



$$A = by$$

$$T = b$$

1) Relación entre el tirante crítico y el caudal unitario:

Sustituyendo valores en. (40) se tiene:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{b^3 y_c^3}{b}$$

$$y_c^3 = \frac{Q^2}{b^2 g}$$

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 g}}$$

Se define la relación  $q = \frac{Q}{b}$  como caudal unitario o caudal por unidad de ancho, luego:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 g}} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

Esta ecuación permite el cálculo directo del tirante crítico en una sección rectangular:

2) Relacion entre la velocidad y el tirante critico:

En (40) sustituyendo  $Q = vA$ , se tiene:

$$\frac{v_c^2 A_c^2}{g} = \frac{A_c^3}{T_c}$$

$$\frac{v_c^2}{g} = \frac{A_c}{T_c} = \frac{by_c}{b}$$

$$\frac{v_c^2}{g} = y_c \dots\dots \text{ecuac. 41}$$

$$v_c^2 = \sqrt{gy_c}$$

3) Relacion entre la energia especifica minima y el tirante critico:

De la ecuacion de la energia especifica se tiene:

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

Para las condiciones criticas, se expresa como:

$$E_{min} = y_c + \frac{v_c^2}{2g}$$

Sustituyendo (41) en (42) se obtiene:

$$E_{min} = y_c + \frac{y_c}{2} \dots\dots \text{ecuac. 42}$$

$$E_{min} = \frac{3}{2} y_c$$

4) Numero de froude:

Sabemos que  $F = \frac{v}{\sqrt{g\bar{y}}}$

En este caso para una seccion rectangular, se tiene:

$$\bar{y} = \frac{A}{T} = \frac{by}{b} = y$$

$$\text{Luego: } F = \frac{v}{\sqrt{g\bar{y}}}$$

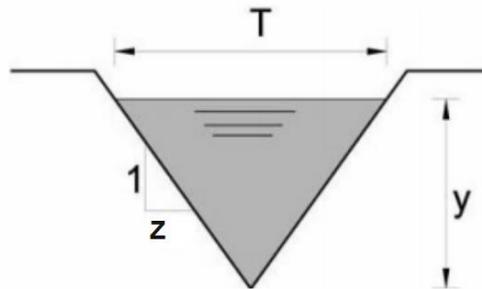
De la ecuacion, (41) se tiene:

$$\frac{v_c^2}{gy_c} = 1$$

$$\frac{v_c}{\sqrt{gy_c}} = 1$$

De donde se observa que  $F_c = 1$

### ➤ SECCION TRIANGULAR



$$A = Zy^2$$

$$T = 2Zy$$

1) Relacion entre el tirante y el caudal:

Sustituyendo valores (35) se tiene:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{Z^3 y_c^6}{2Zy_c}$$

$$y_c^5 = \frac{2Q^2}{gZ^2}$$

$$y_c = \sqrt[5]{\frac{2Q^2}{gZ^2}} \dots\dots \text{ecuac. 43}$$

La ecuacion (43) permite el calculo directo del tirante critico en una seccion triangular

2) Relacion entre la velocidad y el tirante critico:



En la ecuacion anterior a la (43) sustituyendo la ecuacion de conitnuidad, resulta

$$y_c^5 = \frac{2v_c^2 A_c^2}{gZ^2}$$

pero  $A_c = Zy_c^2$ , luego:

$$y_c^5 = \frac{2v_c^2 Z^2 y_c^2}{gZ^2}$$

$$y_c = \frac{2v_c^2}{g} \dots \dots \text{ecuac. 44}$$

$$v_c = \sqrt{\frac{gy_c}{2}}$$

3) Relacion entre la energia especifica minima y el titrante critico:

De la ecuacion (44) se tiene:

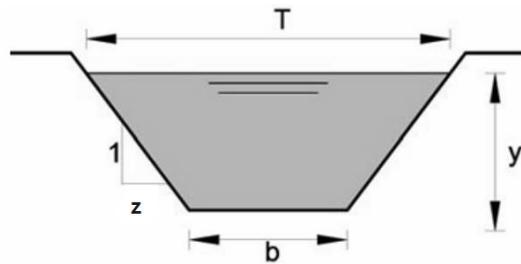
$$\frac{v_c^2}{2g} = \frac{y_c}{4}$$

Sustituyendo este valor en (42) resulta:

$$E_{min} = y_c + \frac{y_c}{4}$$

$$E_{min} = \frac{5}{4}y_c$$

➤ **SECCION TRAPEZOIDAL**



$$A = by + Zy^2$$

$$T = b + 2Zy$$

$b$  y  $Z \rightarrow$  conocidos

Relacion entre el tirante y el caudal:

Susutituyendo valores en (35) se tiene:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{(by_c + Zy_c^2)^2}{b + 2Zy_c} \dots \dots \text{ecuac. 45}$$

**Solucion de la Ecuacion**

**Metodo algebraico**

Como se observa en (45) se tiene una ecuacion en funcion de  $y_c$ , es decir:

$$f(y_c) = \frac{(by_c + Zy_c^2)^2}{b + 2Zy_c} = \frac{Q^2}{g} = cte \dots \dots \text{ecuac. 46}$$

la (46) rasuelta por el metodom e tanteos (al igual que el claculo del tirante normal), permite obtener el tirante critico.

**Metodo grafico**

El cálculo del tirante crítico, se puede determinar haciendo uso del nomograma preparado por Ven Te Chow (figura 2.38).

De la ecuacion (35) se tiene:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A_c^3}{T_c}$$

o tambien

$$\frac{Q}{\sqrt{g}} = \frac{A_c^{3/2}}{T_c^{1/2}} \dots \dots \text{ecuac. 47}$$



Si analizamos las dimensiones del segundo miembro de la ecuación (3.22), se tiene:

$$\frac{A^{3/2}}{T^{1/2}} = \frac{[L^2]^{3/2}}{[L]^{1/2}} = \frac{[L^3]}{[L^{1/2}]} = [L^{5/2}] = [L^{2.5}]$$

Como se observa,  $\frac{A^{3/2}}{T^{1/2}}$  tiene como dimensiones  $[L^{2.5}]$ , para que esta relación de como resultado un valor dimensional, se debe dividir entre una longitud elevado a la 2.5, en este caso se puede dividir entre  $b^{2.5}$

Dividiendo ambos miembros de (47) entre  $b^{2.5}$ , resulta:

$$\frac{Q}{\sqrt{g}b^{2.5}} = \frac{A_c^{3/2}}{T_c^{1/2}b^{2.5}} \dots\dots \text{ecuac. 48}$$

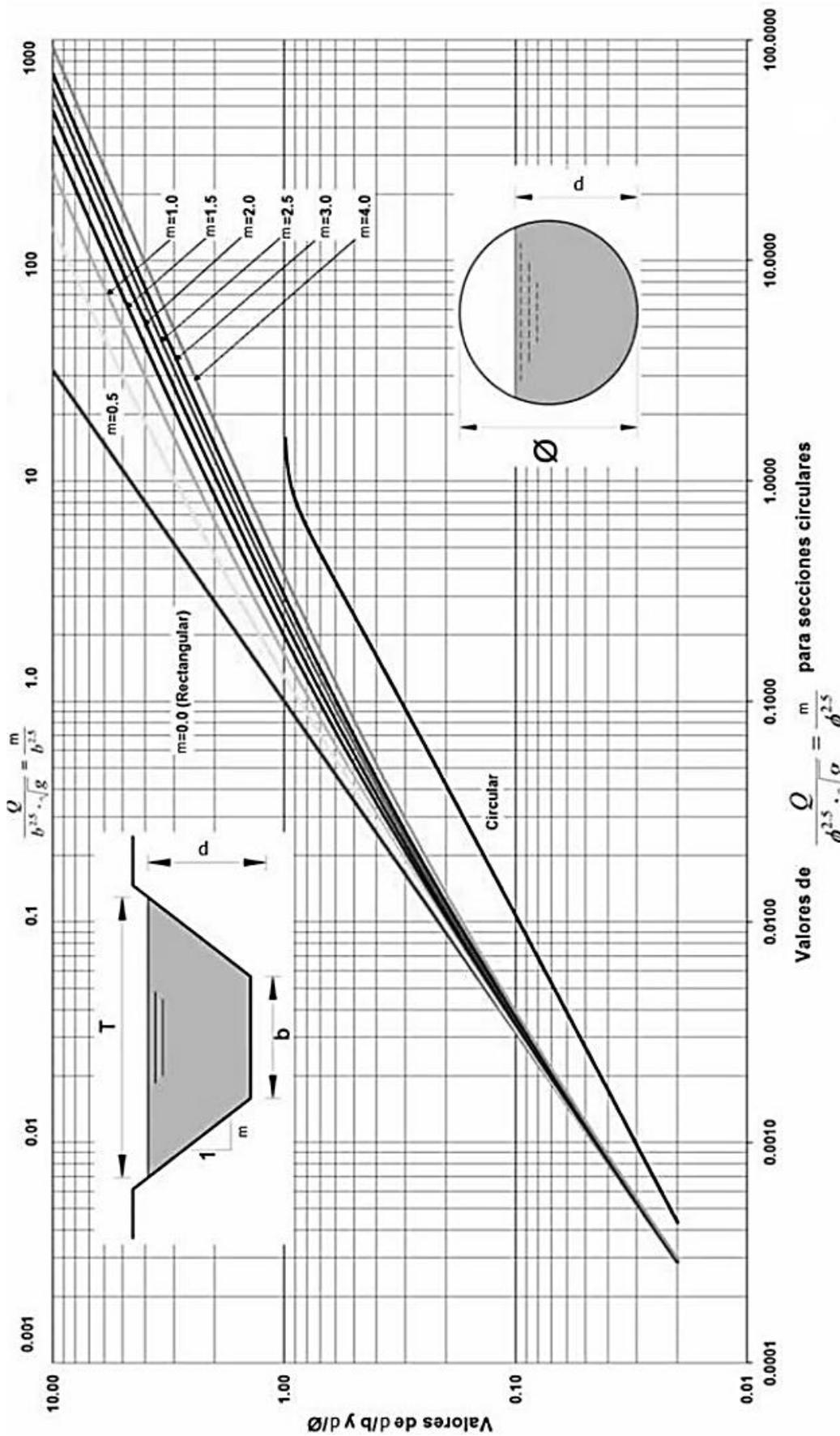
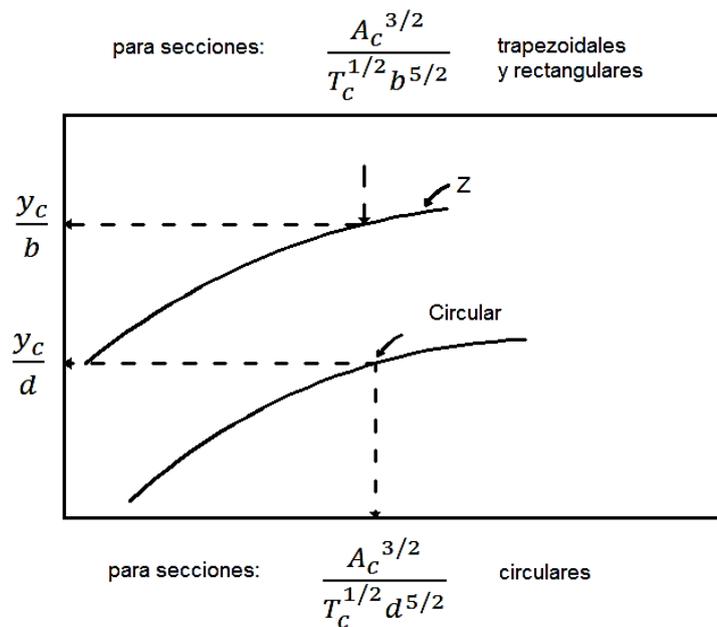


Figura 2.38: Curvas para determinar el tirante crítico (tomado de Ven Te Chow)

Donde  $Q$  y  $b$  son conocidos, luego:

$$\frac{A_c^{3/2}}{T_c^{1/2} b^{2.5}} = cte$$

Con este valor, en la figura 2.39, como eje X, se entra por la parte superior hasta interceptar a la curva Z, luego se encuentra  $y_c/b$ , de donde se calcula  $y_c$ . Este proceso se muestra en la figura 2.34



**Figura 2.39:** Esquema de uso de la Figura 2.33

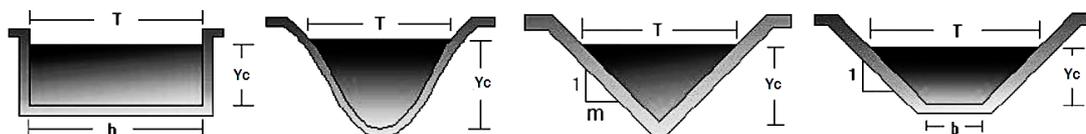
La figura 2.33 permite calcular el tirante crítico (conocidos  $Q$  y  $b$  o  $d$ ) para una sección rectangular, trapecoidal y circular.

Para este último caso se entra con  $\frac{A_c^{3/2}}{T_c^{1/2} d^{2.5}}$  por la parte inferior.

En la tabla 2.8, resume las relaciones entre los diferentes parámetros para el flujo crítico, para diferentes tipos de secciones transversales.

**Tabla 2.8:** Relaciones para las Secciones críticas (Tomado de Arturo Rocha)

	Rectángulo	Parábola	Triángulo	Trapezio
Tirante crítico $Y_c$	$\frac{2}{3} \cdot E$	$\frac{3}{4} \cdot E$	$\frac{4}{5} \cdot E$	$\frac{4 \cdot T}{5 \cdot T + b} \cdot E$
	$0.467 \cdot q^{\frac{2}{3}}$	$0.701 \cdot q^{\frac{2}{3}}$	$0.935 \cdot q^{\frac{2}{3}}$	$0.467 \cdot \frac{2 \cdot T}{b + T} \cdot q^{\frac{2}{3}}$
		$0.456 \left( \frac{1}{p} \right)^{\frac{1}{4}} \cdot Q^{\frac{1}{2}}$	$0.728 \left( \frac{Q}{m} \right)^{\frac{2}{5}}$	$\frac{4mE - 3b + \sqrt{16m^2E^2 + 16mEb + 9b^2}}{10m}$
Energía de velocidad $\frac{v_c^2}{2 \cdot g}$	$\frac{1}{3} \cdot E$	$\frac{1}{4} \cdot E$	$\frac{1}{5} \cdot E$	$\frac{T + b}{5 \cdot T + b} \cdot E$
Velocidad crítica $v_c$	$\sqrt{g \cdot dc}$	$0.816 \cdot \sqrt{g \cdot dc}$	$0.707 \cdot \sqrt{g \cdot dc}$	$\sqrt{\frac{T + b}{2 \cdot T}} \cdot \sqrt{g \cdot dc}$
Caudal máximo $q_{max}$	$1.704 \cdot E^{\frac{3}{2}}$	$1.107 \cdot E^{\frac{3}{2}}$	$0.792 \cdot E^{\frac{3}{2}}$	$8.854 \cdot \left[ \frac{b + T}{5 \cdot T + b} \right]^{\frac{3}{2}} \cdot E^{\frac{3}{2}}$



$$q = \frac{Q}{T} \quad T = b$$



---

## 2.5 LÍNEA DE IMPULSIÓN

Una línea de impulsión en un sistema por bombeo, es el tramo de tubería que conduce el agua desde la estación de bombeo hasta donde se va descargar el agua impulsada pudiendo ser su punto de llegada un reservorio, río, etc. Del diseño de la línea de impulsión se tiene:

### 2.5.1 Caudal de diseño

El caudal de una línea de impulsión se calculara a partir del caudal máximo diario, teniendo en cuenta las horas que funcionará la bomba.

No resulta ni técnica ni económicamente tener en funcionamiento la bomba las 24 horas diarias. Habrá que incrementar el caudal de acuerdo a la relación de horas de bombeo, satisfaciendo así las necesidades de la población para el día completo.

$$\text{Caudal de Bombeo} = Q_b = Q_{md} \frac{24}{N}$$

Siendo:

$N$  = Número de horas de bombeo

$Q_{md}$  = Caudal máximo diario

### 2.5.2 Cálculo de diámetro de la tubería

Para poder calcular el diámetro de la tubería utilizaremos la fórmula empírica conocida como la fórmula de Bresse.



$$D = 0.5873N^{0.25}\sqrt{Q_b}.$$

Siendo:

$D$  = Diámetro interior (m)

$N$  = Número de horas de bombeo al día

$Q_b$  = Caudal de Bombeo ( $Q_{md}$ ) ( $m^3/s$ )

### 2.5.3 Velocidad media de flujo

Si el diámetro establecido no es comercial se usará el diámetro comercial superior y luego se calculará la velocidad media del flujo en la tubería con la siguiente ecuación:

$$V = \frac{4Q_b}{\pi D_c^2}$$

Siendo:

$V$  = Velocidad media del agua a través de la tubería ( $m/s$ )

$D_c$  = Diámetro interior comercial (m)

$Q_b$  = Caudal de bombeo o caudal de diseño ( $m^3/s$ )

Si la velocidad establecida no se encuentra dentro de los rangos permitidos para líneas de impulsión ( $0.60 < V < 2 m/s$ ), el diámetro se cambiara a uno que cumpla los parámetros de diseño.

### 2.5.4 Pérdidas de carga en tuberías

Las pérdidas de carga en tuberías pueden ser de dos tipos: Por fricción y Localizadas. A continuación se explicarán la forma de calcularlos.



## A) Pérdida de carga por fricción

Un fluido al ser conducido a través de una tubería ejerce una fuerza de roce, generándose una pérdida de presión o pérdida de carga, que se evalúa a partir de fórmulas conocidas como son:

- *Ecuación de Poiseuille*
- *Ecuación de Darcy – Weisbach*
- *Ecuación de Hazen & Williams*

### **Ecuación de Poiseuille**

En el flujo laminar, las fuerzas de viscosidad predominan sobre las demás fuerzas, tales como la inercia. En condiciones de flujo laminar, la ecuación de Poiseuille para la pérdida de carga  $h_f$  puede expresarse como:

$$h_f = \frac{32\mu LV}{\rho g D^2} = \frac{32\nu LV}{g D^2}$$

Siendo:

$h_f$  = Pérdida de carga (m)

$\mu$  = Viscosidad dinámica del fluido ( $N/m^2$ )

$\nu$  = Viscosidad cinemática ( $m^2/s$ )

$L$  = Longitud de la tubería (m)

$V$  = Velocidad del flujo ( $m/s$ )

$\rho$  = Densidad del fluido ( $Kg/m^3$ )

$g$  = Aceleración de la gravedad ( $9.81 m/s^2$ )

$D$  = Diámetro de la tubería (m)



La expresión correspondiente para el caudal  $Q$  es:

$$Q = \frac{\pi D^4 g h_f}{128 \nu L}$$

Siendo :  $Q = \text{Caudal} (m^3/s)$

### Ecuación de Darcy – Weisbach

Alrededor de 1850, Darcy, Weisbach y otros dedujeron una fórmula para determinar la pérdida de carga por rozamiento en conducciones a partir de los resultados de experimentos efectuados con diversas tuberías. La fórmula ahora conocida como Ecuación de Darcy – Weisbach para tuberías circulares es:

$$h_f = f \frac{LV^2}{D^2 g} = \frac{8fLQ^2}{\pi^2 g D^5}$$

Siendo:

$f = \text{Coeficiente de Rozamiento}$

$L = \text{Longitud de tubería (m)}$

$V = \text{Velocidad media (m/s)}$

$D = \text{Diámetro de tubería (m)}$

$g = \text{Aceleración de la gravedad (9.81 m/s}^2)$

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

Se ha comprobado que el valor de  $f$  varía con el número de Reynolds  $Re$ , la rugosidad, el tamaño de la tubería y



otros factores. Las relaciones entre estas variables se representan gráficamente en los Ábacos de Moody.

Los efectos del tamaño y la rugosidad se expresan mediante la rugosidad relativa que es la relación entre la rugosidad absoluta  $\varepsilon$  y el diámetro  $D$  de la tubería, ambos expresados en las mismas unidades de longitud. El número de Reynolds es:

$$Re = \frac{VD\rho}{\mu} = \frac{VD}{\nu}$$

Si se conoce o puede estimarse el valor de  $\varepsilon$ , puede obtenerse el valor correcto de  $f$  para flujo totalmente turbulento o calcularse usando la siguiente ecuación:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \text{Log} \left( \frac{D}{2\varepsilon} \right) + 1.74$$

Cuando las condiciones del flujo se sitúan en la zona de transición, los valores de  $f$  se obtienen a partir del número de Reynolds y la rugosidad relativa. Si el flujo es laminar, la rugosidad no interviene y puede demostrarse teóricamente que:

$$f = \frac{64}{Re}$$



## Ecuación de Hazen & Williams

De los numerosos métodos aplicables al flujo de tuberías, ésta ha sido la más utilizada para impulsiones y conducciones de agua.

$$Q_b = 0.2785 C D_c^{2.63} S^{0.54}$$

$$S = \left[ \frac{Q_b}{0.2785 C D_c^{2.63}} \right]^{1.85}$$

$$H_f = SL$$

Siendo:

$$Q_b = \text{Caudal de diseño} \left( m^3/s \right)$$

$$C = \text{Coeficiente de Hazen y Williams} \left( \sqrt{pie}/s \right)$$

$$D_c = \text{Diámetro} (m)$$

$$S = \text{Pendiente de Línea de Energía o Gradiente Hidráulica} \\ (m/m)$$

$$L = \text{Longitud} (m)$$

$$H_f = \text{Pérdida de carga por fricción} (m)$$

Se muestra la tabla siguiente los valores del coeficientes de Hazen & Williams, para el cálculo hidráulico de agua potable que establecen las Normas Técnicas NTP, para diferentes tipos de materiales de tubería.



**Tabla 2.9:** Coeficientes De Hazen & Williams

TIPO DE TUBERIA	C
Policloruro de Vinilo (PVC)	150
Hierro fundido nuevo con revestimiento interior de mortero y bitumen:	
- Para diámetros altos (> 800 mm)	150
- Para diámetros menores (< 750 mm)	140
Hierro fundido revestido alquitrán, con 5 años	120
Hierro fundido tuberculizado con 20 años	95
Concreto moldeado liso	120
Concreto moldeado no metálico (moldes)	110

Fuente: Guía Para el Diseño de Estaciones de Bombeo de Agua Potable, OPS.

## B) Pérdidas de Cargas localizadas

A diferencia de las pérdidas por fricción que se generan a lo largo de la tubería también se producen perdidas debido a fenómenos de turbulencia que se originan al paso de líquidos por puntos singulares de las tuberías, como cambios de dirección, codos, juntas, derivaciones, etc.

Normalmente, las pérdidas de carga continuas son más importantes que las singulares, pudiendo éstas despreciarse cuando supongan menos del 5% de las totales, y en la práctica, cuando la longitud entre singularidades sea mayor de mil veces el diámetro interior de la tubería.

Salvo casos excepcionales, las pérdidas de carga localizadas solo se pueden determinar de forma experimental, y puesto que son debidas a una disipación de energía motivada por las turbulencias, pueden expresarse



en función de la altura cinética corregida mediante un coeficiente empírico K.

$$h_f = K \frac{V^2}{2g}$$

Siendo:

$h_f =$  Pérdidas en accesorios

$V =$  Velocidad ( $m/s$ )

$K =$  Coeficiente que varía de acuerdo a los accesorios

$g =$  Aceleración de la gravedad ( $m/s^2$ )

El coeficientes K es adimensional y depende del tipo de singularidad y de la velocidad media en el interior de la tubería.



**Tabla 2.10:** Coeficientes De Pérdidas Singulares

ACCESORIOS	K
Ampliación gradual	0.3
Boquilla	2.75
Compuerta abierta	1
Controlador de caudal	0.9
Codo de 90°	0.9
Codo de 45°	0.4
Rejilla	0.75
Curva de 90°	0.4
Curva de 45°	0.2
Entrada normal	0.5
Entrada de borde	1
Medidor de Venturi	2.5
Reducción gradual	0.15
Válvula de compuerta abierta	0.2
Válvula tipo globo abierta	10
Salida del tubo	1
Tee pase directo	0.6
Tee salida de lado	1.3
Tee salida bilateral	1.8
Válvula de retención (Check)	2.5
Válvula de pie	1.75

Fuente: Guía Para el Diseño de Estaciones de Bombeo de Agua Potable, OPS.

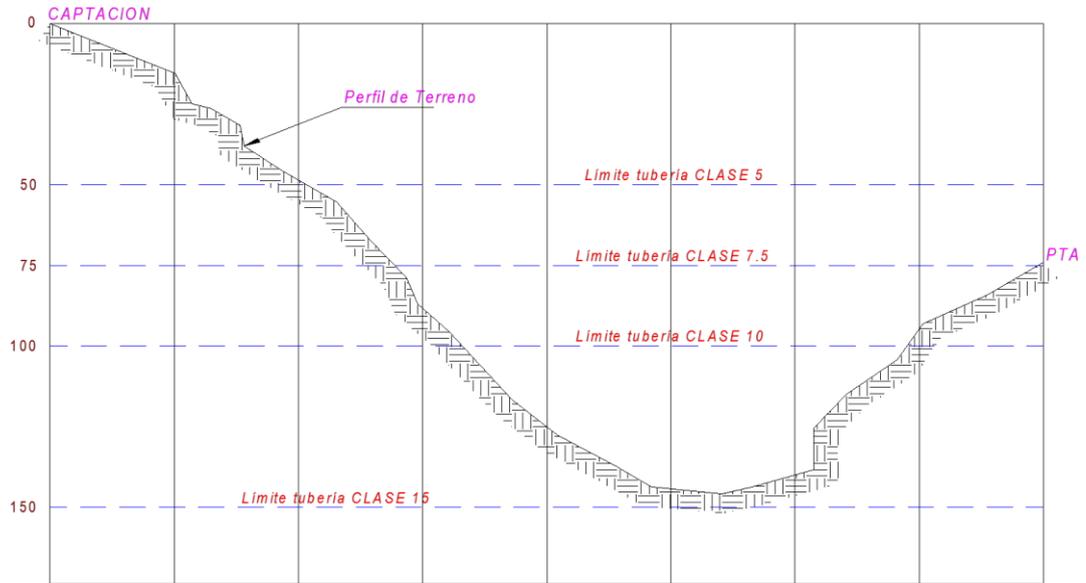
### 2.5.5 SELECCIÓN DE CLASE DE TUBERÍAS

Para poder diseñar ya sea línea de impulsión y conducción se deberá conocer previamente lo siguiente:

**Tabla 2.11:** Presiones De Servicio Por Clase De Tubería

CLASE DE TUBERÍA	CARGA ESTÁTICA (m)
Clase 5	50
Clase 7.5	75
Clase 10	100
Clase 15	150

Fuente: Guía de Diseño para líneas de conducción e impulsión de sistemas de abastecimiento de agua rural OPS.



**Figura 2.39:** Límites De Presiones Estáticas.

Fuente: Guía de Diseño para líneas de conducción e impulsión de sistemas de abastecimiento de agua rural OPS.

Cuando la presión sobrepasa la presión de 150 mca se utilizará tubería de acero, protegiéndolo de manera especial.

También se debe de considerar el efecto de golpe de ariete, que es el que finalmente define la clase de tubería correspondiente para toda la Línea de Impulsión.

### 2.5.6 CARGA DINÁMICA

También conocida como Altura Manométrica Total, puede ser definida como el incremento total de la carga del flujo a través de la bomba. Es la suma de la carga de succión más la carga de impulsión.

$$H_d = H_s + H_i$$

Siendo:

$H_d =$  *Altura dinámica o altura de bombeo*

$H_s =$  *Carga de succión*

$H_i =$  *Carga de impulsión*

### A) Carga de Succión

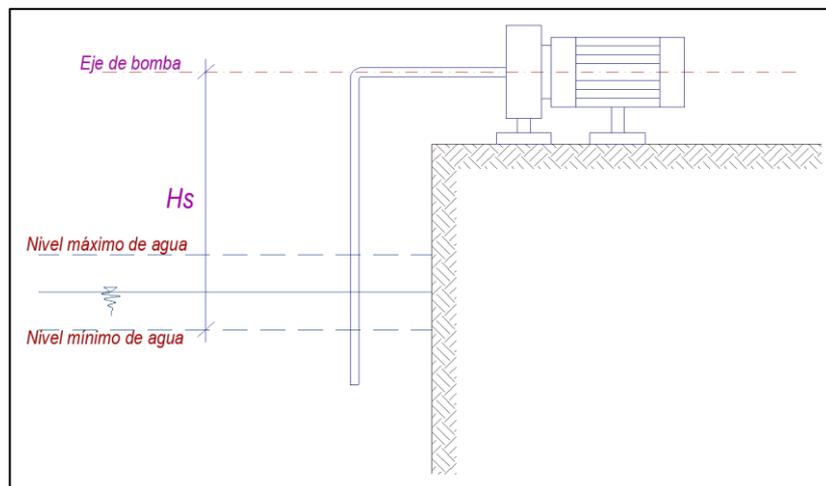
Es la diferencia de elevación entre el eje de la bomba y el nivel mínimo el agua en la fuente o captación, afectado por la pérdida de carga en el lado de la succión.

$$H_s = h_s + \Delta h_s$$

Siendo:

$h_s =$  *Altura geométrica*

$\Delta h_s =$  *Pérdida de carga en la succión*



**Figura 2.40: Altura De Succión.**

Fuente: Guía Para el Diseño de Estaciones de Bombeo de Agua Potable, OPS.



Debe considerarse que la carga de succión está limitado por la carga neta de succión positiva (NPSH), además que debe existir un sumergimiento mínimo de la tubería de succión en el agua.

✓ **Sumergencia Mínima**

Se debe tener en cuenta una altura mínima entre el nivel mínimo del agua en la cisterna de bombeo y la unión de la rejilla o boca de entrada, se debe considerar los siguientes parámetros:

Para que se cumplan los requerimientos hidráulicos y considerando la velocidad para el caudal de bombeo requerido:

$$\Delta H = \frac{V^2}{2g} + 0.20$$

Para impedir el ingreso de aire, de acuerdo al diámetro de la tubería de succión.

$$\Delta H = 2.5d + 0.10$$

✓ **Tubería y accesorios de succión**

La tubería de succión deberá ser por lo general lo más corta posible y evitarse piezas especiales, codos, curvas, etc. Teóricamente la altura de succión máxima sería de 10.33m a nivel del mar. Para la mayoría de las bombas centrifugas la altura debe ser inferior a 5m.

**Tabla 2.12: Limite de Succión.**

Altitud (msnm)	Presión Atmosférica (m H2O)	Límite práctico de succión (m)
0	10.33	7.60
300	10.00	7.40
600	9.64	7.10
900	9.30	6.80
1200	8.96	6.50
1500	8.62	6.25
1800	8.27	6.00
2100	8.00	5.70
2400	7.75	5.50
2700	7.50	5.40
3000	7.24	5.20

Fuente: Guía Para el Diseño de Estaciones de Bombeo de Agua Potable, OPS.

Para la tubería se adoptan diámetros mayores con el objeto de reducir las pérdidas de carga.

La pérdida de carga por fricción en la tubería de succión se puede calcular mediante la fórmula de Hazen& Williams.

$$V = 0.355D^{0.63}S^{0.54}$$

Algunas consideraciones que se deben tomar en cuenta:

- En la extremidad de la tubería de succión debe ser instalada una rejilla, con un área libre de los orificios de la criba de 2 a 4 veces la sección de la tubería de succión.
- En el caso que no se disponga de otro medio de cebar la bomba, deberá ser prevista la utilización de la válvula de pie en la extremidad de la tubería de succión.



- Cuando el diámetro de la tubería de sección es mayor que el de admisión de la bomba, la conexión debe realizarse por medio de una reducción excéntrica con su parte superior horizontal a fin de evitar la formación de bolsas de aire.
- En una tubería de sección con presión positiva debe instalarse una válvula de compuerta.
- Siempre que las diversas bombas tuvieran sus tuberías de sección conectadas a una tubería única (de mayor diámetro), las conexiones deberán ser hechas por medio de Yee (uniones), evitándose el empleo de Tees.

## B) Carga de Impulsión

Está definido por la diferencia de cotas entre el nivel máximo del agua en la llegada y el eje de la bomba que impulsa el fluido, agregándole las pérdidas de carga producidas por fricción y por los accesorios.

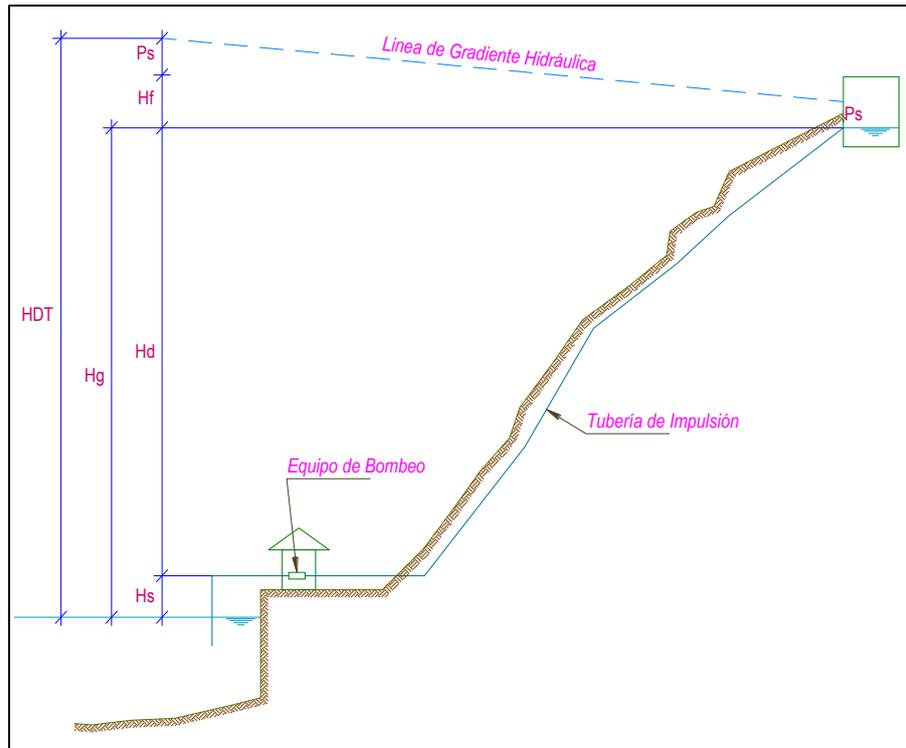
$$H_i = h_i + \Delta h_i$$

Siendo:

$$h_i = \text{Altura de impulsión (m)}$$

$$\Delta h_i = \text{Pérdidas de carga (m)}$$

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones, se debe de considerar una presión mínima de salida de 2 mca.



**Figura 2.41:** *Altura de Impulsión.*

Fuente: Guía Para el Diseño de Estaciones de Bombeo de Agua Potable, OPS.

## 2.5.7 POTENCIA DE IMPULSIÓN

Calculadas las pérdidas, tanto por fricción y localizadas, se procede a calcular la potencia necesaria para poder impulsar el agua desde la fuente hacia el punto deseado.

Para poder desarrollar con más claridad este tema, se deberán conocer algunos términos y definiciones.

**Altura de succión o aspiración ( $H_s$ ):** Representa la diferencia de niveles entre el nivel mínimo del agua en la fuente y el eje de la bomba más las pérdidas de carga del tramo (fricción y localizadas).

**Altura de descarga ( $H_d$ ):** representa la altura medida desde el eje de la bomba hasta la cota de llegada del agua.



**Altura estática o geométrica ( $H_e$ ):** representa la diferencia de alturas entre el nivel mínimo de agua hasta la cota de llegada del agua. También se podría decir que:

$$H_e = H_g = H_s + H_d$$

**Pérdida de carga total ( $H_f$ ):** son las presiones tanto originadas por fricción y localizadas que se encuentran en el sistema.

**Presión de salida ( $P_s$ ):** presión mínima de llegada al punto hacia donde se desea impulsar, por lo general se recomienda 2m.

**Altura dinámica total:** representa la altura que deberá vencer el conjunto elevador (motor – bomba), estas alturas son las siguientes:

$$HDT = H_g + H_f + P_s = H_s + H_d + H_f + P_s$$

La potencia de la bomba y del motor se calcula con la siguiente fórmula:

$$P_b = \frac{Q_b H_b}{76 \eta_s}$$

Siendo:

$P_b =$  Potencia de la bomba y del motor (HP)

$Q_b =$  Caudal de Bombeo  $\left( m^3/s \right)$



---

$H_b = \text{Altura Manométrica total (m)}$

$\eta_s = \text{Eficiencia del sistema de bombeo}$

La eficiencia del sistema de bombeo está compuesta por, la eficiencia de la bomba en sí y la eficiencia del motor. El porcentaje de eficiencia del sistema debe ser mayor al 70%.

### 2.5.8 TIPOS DE BOMBAS

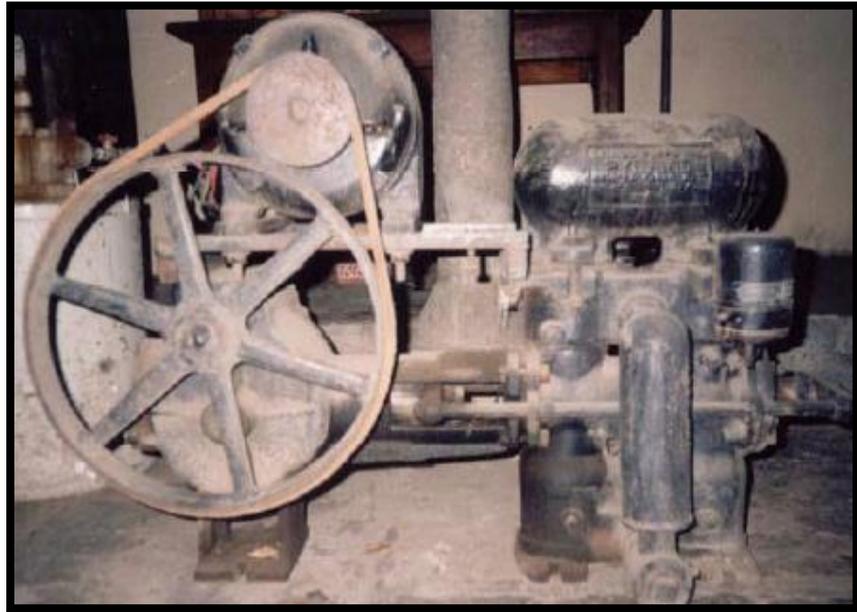
Las bombas se dividen en dos grandes grupos:

#### a) **Bombas de desplazamiento positivo (directas)**

Este tipo de bombas funcionan con bajas capacidades y altas presiones en relación con su tamaño y costo. Resulta más útiles para presiones extremadamente altas, para operación manual, para descargas relativamente bajas, para operación a baja velocidad, para succiones variables y para pozos profundos cuando la capacidad de bombeo requerida es muy poca.

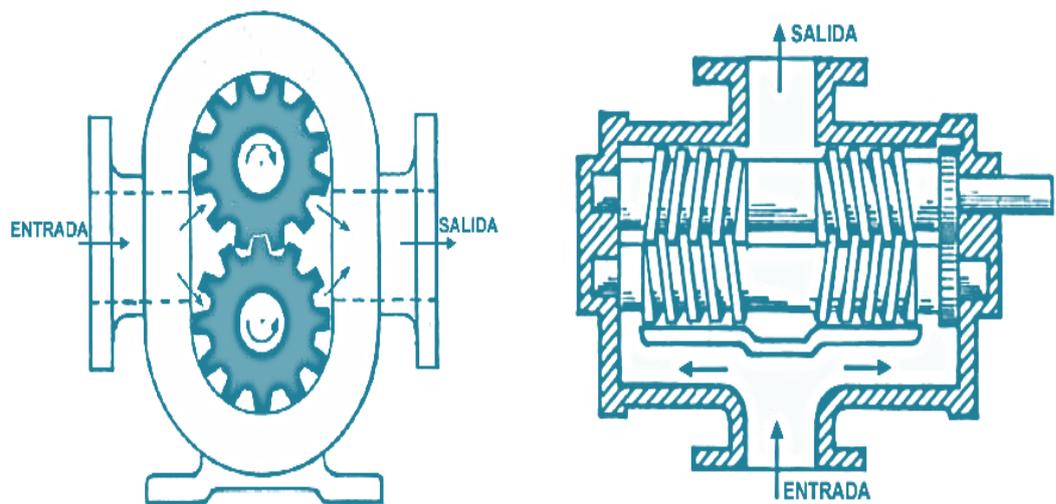
#### **Clases:**

- Las de pistón o reciprocantes, que desplazan el líquido por la acción de un émbolo o pistón con movimiento rectilíneo alternativo o con movimiento de oscilación.



**Figura 2.42:** Bomba de Pistón.

- Las rotatorias, en las cuales el desplazamiento se logra por el movimiento de rotación de los elementos de la bomba.



**Figura 2.43:** Bombas Rotatorias



### **b) Bombas de desplazamiento no positivo (indirectas)**

Las bombas de este grupo son las que más se usan en las distintas aplicaciones y prácticamente han desplazado casi completamente a las bombas reciprocantes y rotativas por su adaptabilidad a las condiciones de servicio más diversas.

Podemos decir que las bombas centrífugas, de flujo mixto y axiales se encuentran entre las maquinas que más se usan en la técnica moderna, paralelamente al motor eléctrico.

Las bombas de desplazamiento no positivo pueden clasificarse atendiendo al tipo de flujo dentro del impelente y por consiguiente a su forma, en tres grupos principales:

- Bombas de flujo radial o centrífugas.
- Bombas de flujo diagonal o mixto.
- Bombas de flujo axial.

#### ➤ **Bombas Centrífugas**

De acuerdo con la posición de su eje motriz podemos clasificarlas como bombas centrífugas horizontales y bombas centrífugas verticales.

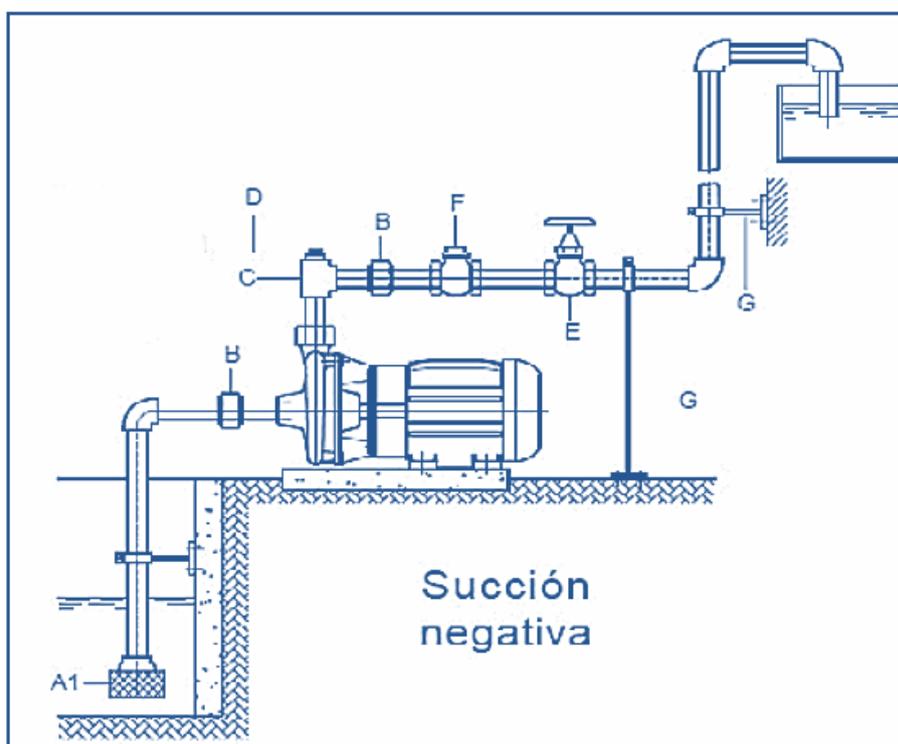
#### ***Bombas Centrífugas Horizontales***

Son equipos que tienen el eje de transmisión de la bomba en forma horizontal. Tienen la ventaja de poder ser instaladas en un lugar distinto de la fuente de

abastecimiento, lo cual permite ubicarlas en lugares secos, protegidos de inundaciones, ventilados, de fácil acceso, etc.

De acuerdo a las variantes constructivas, estos equipos se pueden clasificar en los siguientes:

- Bombas Monobloc.
- Bombas de Silla.
- Bombas de caja partida horizontal.



**Figura 2.44:** *Succión Negativa.*

Fuente: *Guía Para el Diseño de Estaciones de Bombeo de Agua Potable, OPS.*

### **Bombas Centrífugas Verticales**

Son equipos que tienen el eje de transmisión de la bomba en forma vertical sobre el cual se apoya un determinado número de impulsores que elevan el agua



por etapas. Deben ubicarse directamente sobre el punto de captación, por lo cual casi se limita su uso a pozos profundos.

La ventaja principal de estos equipos es su versatilidad y su capacidad para trabajar en un amplio rango de velocidades. Entre sus desventajas están lo ruidosas que son y la estricta verticalidad que exige a los pozos para su instalación.

Los costos de instalación de este tipo de bombas son menores a los demandados por la instalación de una bomba de eje horizontal; sin embargo, la operación y mantenimiento exige cuidado especial y mayores costos.

La unidad de bombeo de un pozo consta seis partes principales:

- La máquina motriz.
- El cabezal de transmisión.
- Eje de transmisión.
- La columna o tubería de impulsión.
- La bomba.
- La tubería de succión.



**Figura 2.45:** Bombas Centrífugas De Eje Vertical



### ➤ **Bombas Sumergibles**

Son equipos que tienen la bomba y motor acoplados en forma compacta, de modo que ambos funcionan sumergidos en el punto de captación; se emplean casi exclusivamente en pozos muy profundos, donde tienen ventajas frente al uso de bombas de eje vertical.

Estas bombas tienen la desventaja de poseer eficiencia relativamente bajas, por lo cual, aun cuando su costo puede ser relativamente bajo, el costo de operación es elevado por su alto consumo de energía.

Los motores sumergibles están concebidos con velocidades de operación altas y son máquinas muy rígidas con respecto a la misma, no es factible hacer regulaciones durante la operación para variar la velocidad.

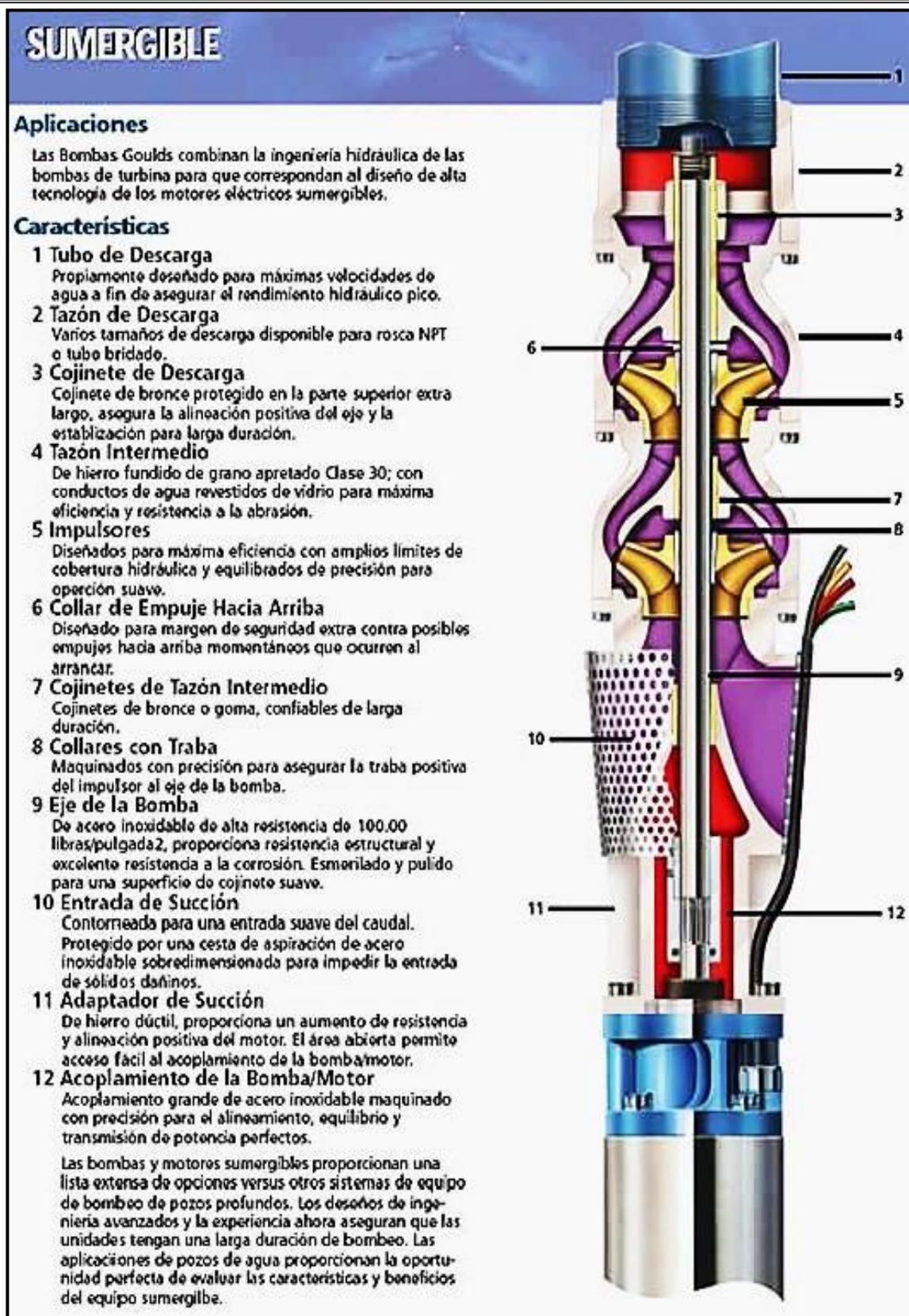


Figura 2.46: Bomba Centrífuga Sumergible De Eje Vertical



## 2.5.9 SELECCIÓN DE BOMBAS CENTRÍFUGAS

Para poder seleccionar la bomba de forma correcta se tiene que saber el entorno donde trabajara el sistema.

### A) Información Requerida

Primeramente se tiene que proporcionar todas las características del fluido y del análisis hidráulico para poder seleccionar la bomba propiamente dicha de manera correcta. A continuación se presentan la información que debe ser recabada:

**Tabla 2.13:** Información para Selección de Bomba

INFORMACION	
BOMBA	Número de unidades
	Tipo de bomba
	Servicio de horas al día
FLUIDO	Temperatura
	Gravedad específica
	PH
OPERACIÓN	Caudal
	Altura Manometrica Total (ADT)
	Condiciones de succión
MOTOR	Gasolina
	Petróleo
	Éctrico (Voltee, ciclos y fase)
MATERIAL	Hierró
	Bronce
	Acero
INSTALACION	Horizontal o Vertical
	Dimensiones de la bomba
	Tipo de acoplamiento
	Tipo de tablero de control

Fuente: Guía Para el Diseño de Estaciones de Bombeo de Agua Potable, OPS.



## B) Determinación de la curva del sistema

Con la información requerida obtenida se elaborara la curva característica del sistema, la cual representara la altura de la carga total que deben vencer las bombas funcionando a los diversos caudales del proyecto. La curva del sistema es la representación gráfica de la suma de la altura estática, las pérdidas por fricción y accesorios del sistema con respecto al caudal.

### Curvas características para bombas centrífugas

Las características de funcionamiento de una bomba centrífuga se representa mediante una serie de curvas en un gráfico de coordenada Caudal – Altura (Q-H), Caudal – Presión (Q – P) y Caudal – Eficiencia (Q –  $\eta$ ). A cualquier punto del caudal le corresponde un valor de altura, presión y eficiencia.

### 2.5.10 Cisterna de Bombeo

Son cámaras de forma circular, cuadrada o rectangular que tienen la función de almacenar el agua previa a su bombeo. Esta cámara, desde donde parte la tubería que conduce el agua hacia la bomba debe poseer dimensiones mínimas para facilitar el asentamiento de las piezas, evitar grandes velocidades y agitación de las aguas y permitir el acceso a labores de mantenimiento.



---

En el diseño de la cisterna de bombeo deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:

### **A) Condiciones y dirección del flujo**

La distribución de flujo y las líneas de corriente en las cisternas de bombeo, ejercen gran influencia sobre el trabajo de las bombas. Por tanto, es recomendable evitar los siguientes aspectos geométricos que pueden conducir a un mal diseño:

- Flujo irregular, régimen turbulento y cambios bruscos en la dirección del flujo.
- Paredes contiguas y rotación de flujo.
- Pendientes pronunciadas.
- Distribución asimétrica de flujo en el pozo.
- Entrada de agua al pozo por debajo del nivel de la tubería de succión.

### **B) Entrada de aire y vórtices**

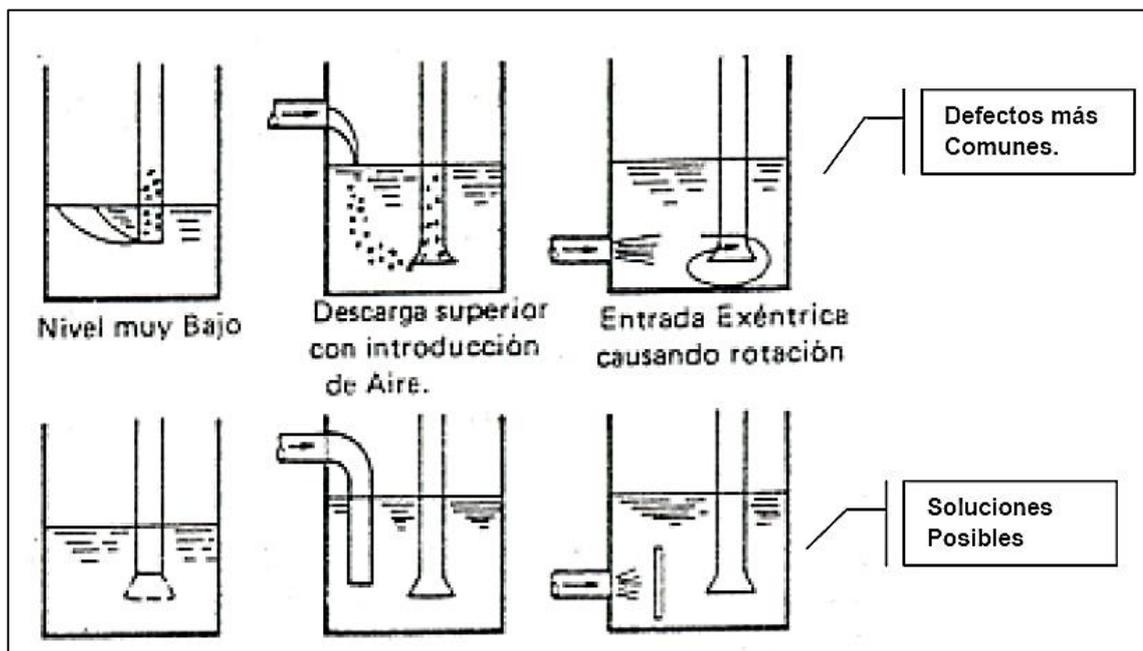
La entrada de aire en la tubería de succión puede ser causado por:

- Piezas y uniones que filtran.
- La formación de vórtices.
- La introducción y liberación de aire (aire enrarecido, aire emulsionado y aire disuelto), por una configuración inadecuada de la entrada de agua a la cisterna y de la tubería de succión de la bomba.

Las condiciones que favorecen la formación de vórtices son:

- Sumergimiento muy pequeño de la tubería de succión.
- Altas velocidades de flujo en la succión.
- Mala distribución del flujo.

Para evitar vórtices se debe tener una profundidad mínima y reducir la velocidad de entrada en la boca de succión. Valores hasta 0.90 m/s son aceptables. Se recomienda también instalar una ampliación en forma de campana.



**Figura 2.47:** Aire y Control de Vórtices  
Fuente: Elaboración Propia.



### C) Dimensiones de la cisterna

Las siguientes especificaciones son referentes a la posición y disposición de las bombas de eje vertical.

Se presentan dos casos:

- ***Cisterna de bombeo con almacenamiento.***

El volumen de la cisterna de bombeo con almacenamiento debe ser calculado realizando un balance o diagrama de masas, considerando el caudal mínimo de la fuente de agua y el caudal de bombeo.

- ***Cisterna de bombeo sin almacenamiento.***

El volumen de la cisterna debe ser calculado considerando un tiempo de retención entre 3 a 5 minutos, para el caudal máximo diario. Deben considerarse además las siguientes recomendaciones:

- a) El área mínima de una cisterna individual debe ser 12.5 veces el área de la sección de entrada de la tubería.
- b) En las cisternas con deflectores la distancia entre el eje de la canalización y las paredes adyacentes será fijada como mínimo en  $1.5D$ .
- c) En las cámaras sin deflectores, la distancia entre el eje de la canalización y las paredes adyacentes laterales será como mínimo de  $1.5D$ , y la distancia



---

entre el eje de canalización y la pared de fondo será del orden de 1.1D a 1.2D.

- d) Cuando las bombas sean dispuestas ortogonalmente a la dirección de la corriente líquida, los cantos de las paredes que limitan cada bomba formarán ángulos de  $45^\circ$  con relación a cada una de las paredes y los catetos serán fijados en 0.5D para las cámaras con deflectores y en 0.75 para las cámaras sin deflectores.
- e) El escurrimiento en la entrada de la cámara será regular, sin dislocamientos y zonas de velocidades elevadas. La velocidad de aproximación del agua a la sección de entrada en la cámara de succión no excederá de 0.6 m/s.



---

## 2.6 EL DESARENADOR

### 2.6.1 DEFINICIÓN

Los desarenadores son obras hidráulicas que sirven para separar (decantar) y remover (evacuar) después, el material sólido que lleva el agua de un canal.

El material sólido que se transporta ocasiona perjuicios a las obras:

1. Una gran parte del material sólido va depositándose en el fondo de los canales disminuyendo su sección. Esto aumenta el costo anual de mantenimiento y produce molestas interrupciones en el servicio de canal.
2. Si los canales sirven a plantas hidroeléctricas, la arena arrastrada por el agua pasa a las turbinas desgastándolas tanto más rápidamente cuanto mayor es la velocidad. Esto significa una disminución del rendimiento y a veces exige reposiciones frecuentes y costosas.

### 2.6.2 CLASES DE DESARENADORES

1. En función de su operación:
  - **Desarenadores de lavado continuo**, es aquel en el que la sedimentación y evacuación son dos operaciones simultáneas.
  - **Desarenadores de lavado discontinuos (intermitente)**, que almacena y luego expulsa los sedimentos en movimiento separados.



2. En función de la velocidad de escurrimiento:

- **De baja velocidad**  $v < 1 \text{ m/s}$  (0.20 – 0.60  $\text{m/s}$ )
- **De alta velocidad**  $v > 1 \text{ m/s}$  (1.00 – 1.50  $\text{m/s}$ )

3. Por la disposición de los Desarenadores:

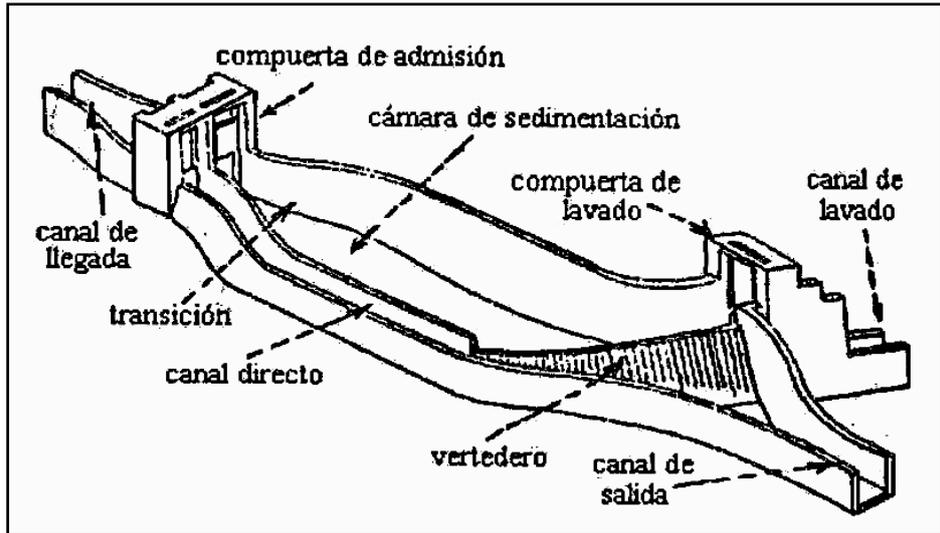
- **En serie**, formado por dos o más depósitos contruidos uno a continuación del otro.
- **En paralelo**, formado por dos o más depósitos distribuidos paralelamente y diseñados para una fracción del caudal derivado.

### 2.6.3 DESARENADORES DE LAVADO INTERMITENTE

Son el tipo más común y la operación de lavado se procura realizar en el menor tiempo posible con el objeto de reducir al mínimo las pérdidas del agua.

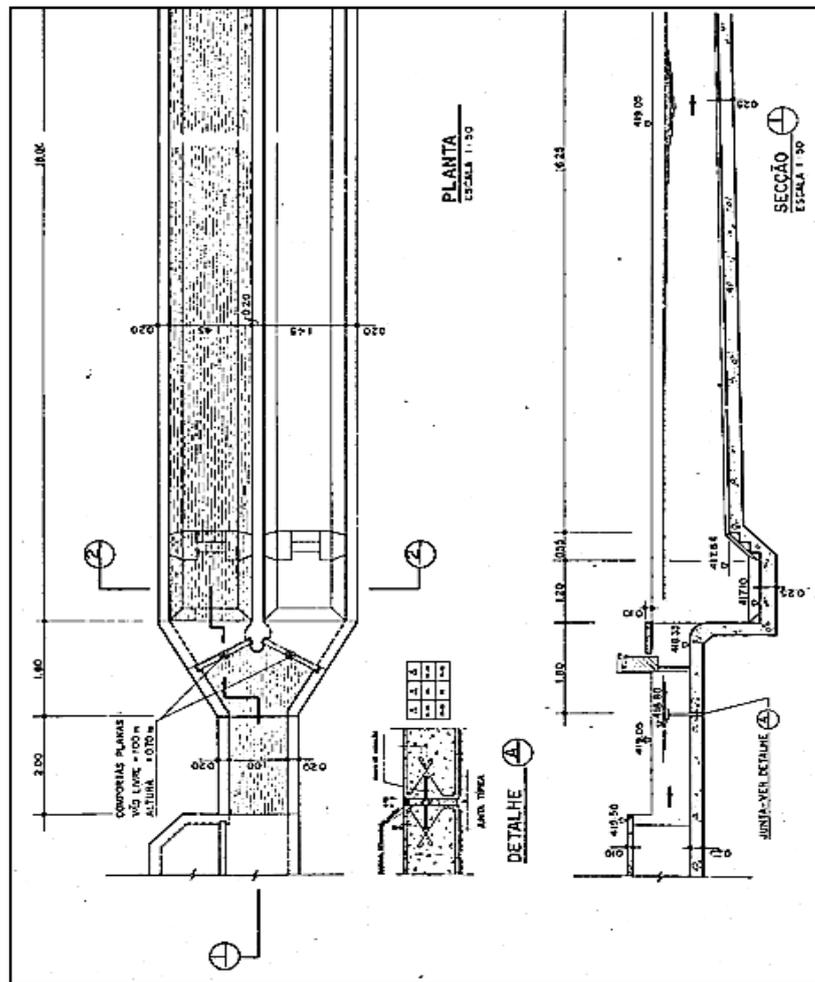
#### FASES DEL DESARENAMIENTO

- ✓ Fase sedimentación
- ✓ Fase de purga (evacuación)



**Figura 2.47.** Esquema de un desarenador de lavado intermitente  
Existen varios tipos de desarenadores, los principales son:

➤ **Desarenador Longitudinal:**



**Figura 2.48.** Esquema de un desarenador Longitudinal

➤ Desarenador de vórtice,

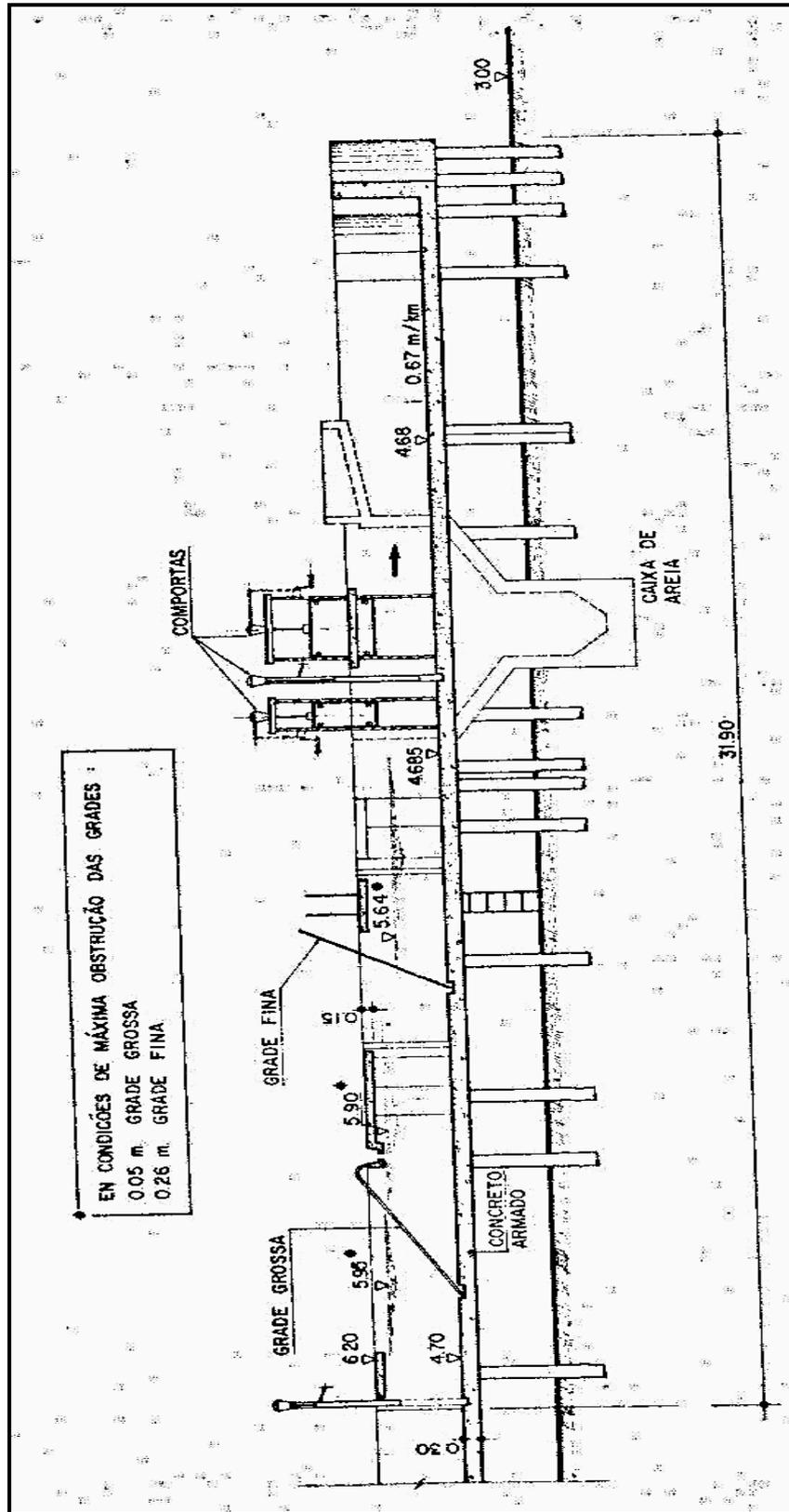


Figura 2.49. Esquema de un desarenador de vórtice (Corte longitudinal)

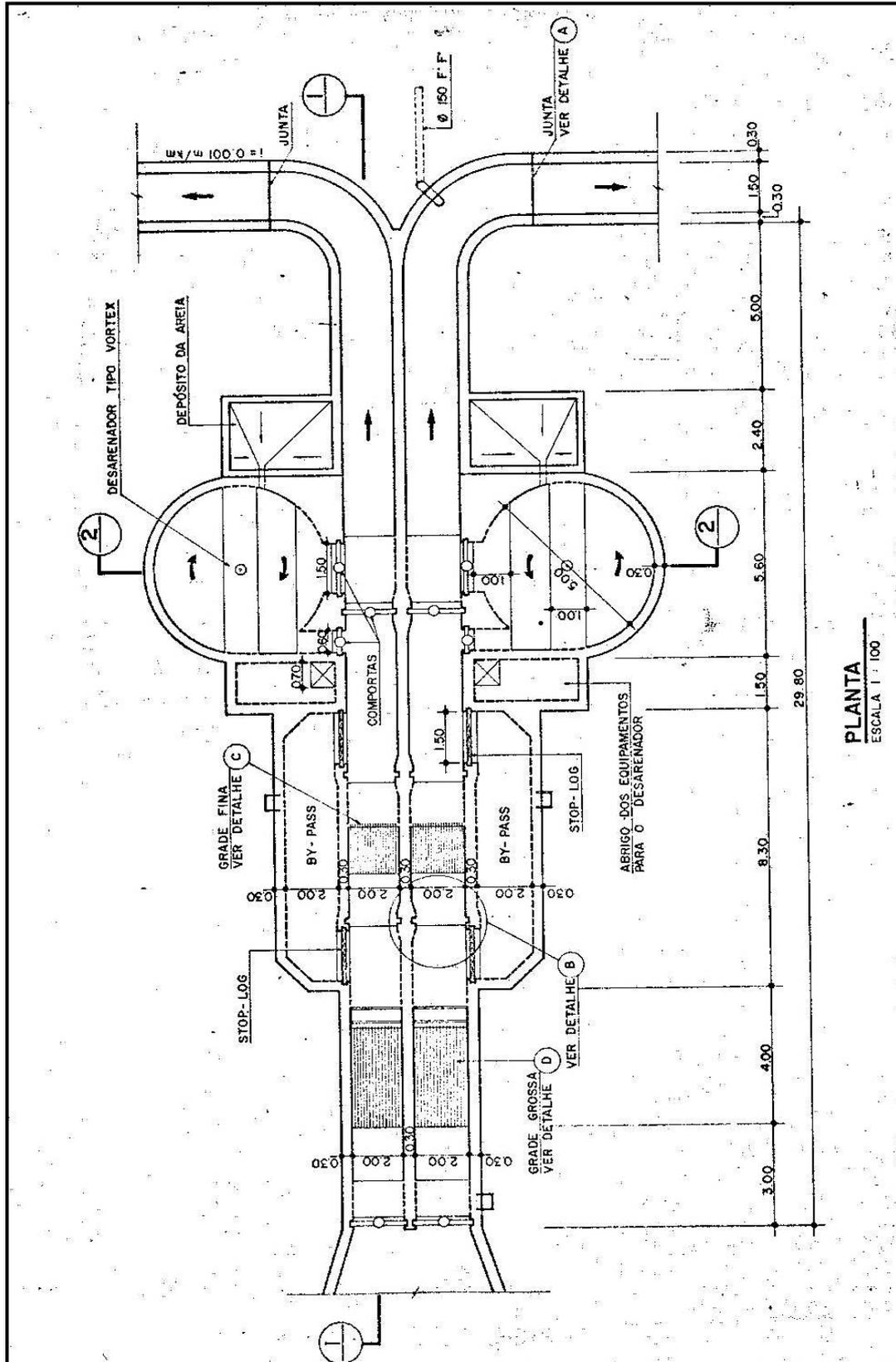


Figura 2.50.: Esquema de un desarenador de vórtice (Vista de Planta)



## 2.6.4 ELEMENTOS DE UN DESARENADOR

Para cumplir su función, el desarenador se compone de los siguientes elementos:

- ✓ **Transición de entrada**, la cual une el canal con el desarenador.
- ✓ **Cámara de sedimentación**, en la cual las partículas sólidas caen al fondo, debido a la disminución de la velocidad producida por el aumento de la sección transversal.

Según Dubuat, las velocidades límites por debajo de las cuales el agua cesa de arrastrar diversas materias son:

Para la arcilla            0.081 m/s

Para arena fina        0.160 m/s

Para la arena gruesa 0.216 m/s

De acuerdo a lo anterior, la sección transversal de un desarenador, se diseña para velocidades que varían entre 0.1 m/s y 0.4 m/s, con una profundidad media de 1.5 m y 4 m. Observar que para una velocidad elegida y un caudal dado, una mayor profundidad implica un ancho menor y viceversa.

La forma de la sección transversal puede ser cualquiera aunque generalmente se escoge una rectangular o una trapezoidal simple o compuesta. La primera simplifica considerablemente la construcción, pero es relativamente



cara pues las paredes deben se soportar la presión de la tierra exterior y se diseñan por lo tanto como muros de sostenimiento. La segunda es hidráulicamente más eficiente y más económica pues las paredes trabajan como simple revestimientos. Con el objeto de facilitar el lavado concentrando las partículas hacia el centro conviene que el fondo no sea horizontal sino que tenga una caída hacia el centro. La pendiente transversal usualmente escogida es de 1:5 a 1:8.

- ✓ **Vertedero**, al final de la cámara se construye un vertedero sobre el cual pasa el agua limpia hacia el canal. Las capas superiores son las que primero se limpian es por esto que la salida del agua desde el desarenador se hace por medio de un vertedero, que hasta donde sea posible debe trabajar con descarga libre.

También mientras más pequeña es la velocidad de paso por el vertedero, menos turbulencia causa en el desarenador y menos materiales en suspensión arrastran. Como máximo se admite que esta velocidad puede llegar a  $v = 1$  m/s.

De la ecuación de un vertedero rectangular sin contracciones:

$$Q = CLh^{3/2}$$



Dónde:  $Q =$  caudal (m<sup>3</sup>/s)

$C = 1.84$  (cresta aguda)

$C = 2.0$  (perfil Creager)

$L =$  longitud de la cresta (m)

$h =$  carga sobre el vertedero (m)

Si el área hidráulica sobre vertedor es:

$$A = Lh$$

La velocidad será:

$$v = Ch^{1/2}$$

De donde para los valores indicados de  $v$  y  $C$ , se puede concluir que el máximo valor de  $h$  no debería pasar de 25 cm.

Casi siempre el ancho de la cámara del desarenador no es suficiente para construir el vertedero recto y perpendicularmente a la dirección del agua. Por esto se le ubica en curva que comienza en uno de los muros laterales y continúa hasta cerca de la compuerta de desfogue. Esta forma facilita el lavado permitiendo que las arenas sigan trayectorias curvas y al mismo tiempo el flujo espiral que se origina las aleja del vertedero.

- ✓ **Compuerta de lavado**, sirve para desalojar los materiales depositados en el fondo. Para facilitar el movimiento de las arenas hacia la compuerta, al fondo del desarenador se le da una gradiente fuerte del 2% al 6%. El incremento de la profundidad obtenido por efecto de esta gradiente no se



incluye en el tirante de cálculo, sino que el volumen adicional obtenido se lo toma como depósitos para las arenas sedimentadas entre dos lavados sucesivos.

Es necesario hacer un estudio de la cantidad y tamaño de sedimentos que trae el agua para asegura una adecuada capacidad del desarenador y no necesitar lavarlo con demasiada frecuencias.

Para lavar una cámara del desarenador se cierran las compuertas gran velocidad arrastrando la mayor parte de sedimentos.

Entre tanto el caudal normal sigue pasando al canal sea a través del canal directo o a través de otra cámara del desarenador.

Una vez que está vacía la cámara, se abre parcialmente las compuertas de admisión y el agua que entra circula con gran velocidad sobre los sedimentos que han quedado, erosionándolos y completando el lavado.

Generalmente, al lavar un desarenador se cierran las compuertas de admisión. Sin embargo, para casos de emergencia el desarenador debe poder vaciarse inclusive con estas compuertas abiertas. Por este motivo las compuertas de lavado deben diseñarse para un caudal igual al traído por el canal más el lavado que se obtiene dividiendo el volumen del desarenador para el tiempo de lavado.



Hay que asegurarse que el fondo de la o las compuertas este más alto que el punto del río al cual se conducen las aguas del lavado y que la gradiente sea suficiente para obtener una velocidad capaz de arrastrar las arenas.

Se consideran que para que el lavado pueda efectuarse en forma rápida y eficaz esta velocidad debe ser de 3 - 5 m/s.

Muchas veces esta condición además de otras posibles de índole topográfica, impide colocar el desarenador inmediatamente después de la toma, que es la ubicación ideal, obligando desplazarlo aguas abajo en el canal.

- ✓ **Canal directo**, por el cual se da servicio mientras se está lavando el desarenador. El lavado se efectúa generalmente en un tiempo corto, pero por si cualquier motivo, reparación o inspección, es necesario secar la cámara del desarenador, el canal directo que va por su contorno, permite que el servicio no se suspenda. Con este fin a la entrada se colocan dos compuertas, una de entrada al desarenador y otra al canal directo.

En el caso de ser el desarenador de dos o más cámaras, el canal directo ya no es necesario pues una de las cámaras trabaja con el caudal total mientras la otra se lava.



## 2.6.5 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO HIDRÁULICO

### 2.6.5.1 Cálculo del diámetro de las partículas a sedimentar

Los desarenadores se diseñan para un determinado diámetro de partícula es decir, que se supone que todas las partículas de diámetro superior al escogido deben depositarse. Por ejemplo, el valor del diámetro máximo de partícula normalmente admitido para plantas hidroeléctricas es de 0.25 mm. En los sistemas de riego generalmente se acepte hasta  $d = 0.5$  mm.

En sistemas hidroeléctricos el diámetro puede calcularse en función de la altura de caída, o en función del tipo de turbina como se muestra en tablas más adelante.

### 2.6.5.2 Calculo de la velocidad del flujo "v" en el tanque

La velocidad en un desarenador se considera lenta, cuando está comprendida entre 0.20 m/s a 0.60 m/s. La elección puede ser arbitraria o puede realizarse utilizando la fórmula de Camp:

**Tabla 2.14.** Diámetro de partículas en función de la altura de caída

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



**Tabla 2.15.** Diámetro de partículas en función con el tipo de turbina

Diámetro de partículas (d) a eliminar en el desarenador (mm)	Tipo de turbina
1-3	Kaplan
0.4- 1	Francis Pelton
0.2 – 0.4	

$$V = a\sqrt{d} \quad (\text{cm/s})$$

Dónde:

D = diámetro (mm)

a = constante en función del diámetro

a	d (mm)
51	0.1
44	0.1 - 1
36	1

### 2.6.5.3 Calculo de la velocidad de caída “w” (en aguas tranquilas)

Para este aspecto, existen varias fórmulas empíricas, tablas y nomogramas, algunas de las cuales consideran:

**Peso específico del material a sedimentarse:**  $\rho_s$  gr/cm<sup>3</sup>

(medible)

**Peso específico del agua turbia:**  $\rho_w$  gr/cm<sup>3</sup> (medible)

Así se tiene:

- **Tabla 2.16 preparada por Arkhangelski**, la misma que permite calcular  $w$  (cm/s) en función del diámetro de partículas  $d$  (en mm)
- **La experiencia generada por Sellarío**, la cual se muestra en el nomograma de la Figura 2.51, la misma que permite calcular  $w$  (en cm/s) en función del diámetro  $d$  (en mm).

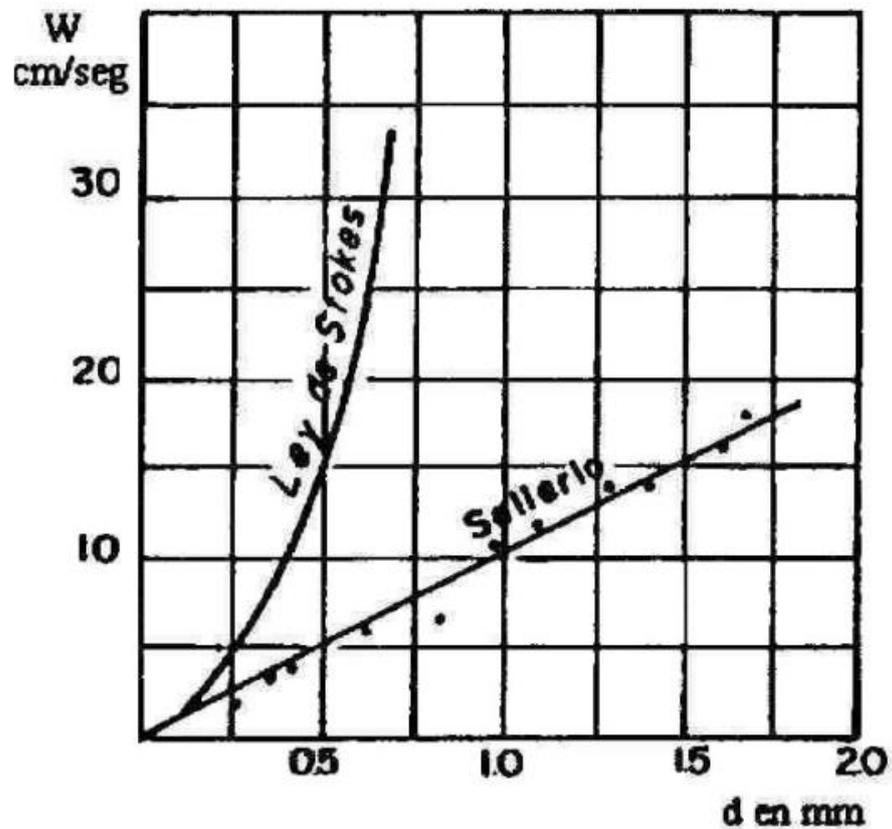


Figura 2.51: experiencia de Sellarío



**Tabla 2.16.** Velocidades de sedimentación H- calculado por Arkhangelski (1935) en función del diámetro de partículas

d (mm)	w (cm/s)
0.05	0.178
0.10	0.692
0.15	1.560
0.20	2.160
0.25	2.700
0.30	3.240
0.35	3.780
0.40	4.320
0.45	4.860
0.50	5.400
0.55	5.940
0.60	6.480
0.70	7.320
0.80	8.070
1.00	9.44
2.00	15.29
3.00	19.25
5.00	24.90

- **La fórmula de Owens:**

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

Dónde:

w = velocidad de sedimentación (m/s)

d = diámetro de partículas (m)

$\rho_s$  = peso específico del material (g/cm<sup>3</sup>)



k = constante que varía de acuerdo con la forma y naturaleza de los granos, sus valores se muestran en la tabla 4.

**Tabla 2.17:** Valores de la constante k

Forma y naturaleza	k
arena esférica	9.35
granos redondeados	8.25
granos cuarzo d > 3 mm	6.12
granos cuarzo d < 0.7 mm	1.28

- **La experiencia generada por Sudry**, la cual se muestra en el nomograma en la figura 2.52, en la misma que permite calcular la velocidad de sedimentación w (en m/s) en función del diámetro (en mm) y del peso específico del agua ( $\rho_w$  en gr/cm<sup>3</sup>).
- **La fórmula de Scotti - Folglieni**

$$w = 3.8\sqrt{d} + 8.3d$$

Dónde:

w = velocidad de sedimentación (m/s)

d = diámetro de la partícula

Para el cálculo de  $w$  de diseño se puede obtener el promedio de los  $w$ , con los métodos enunciados anteriormente.

En algunos casos puede ser recomendable estudiar en el laboratorio la fórmula que rija las velocidades de caída de los granos de un proyecto específico.

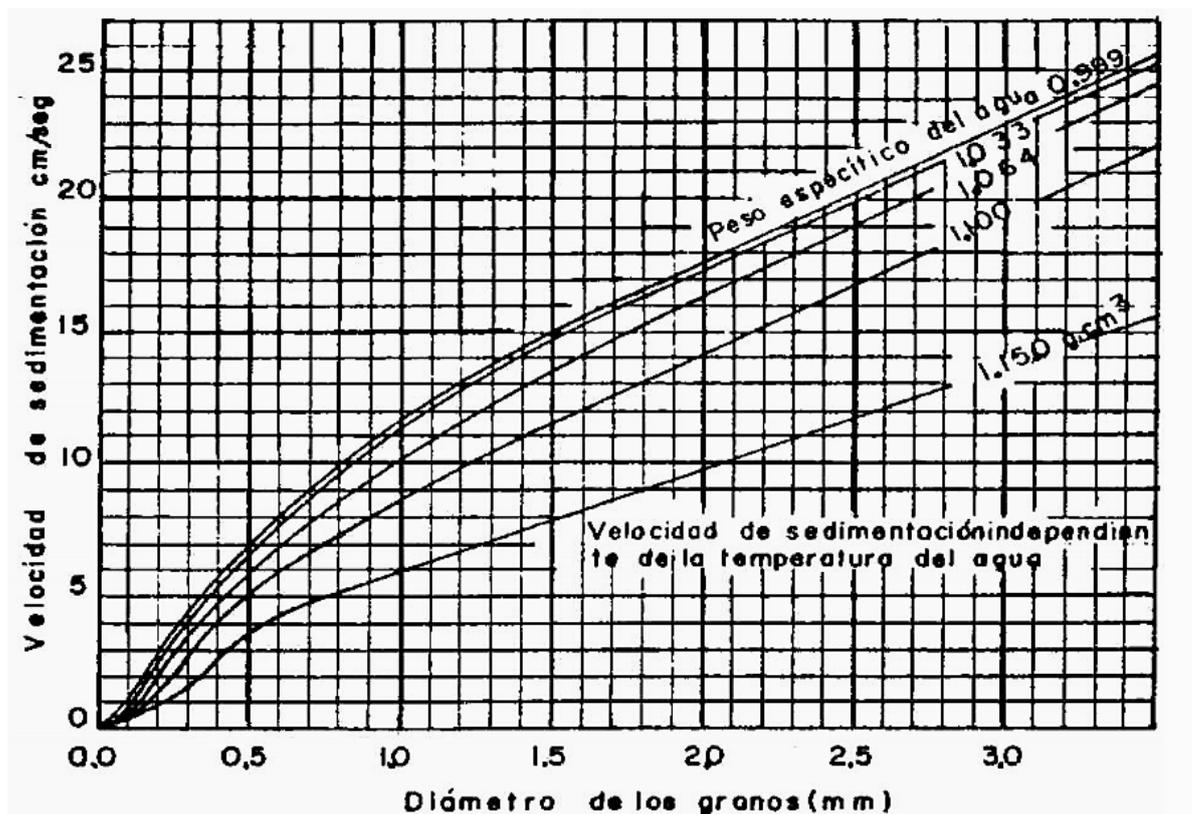
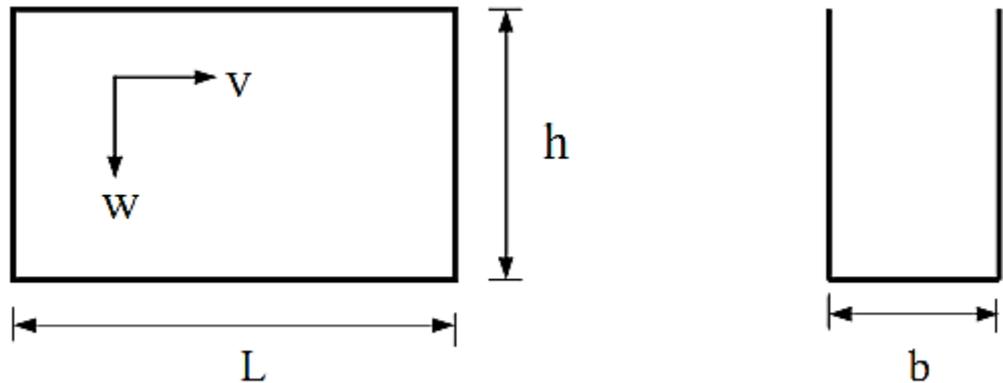


Figura 2.52. Velocidad de sedimentación de granos de arena en agua.

- **Cálculo de las dimensiones del tanque**

- **Despreciando el efecto del flujo turbulento sobre la velocidad de sedimentación**, se puede plantear las siguientes relaciones:



$$\text{Caudal: } Q = b h v \rightarrow \text{ancho del desarenador: } b = \frac{Q}{hv} \quad (1)$$

Tiempo de caída:

$$w = \frac{h}{t} \rightarrow t = \frac{h}{w} \quad (2)$$

Tiempo de sedimentación:

$$v = \frac{L}{t} \rightarrow t = \frac{L}{v} \quad (3)$$

Igualando (2) = (3):

$$\frac{h}{w} = \frac{L}{v}$$

De donde la longitud, aplicando la teoría de simple sedimentación es:

$$L = \frac{hv}{w} \quad (4)$$



- **Considerando los efectos retardatorios de la turbulencia**

Con el agua en movimiento la velocidad de sedimentación es menor, e igual a  $w - w'$  donde  $w'$  es la reducción de velocidad por efectos de la turbulencia.

Luego, la ecuación (4) se expresa:

$$L = \frac{hv}{w-w'} \quad (5)$$

En la cual se observa que manteniendo las otras condiciones constantes la ecuación (5) proporciona mayores valores de la longitud del tanque que la ecuación (4).

Eghiazaroff, expresó la reducción de velocidad de flujo como:

$$w' = \frac{v}{5.7+2.3h} \text{ m/s} \quad (6)$$

Levin, relacionó esta reducción con la velocidad de flujo con un coeficiente:

$$w' = \alpha v \text{ m/s} \quad (7)$$

Bestelli et al considera:

$$\alpha = \frac{0.132}{\sqrt{h}} \quad (8)$$



Donde h se expresa en m.

En el cálculo de los desarenadores de bajas velocidades se puede realizar una corrección, mediante el coeficiente K, que varía de acuerdo a las velocidades de escurrimiento en el tanque, es decir:

$$L = K \frac{hv}{w} \dots(9)$$

Donde K se obtiene de la tabla 5.

**Tabla 2.18:** Coeficiente para el cálculo de desarenadores de baja velocidad

Velocidad de escurrimiento (m/s)	K
0.20	1.25
0.30	1.50
0.50	2

En los desarenadores de altas velocidades, entre 1 m/s a 1.50 m/s, Montagne, precisa que la caída de los granos de 1 mm están poco influenciados por la turbulencia, el valor de K en términos del diámetro, se muestran en la tabla 2.19.



**Tabla 2.19:** Coeficiente para el cálculo de desarenadores de alta velocidad

Dimensiones de las partículas a eliminar d (mm)	K
1	1
0.50	1.30
0.25 - 0.30	2

El largo y el ancho de los tanques pueden en general, construirse a más bajo costo que las profundidades, en el diseño se deberá adoptar la mínima profundidad práctica, la cual para velocidades entre 0.20 y 0.60 m/s, puede asumirse entre 1.50 y 4.00 m.

- **Proceso de cálculo de las dimensiones del tanque**

El proceso de cálculo se puede realizar de la siguiente manera:

Asumiendo una profundidad (por ejemplo  $h = 1.50$  m)

**Aplicando la teoría de simple sedimentación:**

- Calcular la longitud con la ecuación:

$$L = \frac{hv}{w}$$

- Calcular el ancho de desarenador con la ecuación:

$$b = \frac{Q}{hv}$$

- Calcular el tiempo de sedimentación con la ecuación:



$$t = \frac{h}{w}$$

- Calcular el volumen de agua conducido en ese tiempo con la ecuación:

$$V = Qt$$

- Verificar la capacidad del tanque con la ecuación:

$$V = bhL$$

**Considerando los efectos recordatorios de la turbulencia:**

- Calcular  $a$ , según Bastelli et al:

$$\alpha = \frac{0.132}{\sqrt{h}}$$

- Calcular  $w'$  según Levin:

$$W' = a v$$

- Calcular  $w$  según Eghiazaroff:

$$w' = \frac{v}{5.7 + 2.3h}$$

- Calcular la longitud  $L$  utilizando la ecuación (5):

$$L = \frac{hv}{w - w'}$$



Para valores de  $W'$  obtenidos de las ecuaciones de Bestelli y Eghiazaroff

Calcular  $L$ , corregida según la ecuación (9):

$$L = K \frac{hv}{w}$$

- De los valores de  $L$  obtenidos, elegir uno de ellos
- Definido  $h$ ,  $b$ ,  $L$  se tienen las dimensiones del tanque desarenador.
- Para facilidad del lavado, al fondo del desarenador se le dará una pendiente del 2%. Esta inclinación comienza al finalizar la transición.

#### 2.6.5.4 Cálculo de la longitud de transición

La transición debe ser hecha lo mejor posible, pues la eficiencia de la sedimentación depende de la uniformidad de la velocidad en la sección transversal, para el diseño se puede utilizar la fórmula de Hind:

$$L = \frac{T_1 - T_2}{2tg12.5^\circ}$$

Dónde:  $T_1$  = espejo de agua en el canal

$T_2$  = espejo de agua en el desarenador



---

### 2.6.5.5 Cálculo de la longitud del vertedero

Al final de la cámara se construye un vertedero sobre el cual pasa el agua limpia hacia el canal.

Mientras más pequeña es la velocidad de paso por el vertedero, menos turbulencia causa en el desarenador y menos materiales en suspensión arrastran.

Como máximo se admite que esta velocidad pueda llegar a  $v = 1$  m/s y como se indicó anteriormente, esta velocidad pone un límite al valor máximo de la carga sobre el vertedero  $h$ , el cual es de 0.25 m.

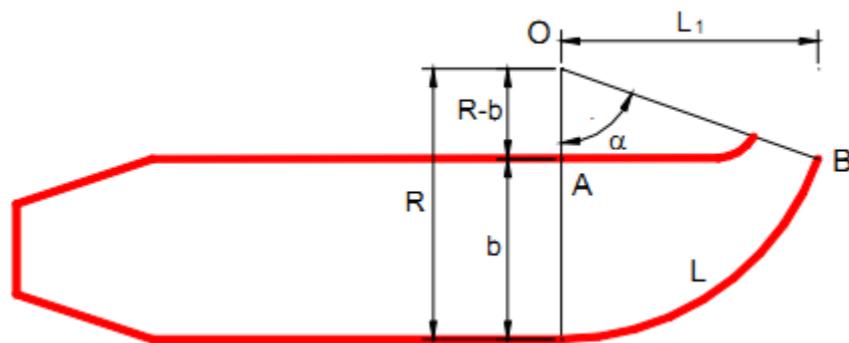
#### Cálculo de L:

Para un  $h = 0.25$  m,  $C = 2$  (para un perfil Creager) o  $C = 1.84$  (cresta aguda), y el caudal conocido, se despeja  $L$ , la cual es:

Por lo general la longitud del vertedero  $L$ , es mayor que el ancho del desarenador ó, por lo que debe ubicar a lo largo de una curva circular, que comienza en uno de los muros laterales y continúa hasta la compuerta de lavado, como se muestra en la figura 2.53

### Cálculo del ángulo central $\alpha$ y el radio $R$ con que se traza la longitud del vertedero

En la figura 2.53, se muestra un esquema del tanque del desarenador donde se muestran los elementos  $\alpha$ ,  $R$  y  $L$ .



*Figura 2.53: Esquema del Tanque del Desarenador*

- **Cálculo de  $\alpha$ :**

Se sabe que :  $2\pi R - 360$

$$L - \alpha$$

De donde:

$$L = \frac{2\pi R\alpha}{360} = \frac{\pi R\alpha}{180}$$

$$R = \frac{\pi R\alpha}{180} \quad (10)$$

De la figura 2.53, tomando el triángulo **OAB**, se tiene:

$$\cos\alpha = \frac{R - b}{R}$$



De donde:  $R \cos \alpha = R - b$

$$b = R(1 - \cos \alpha)$$

$$R = \frac{b}{1 - \cos \alpha} \quad (11)$$

Igualando las ecuaciones (10) y (11), se tiene:

$$\frac{b}{1 - \cos \alpha} = \frac{180L}{\pi \alpha}$$

$$\frac{b}{1 - \cos \alpha} = \frac{180L}{\pi \alpha} \quad (12)$$

Como en la ecuación (12) L y b son conocidos, el segundo miembro es una constante:

$$C = \frac{180L}{\pi b}$$

Por lo que la ecuación (12) se puede escribir:

$$f(\alpha) = \frac{\alpha}{1 - \cos \alpha} = C \quad (13)$$

El valor de  $\alpha$  se encuentra resolviendo por tanteos la ecuación (13).

- **Cálculo de R:**

R se calcula utilizando la ecuación (10):

$$R = \frac{180L}{\pi\alpha}$$

**Cálculo de la longitud de la proyección longitudinal del vertedero (L<sub>1</sub>):**

De la figura 2.53, tomando el triángulo **OAB**, se tiene:

$$\text{sen}\alpha = \frac{L_1}{R} \rightarrow L_1 = R\text{sen}\alpha$$

**Cálculo de la longitud promedio (L̄):**

$$\bar{L} = \frac{L + L_1}{2}$$

**Cálculo de la longitud total del tanque desarenador:**

$$L_T = L_t + L + \bar{L}$$

Dónde:

$L_T$  = longitud total

$L_t$  = longitud de la transición de entrada

$L$  = longitud del tanque

$\bar{L}$  = longitud promedio por efecto de la curvatura del vertedero

### 2.6.5.6 Cálculos complementarios

**Cálculo de la caída del fondo:**

$$\Delta Z = LxS$$



Dónde:

$\Delta Z$  = diferencia de cotas del fondo del desarenador

$$L = L_T - L_t$$

S = pendiente del fondo del desarenador (2%)

### **Cálculo de la profundidad del desarenador frente a la compuerta de lavado:**

$$H = h + \Delta Z$$

Dónde:

H = profundidad del desarenador frente a la compuerta de lavado

h = profundidad de diseño del desarenador

$\Delta Z$  = diferencia de cotas del fondo del desarenador

### **Cálculo de la altura de cresta del vertedero con respecto al fondo:**

$$h_c = H - 0.25$$

*Donde*

$h_c$  = altura de la cresta del vertedero con respecto al fondo

H= profundidad del desarenador frente a la compuerta de lavado



### **Cálculo de las dimensiones de compuerta de lavado:**

Suponiendo una compuerta cuadrada de lado  $I$ , el área será  $A = I^2$ . La compuerta funciona como un orificio, siendo su ecuación:

$$Q = C_d A_0 \sqrt{2gh}$$

Dónde:

$Q$  = Caudal a descargar por el orificio

$C_d$  = coeficiente de descarga = 0.60 para un orificio de pared delgada

$A_0$  = área del orificio, en este caso igual al área  $A$  de la compuerta

$h$  = carga sobre el orificio (desde la superficie del agua hasta el centro del orificio)

$g$  = aceleración de la gravedad, 9.81 m/s

### **Cálculo de la velocidad de salida:**

$$v = \frac{Q}{A_0}$$

Dónde:

$v$  = Velocidad de salida por la compuerta, debe ser de 3 a 5 m/s, para el concreto, el límite erosivo es de 6 m/s

$Q$  = Caudal descargado por la compuerta

$A_0$  = Área del orificio, en este caso igual al área  $A$  de la compuerta



---

---

# CAPÍTULO III

---

---

## MATERIALES Y MÉTODOS



---

### 3.1. METODO DE ESTUDIO

En el presente trabajo de investigación se plantea una alternativa de solución a los problemas causados por el dren ubicado en el Jr. Pachacutec y las cuadras 4, 5 y 6 de la Avenida Aviación de Chimbote, para el cual se ha considerado la realización de algunos diseños como de canal, desarenador, caseta de bombeo y línea de succión e impulsión para evacuar el exceso de aguas de riego de Chimbote hacia el río Lacramarca; y para ellos ha sido necesario contar con parámetros iniciales del diseño los cuales se han obtenido de la siguiente manera:

- Se recopiló y analizó información sobre estudios realizados, relacionados al trabajo de investigación.
- Se tomaron datos de campo mediante observaciones en la zona de estudio a efectos de hacer un análisis preliminar.
- Se analizó y diagnosticó posibles problemas de diseño en el Dren, proponiendo una alternativa de solución.
- Realizamos el levantamiento topográfico del terreno por donde se planteó el trazo del nuevo dren que evacuara las aguas excedentes
- Formulamos las conclusiones y recomendaciones relacionadas con la investigación dando una alternativa de solución.



➤ **Población muestra:**

- Dren para la evacuación de aguas excedentes de riego agrícola hacia el río Lacramarca

### 3.2. MATERIALES:

a) **Materiales.**

- 01 millar de papel bond Atlas A4 80 gr.
- 01 kit de útiles de escritorio.
- 02 cartucho de tinta de color y negro para impresora hp 1500
- 02 memorias USB 4gb.
- 02 Calculadoras científicas
- 2 winchas de 5 mt

b) **Equipos.**

- 01 Laptop TOSHIBA INTEL® CORE™ i7-3630QM [CPU@2.4](#) GHz, , 8.00 GB de RAM, HD 40 Gb. FD 1.44
- 01 Laptop LENOVO INTEL® CORE™ i5-3210M [CPU@2.5](#) GHz, 4.00 GB de RAM
- 01 Impresora hp 1500 Color y negro.
- Camioneta Great Wall Wingle 4x2 DIESEL/ full 2.8 Lt.
- 01 Cámara digital marca lumix de Panasonic.
- 01 GPS eTrex® 10 Garmin



---

c) **Servicios.**

- Servicio de seguridad proporcionados por la Policía Nacional del Perú de la comisaria del 21 de abril de Chimbote
- Típeo e impresiones.
- Fotocopiado y Epiralado
- Movilidad y viáticos.
- Internet y correo electrónico.
- Desarrollo, asesoría y co-asesoría del Proyecto.

d) **Locales.**

- Biblioteca de la Universidad Nacional De la Santa.
- Municipalidad Provincial del Santa - Chimbote.



---

# CAPÍTULO IV

---

## RESULTADOS Y DISCUSIÓN

## 4.1. RESULTADOS Y DISCUSION.

### 4.1.1 DISEÑOS HIDRAULICOS DE ESTRUCTURAS

#### 4.1.1.1 DESARENADOR

✓ Esquema:

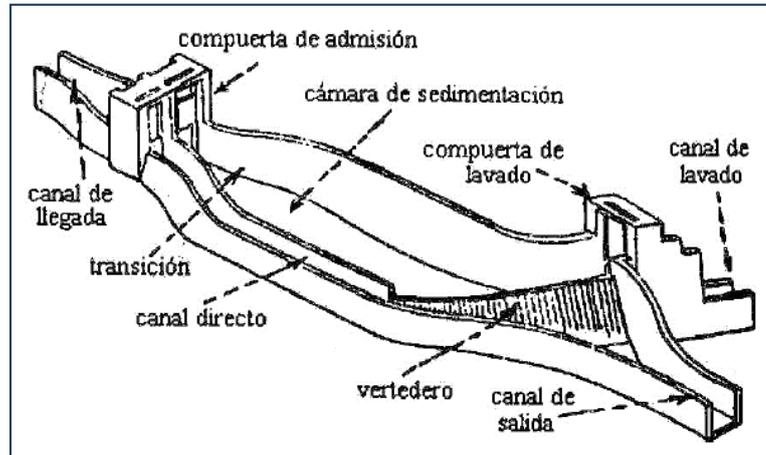


TABLA DE DATOS	
Caudal normal (Q) =	0. m <sup>3</sup> / 5 s
Tamaño de las partículas a depositarse	0. mm 5
Dimensiones del canal que llega al desarenador	Ancho (b) = 1 m
	Calado (d)= 0. m 8
Pendiente para caída de fondo	2 %
tanque de sección trapezoidal con pendiente de sus paredes	50 %
=	

✓ **Velocidad del Agua en el Desarenador:**

Mediante tabla de Camp:  $v = a\sqrt{d}$

a	d(mm)
51	<0.1
44	0.1-1
36	>1

$$a = 44$$

$$v = 44\sqrt{0.50}$$

$$\rightarrow v = 31.1 \text{ cm/seg}$$

$$v = 0.31 \text{ m/seg}$$

➤ **Cálculo de la Velocidad de Caída de las Partículas (w):**

**Tabla de Arkhangelski**

d (mm)	w (cm/s)
0.05	0.18
0.10	0.69
0.15	1.56
0.20	2.16
0.25	2.70
0.30	3.24
0.35	3.78
0.40	4.32
0.45	4.86
0.50	5.40
0.55	5.94
0.60	6.48
0.70	7.32
0.80	8.07
1.00	9.44
2.00	15.29
3.00	19.25
5.00	24.90

$$w = 5.40 \text{ cm/seg}$$

$$w = 0.054 \text{ m/seg}$$

➤ **Dimensiones del Tanque:**

$$b = 2h$$

$$A = (b \times h) + (m \times h^2)$$

$$A = (2 \times h \times h) + (m \times h^2)$$

$$A = (2 + \frac{50}{100})h^2$$

$$\rightarrow A = 2.50 h^2$$

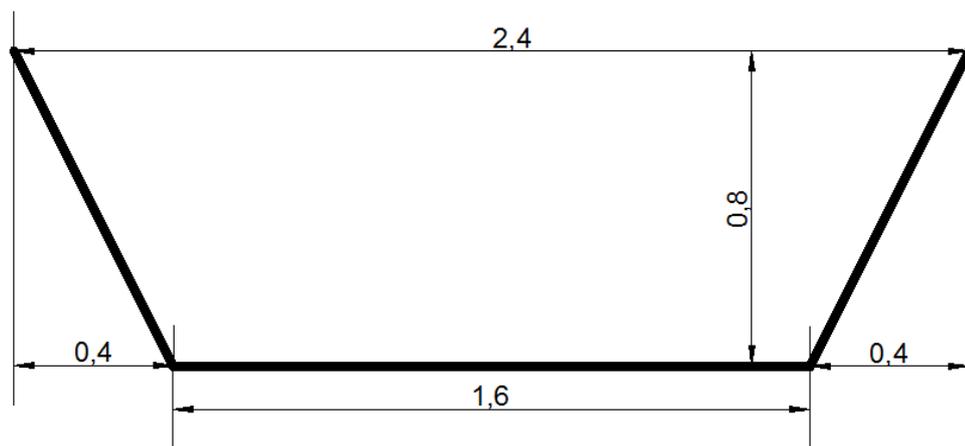
Por Continuidad:  $A = Q/V$

$$A = 0.50/0.31 \quad , \quad h = \sqrt{1.61/2.50} \quad , \quad b = 2 \times 0.80$$

$$\rightarrow A = 1.61 m^2 \quad , \quad h = 0.80 m \quad , \quad b = 1.60 m$$

Longitud de Pared a Pared en la parte superior del tanque: 2.40

m



➤ **Cálculo de la Longitud Activa del Desarenador (L):**

$$L = K \times h \times \frac{V}{w}$$

Coeficiente "K" para el cálculo de desarenadores de baja velocidad:

Velocidad de Escorrentamiento (m/s)	k
0.20	1.25
0.30	1.50
0.50	2.00

$$K = 1.25$$

$$L = 1.25 \times 0.80 \times \frac{0.31}{0.054}$$

$$\rightarrow L = 5.77 m$$

- **Cálculo de la Longitud de la Transición de Entrada al Desarenador:**

$$L_t = \frac{T_1 - T_2}{2 \tan 12.5^\circ} \quad L_t = \frac{2.40 - 1.00}{2 \tan 12.5^\circ}$$

$$\rightarrow L_t = 3.16 \text{ m}$$

- **Cálculo del Vertedero del Desarenador:**

$$Q = C \times L \times h_0^{3/2}$$

$$L = \frac{Q}{C \times h_0^{3/2}}$$

Para un  $h = 0.25$ ,  $C = 2$  (para un perfil Creager) o  $C = 1.84$  (cresta aguda); para fines de cálculo utilizaremos  $C = 2$ :

$$L = \frac{0.50}{2 \times 0.25^{3/2}}$$

$$\rightarrow L = 2.00 \text{ m (Longitud del vertedero)}$$

- **Cálculo del Ángulo ( $\alpha$ ) y Radio (R):**

$$\alpha = \frac{180 \times b}{\pi \times T_1} \times (1 - \cos \alpha)$$

$$\rightarrow \alpha = 61^\circ$$

$$R = \frac{180 \times b}{\pi \times \alpha}$$

$$R = \frac{180 \times 2}{\pi \times 61}$$

$$\rightarrow R = 1.88 \text{ m}$$

- **Cálculo de la Proyección Longitudinal del Vertedero:**

$$L_1 = R \times \sin \alpha \quad L_1 = 1.88 \times \sin 61$$

$$\rightarrow L_1 = 1.64 \text{ m}$$

➤ **Cálculo de la Longitud Total (LT) del Desarenador:**

$$L_T = L_t + L + \bar{L}$$

Donde:

$L_T$ : longitud total del desarenador

$L_t$ : longitud de la transición de entrada

$L$ : longitud activa del desarenador

$\bar{L}$ : longitud promedio por efecto de la curvatura del vertedero

$$\bar{L} = \frac{L_v + L_1}{2}$$

$$\bar{L} = \frac{2 + 1.64}{2}$$

$$\rightarrow \bar{L} = 1.82 \text{ m}$$

Calculando la longitud total del desarenador:

$$L_T = 3.16 + 5.77 + 1.82$$

$$L_T = 10.76$$

➤ **Cálculo de la Caída de Fondo:**

$$\Delta Z = L \times S$$

$$L = L_T - L_t \quad L = 10.76 - 3.16 = 7.60 \text{ m}$$

$$\rightarrow \Delta Z = 7.60 \times 0.02 = 0.15$$

➤ **Cálculo de la Profundidad del Desarenador Frente a la Compuerta de Lavado (H):**

$$H = h + \Delta Z$$

$$H = 0.80 + 0.15 = 0.95 \text{ m}$$

➤ **Cálculo de la Altura de Carga de Agua Desde la Superficie Hasta el Fondo del Desarenador (hc):**

$$h_c = H + H_0$$

$$h_c = 0.95 + 0.25 = 1.20 \text{ m}$$



➤ **Cálculo de las Dimensiones de la Compuerta de Lavado:**

$$Q = C_d \times A_0 \sqrt{2 \times g \times h}$$

Dónde:

Q = Caudal a descargar por el orificio.

Cd= coeficiente de descarga = 0.60 para un orificio de pared delgada.

A<sub>0</sub> = área del orificio, en este caso igual al área A de la compuerta.

h = carga sobre el orificio (desde la superficie del agua hasta el centro del orificio).

g = aceleración de la gravedad 9.81 m/seg<sup>2</sup>.

$$\dots Q = 0.50 \text{ m}^3/\text{seg}, b = 1.00, a = 1.00 \text{ m}, C_d = 0.60 \text{ m}$$

Calculamos la carga sobre el orificio:  $h = h_c - a/2 = 0.70 \text{ m}$ .

$$\rightarrow Q = 0.60 \times 1 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.70} = 2.23 \text{ m}^3/\text{seg}$$

➤ **Cálculo de la velocidad de salida de la purga:**

$$V = \frac{Q}{A_0} \quad V = \frac{2.23}{1 \times 1} = 2.23 \text{ m/seg}$$



#### 4.1.1.2 CANAL RECTANGULAR TAPADO

Según la junta de Usuarios del Sub Distrito de Riego Santa, se tiene un caudal  $Q = 500 \text{ l ts/sg}$  no permanente que pasa por los Sectores Monte Chimbote - Santo Domingo - Dos de Mayo - Av. Perú, con una longitud aproximada 1.9 km, el cual será el caudal de diseño de las estructuras hidráulicas del proyecto.



### JUNTA DE USUARIOS DEL SUB DISTRITO DE RIEGO SANTA

#### INFORME N° 025-2015-JUSDRS/GT

**AL** : Sr. FRANCISCO CASTILLO SIMON  
*Presidente de la Junta de Usuarios del Sub Distrito de Riego Santa*

**DEL** : Ing. JOSE M. MORALES RAMIREZ  
*Gerente Técnico de Junta de Usuarios del Sub Distrito de Riego Santa*

**ASUNTO** : Dotación de Agua

**FECHA** : Chimbote, 04 de Marzo 2015.

Por medio del presente me dirijo a Usted para saludarle muy cordialmente y manifestarle, lo siguiente:

1.- El Proyecto del MEJORAMIENTO DEL DREN COMPRENDIDO ENTRE A.H. SANTO DOMINGO, P.J. DOS DE MAYO, AV. PERU AL RIO LACRAMARCA, DISTRITO DE CHIMBOTE, PROVINCIA DEL SANTA - ANCASH; ubicado en los Sectores Monte Chimbote - Santo Domingo - Dos de Mayo - Av. Perú, con 441 usuarios agricultores, y cuyas características son: longitud aproximada de 1.900 Km. con un caudal de 500 lt/sg., no permanente, con unas características geométrica: canal rectangular tapado, evacuando aguas residuales a 1,171.11 hectáreas del servicio de riegos agrícolas de los sectores mencionados, datos que se encuentran en el inventario de la Junta de Usuarios Santa.

Es cuanto informo a Usted, para su conocimiento y fines conveniente.

Atentamente,

Ing. Jose M. Morales Ramirez  
C.P. 41818  
GERENTE TÉCNICO

PSJE. LOS JARDINES F-51  
BARRIO FISCAL N° 02  
CHIMBOTE - PERU  
TELEFONO 043-343110

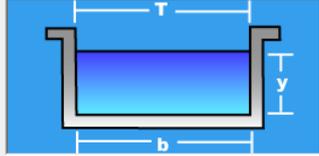
El cálculo de las características hidráulicas se presenta a continuación:

**1. KM. 0+000 – 0+700**

Calculadora de tirante normal secciones: trapezoidal, rectangular, triangular

Lugar: **CHIMBOTE** Proyecto: **Alternativa de Solucion al Pri**  
 Tramo: **m. 0+000 - Km. 0+700** Revestimiento: **Concreto F'c=175kg/cm2**

**Datos:**  
 Caudal (Q): **0.5** m<sup>3</sup>/s  
 Ancho de solera (b): **1** m  
 Talud (Z): **0**  
 Rugosidad (n): **0.015**  
 Pendiente (S): **0.0044** m/m



**Resultados:**  
 Tirante normal (y): **0.3314** m Perímetro (p): **1.6628** m  
 Área hidráulica (A): **0.3314** m<sup>2</sup> Radio hidráulico (R): **0.1993** m  
 Espejo de agua (T): **1.0000** m Velocidad (v): **1.5088** m/s  
 Número de Froude (F): **0.8368** Energía específica (E): **0.4474** m-Kg/Kg  
 Tipo de flujo: **Subcrítico**

Calculadora Limpiar Pantalla Imprimir Menú Principal Calculadora

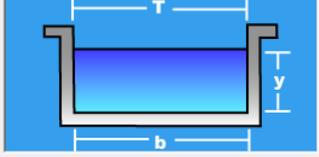
Activa la calculadora 02:19 p.m. 02/10/2015

**2. KM. 0+700 – 1+540**

Calculadora de tirante normal secciones: trapezoidal, rectangular, triangular

Lugar: **CHIMBOTE** Proyecto: **Alternativa de Solucion al Pri**  
 Tramo: **Km. 0+700 - Km. 1+540** Revestimiento: **Concreto F'c=175kg/cm2**

**Datos:**  
 Caudal (Q): **0.5** m<sup>3</sup>/s  
 Ancho de solera (b): **1** m  
 Talud (Z): **0**  
 Rugosidad (n): **0.015**  
 Pendiente (S): **0.0017** m/m

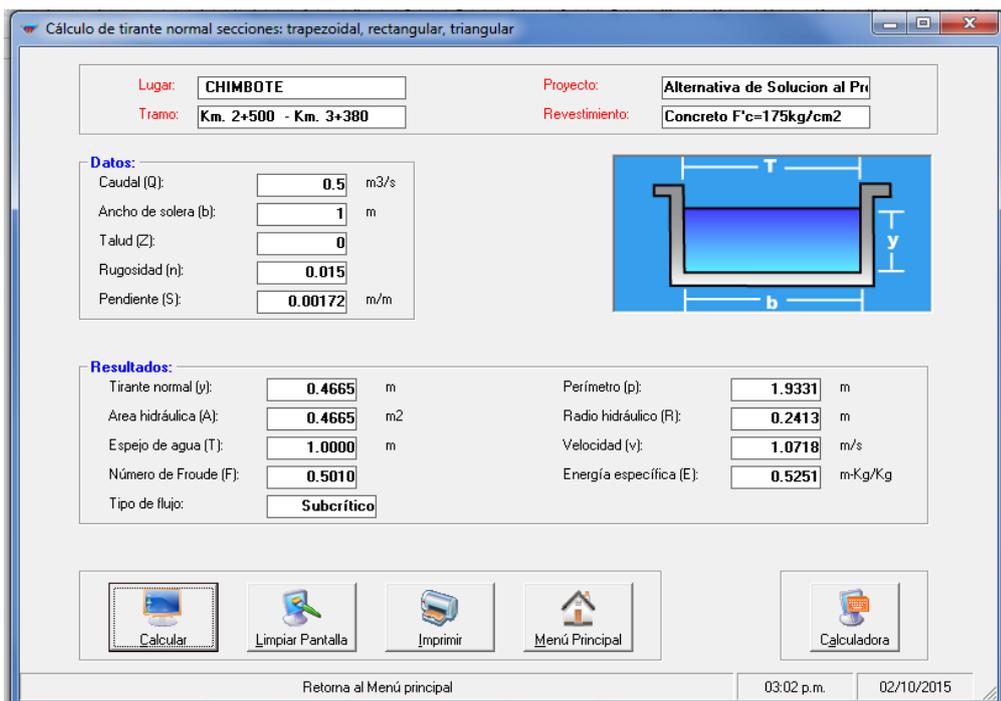


**Resultados:**  
 Tirante normal (y): **0.4686** m Perímetro (p): **1.9371** m  
 Área hidráulica (A): **0.4686** m<sup>2</sup> Radio hidráulico (R): **0.2419** m  
 Espejo de agua (T): **1.0000** m Velocidad (v): **1.0671** m/s  
 Número de Froude (F): **0.4977** Energía específica (E): **0.5266** m-Kg/Kg  
 Tipo de flujo: **Subcrítico**

Calculadora Limpiar Pantalla Imprimir Menú Principal Calculadora

Ingresar el nombre del lugar del Proyecto 02:17 p.m. 02/10/2015

### 3. KM. 2+500 – 3+380



Calculo de tirante normal secciones: trapezoidal, rectangular, triangular

Lugar: CHIMBOTE Proyecto: Alternativa de Solucion al Pr  
Tramo: Km. 2+500 - Km. 3+380 Revestimiento: Concreto F'c=175kg/cm2

**Datos:**

Caudal (Q):	0.5	m3/s
Ancho de solera (b):	1	m
Talud (Z):	0	
Rugosidad (n):	0.015	
Pendiente (S):	0.00172	m/m

**Resultados:**

Tirante normal (y):	0.4665	m
Area hidráulica (A):	0.4665	m2
Espejo de agua (T):	1.0000	m
Número de Froude (F):	0.5010	
Tipo de flujo:	Subcrítico	
Perímetro (p):	1.9331	m
Radio hidráulico (R):	0.2413	m
Velocidad (v):	1.0718	m/s
Energía específica (E):	0.5251	m-Kg/Kg

Retorna al Menú principal 03:02 p.m. 02/10/2015

Interpretación de los resultados:

- *Tipo de Flujo:* Subcrítico con N° de Froude menor a 0.85. Cumpliendo esta condición no existe problema de turbulencia o condiciones críticas.
- *Velocidad del flujo:* la velocidad es mayor de 0.60 m/s y menor de 3.00 m/s; por lo tanto no va existir el problema de sedimentación o erosión.
- En la progresiva km. 1+540 se proyecta la construcción de una cisterna con una caseta de bombeo la cual impulsara el agua hasta la progresiva km.2+500.
- A partir de la progresiva km.2+500 se proyecta la construcción de una cámara disipadora y continuar mediante canal de concreto abierto hasta desembocar en el rio lacramarca

Teniendo en cuenta que en KM. 2+500 – 3+380 se tiene el tirante de agua más alto se tomara este como el más crítico para hallar un área típica de canal considerando un borde libre de 0.30m de acuerdo al caudal de diseño:

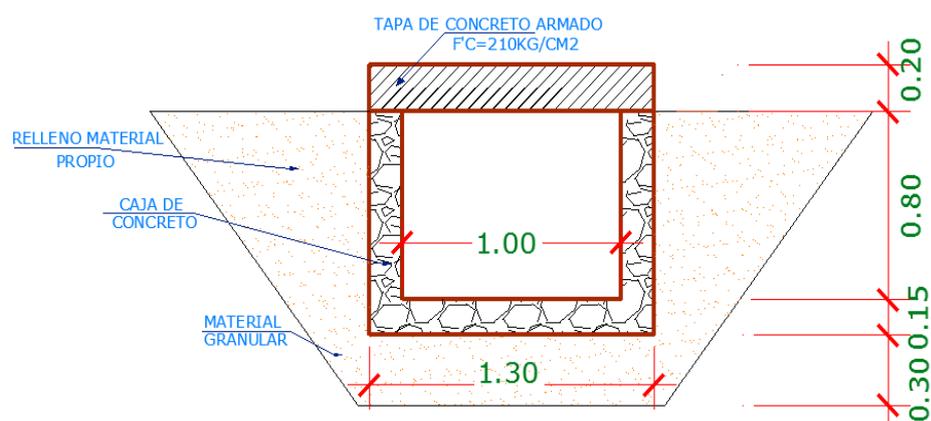
Caudal Q (m <sup>3</sup> /s)	Bordo libre (m)
Menores que 0.5	0.30
Mayores que 0.5	0.40

Fuente: "Diseño De Estructuras Hidráulicas" - Máximo Villón Béjar

Sabiendo el borde libre recomendado el área hidráulica proyectada se presenta a continuación:

Caudal : 0.50 m<sup>3</sup>/s  
Talud : 0  
Base : 1.00  
H :  $0.468 + 0.30 = 0.77 \approx 0.80$  m

La sección típica se presenta a continuación:

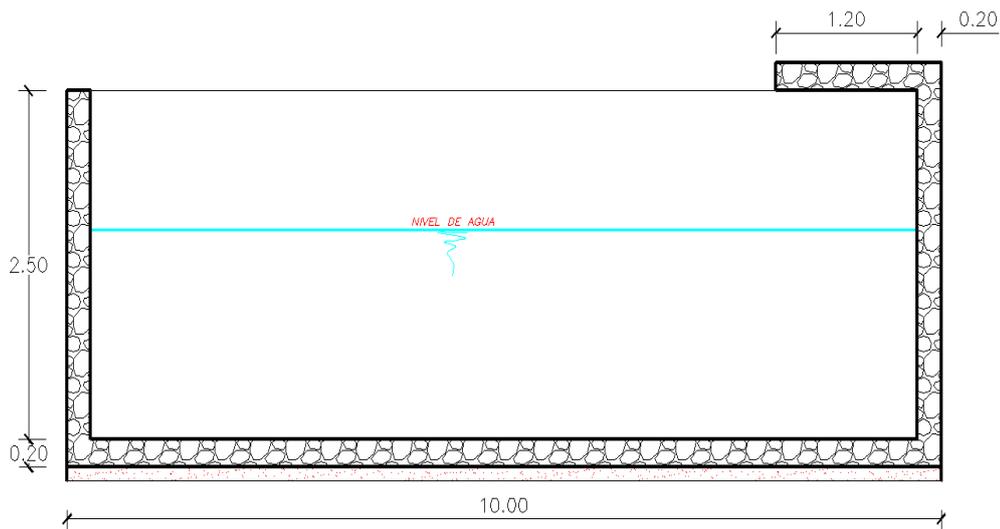


#### 4.1.1.3 CISTERNA DE BOMBEO

En este caso la cisterna será considerada como una Cisterna de bombeo sin almacenamiento y el volumen de la cisterna debe ser calculado considerando un tiempo de retención entre 3 a 5 minutos, para el caudal máximo diario.

Para un caudal  $Q = 0.5 \text{ m}^3/\text{seg}$  y un tiempo de retención de  $5 \text{ min}$  se tendría un volumen de  $150 \text{ m}^3$  de agua, teniendo este volumen requerido se diseñan las dimensiones de la cisterna de bombeo:

- ✓ La cisterna será de  $10.00 \times 6.00 \times 2.70 \text{ m}$  de concreto armado  $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ . Se considerará también 01 vertederos de ingreso  $1.00 \times 0.80 \text{ m}$  (canal tapado 2 de mayo), 01 vertedero de salida  $1.00 \times 0.80 \text{ m}$  hacia el canal existente, Av. Perú aguas abajo.



**CISTERNA**



#### 4.1.1.4 CÁMARA ROMPE PRESION

Para requerimientos del proyecto emplearemos una CRP Tipo 6 ya que es la más adecuada para la Línea de Conducción y cuya función es únicamente de reducir la presión en la tubería.

Para el diseño hidráulico se necesita los siguientes datos:

Carga de agua (H)

La carga de agua es la cantidad de agua que se almacena en la cámara y luego va seguir su cauce mediante la tubería con presión mínima. Según **Agüero** <sup>(1)</sup>, Para determinar la altura de la cámara rompe presión, es necesario conocer la carga requerida (H) para que el gasto de salida pueda fluir, el valor de H, se determina mediante la siguiente ecuación:

$$H = 1.56 \frac{V^2}{2g}$$

Donde:

*H*: Carga de agua (m). Se recomienda una altura mínima de 30cm.

*V*: Velocidad promedio en la salida de la tubería de la línea de conducción en m/s.

*g*: Aceleración Gravitacional (9,81 m/s<sup>2</sup>).



Para una velocidad  $v = 2.55m/s$

$$H = 1.56x \frac{2.55^2}{2x9.81}$$

$$H = 0.52 m$$

Las dimensiones que permiten definir la altura total de la cámara rompen presión ( $Ht$ ):

$$Ht = A + H + B.L$$

Donde:

$Ht$ : Altura total de cámara rompe presión.

$A$ : Altura mínima de 10 cm que permite la sedimentación de la arena.

$H$ : Carga de agua (mínimo 30 cm).

$B.L$ : Borde libre mínimo 40 cm.

Calculando la altura total de la cámara para:

$$A: 0.50 m$$

$$H: 0.50 m$$

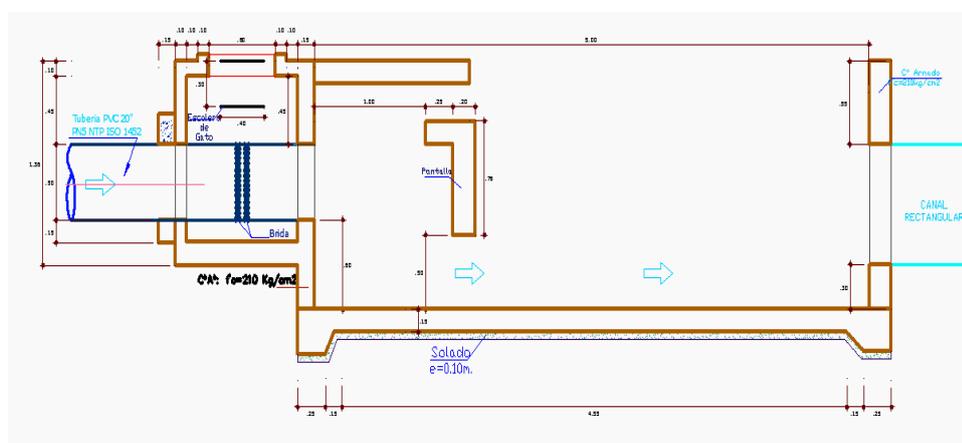
$$B.L: 0.40 m$$

$$Ht = A + H + B.L$$

$$Ht = 0.50 + 0.50 + 0.40$$

$$Ht = 1.40 m$$

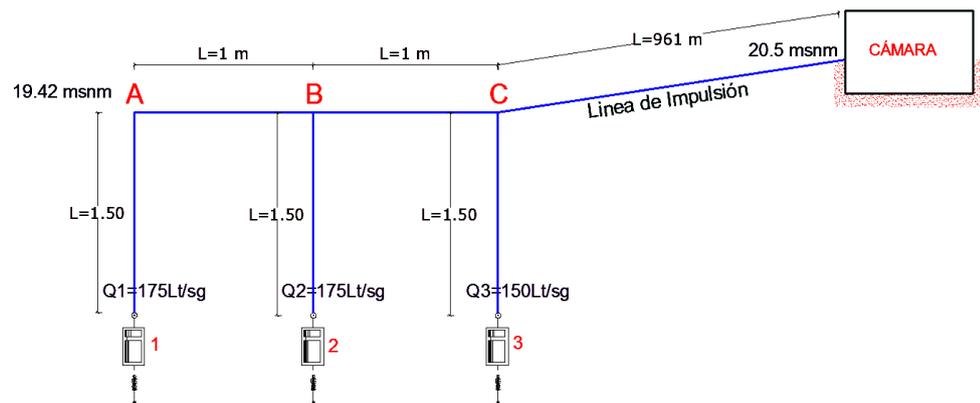
Considerando que la cámara proyectada tendrá como única función disipar la energía y reducir la presión de salida de la tubería se propone las siguientes dimensiones para la cámara, un ancho de 2 m, largo de 5 m y una altura total de 1.50 m haciendo un volumen total de  $15 \text{ m}^3$ , teniendo en cuenta que el agua excedente debe tener como desemboque final el Rio Lacramarca, se continuara llevando el agua el cual ingresara por rebose a un canal rectangular de dimensiones  $1.00 \times 0.80 \text{ m}$  teniendo como desemboque final el Rio anteriormente mencionado.



"Cámara Rompe Presión"

#### 4.1.1.5 CALCULO DE LA LÍNEA DE IMPULSIÓN

Según las horas de bombeo que se pretende efectuar, se calcula el caudal de bombeo. Se pretende dar un servicio de 24 horas, donde el caudal promedio es 350 *lt/sg* y un caudal máximo de 500 *lt/sg*. La forma en que se plantea bombear ese caudal se aprecia en la gráfica:



➤ **Caudal de Bombeo 1:**

$$Q_{b1} = Q \frac{24}{N} = 175 * \frac{24}{24} = 175 \text{ lt/sg}$$

➤ **Caudal de Bombeo 2:**

$$Q_{b2} = Q \frac{24}{N} = 175 * \frac{24}{24} = 175 \text{ lt/sg}$$

➤ **Caudal de Bombeo 3:**

$$Q_{b2} = Q \frac{24}{N} = 150 * \frac{24}{24} = 150 \text{ lt/sg}$$



## • CÁLCULO DEL DIÁMETRO

Calculando diámetros de tubería de impulsión considerando que la velocidad de flujo recomendable en tuberías se encuentra en el intervalo  $0.6 < V < 3 \text{ m/sg}$

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}}$$

**Tramo 1- A:** considerando  $v = 1.5 \text{ m/sg}$

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}} = \sqrt{\frac{4 * 175}{\pi * 1.5}} = 0.385 \text{ m} = 15.18''$$

Considerando un diámetro económico escogemos una tubería de 14" y calculando la velocidad nos da  $1.82 \text{ m/sg}$  estando dentro los límites recomendados.

De forma análoga se calculó los tramos siguientes:

Tramo	Q(lt/seg)	d(pul)	V(m/seg)
1-A	175	14	1.82
A-B	175	14	1.82
2-B	175	14	1.82
B-C	350	16	2.79
3-C	150	12	2.12
C-Cámara	500	20	2.55



## Calculo de Pérdidas de carga por fricción

La fórmula de Hazen-Williams

$$hf = 10.67 \left( \frac{Q}{C} \right)^{1.852} \frac{L}{D^{4.87}}$$

**DONDE:**

$Q$  = Caudal en ( $m^3/s$ )

$C$  = Coeficiente que depende de la rugosidad del tubo.

$L$  = Longitud de tubería expresada en metros ( $m$ ).

$D$  = Diámetro de tubería en metros ( $m$ ).

DESCRIPCIÓN DE LA TUBERÍA	"C"
Tuberías rectas muy lisas	140
Tuberías de fundición lisas y nuevas	130
Tuberías de fundición usadas y de acero roblonado nuevas	110
Tuberías de alcantarillado vitrificadas	110
Tuberías de fundición con algunos años de servicio	100
Tuberías de fundición en malas condiciones	80
Tuberías de concreto	120
<b>Tuberías de plástico</b>	<b>150</b>
Tuberías de asbesto-cemento	140

Valores del coeficiente "C" de Hazen Williams

Tramo	d(pul)	d(m)	L(m)	C	Q(lt/seg)	Q(m3/seg)	V(m/seg)	hf
1-A	14	0.35	1.5	150	175	0.175	1.82	0.010
A-B	14	0.35	1	150	175	0.175	1.82	0.007
2-B	14	0.35	1.5	150	175	0.175	1.82	0.010
B-C	16	0.40	1	150	350	0.35	2.79	0.012
3-C	12	0.30	1.5	150	150	0.15	2.12	0.016
C-Cámara	20	0.50	961	150	500	0.5	2.55	7.750

---

---

**Calculo de la altura dinámica total "Hd".**

$$HDT = Hst + \sum h_f + \sum h_L + Ps$$

*Hst = Carga estática que es la diferencia entre el nivel de agua de succión y el nivel de la descarga*

*$\sum h_f$  = Perdidas por fricción en línea de impulsión*

*$\sum h_L$  = Perdidas por accesorios*

*Ps = Presión de servicio o salida*

**HDT BOMBA 3:**

✓ **Carga estática**

$$Hst = Hs + Hi$$

$$Hst = 2 + (20.50 - 19.42) = 3.08m$$

✓ **Perdidas por fricción en línea de impulsión**

$$\sum h_f = (hf_{3-c} + hf_{c-cámara})$$

$$\sum h_f = 0.016 + 7.75 = 7.766 m$$

✓ **Perdidas por accesorios**

$$\sum h_L = 20\%h_f$$

$$\sum h_L = 0.2(7.766) = 1.553 m$$

✓ **Presión de servicio o salida**

*Ps = para nuestro caso consideraremos 2m*

*Entonces:*

$$HDT = 3.08 + 7.766 + 1.553 + 2$$

$$HDT = 14.399 m$$



## HDT BOMBA 2:

### ✓ Carga estática

$$Hst = Hs + Hi$$

$$Hst = 2 + (20.50 - 19.42) = 3.08 \text{ m}$$

### ✓ Perdidas por fricción en línea de impulsión

$$\sum h_f = (hf_{2-B} + hf_{B-C} + hf_{C-cámara})$$

$$\sum h_f = 0.010 + 0.012 + 7.750 = 7.772 \text{ m}$$

### ✓ Perdidas por accesorios

$$\sum h_L = 20\%h_f$$

$$\sum h_L = 0.2(7.772) = 1.554 \text{ m}$$

### ✓ Presión de servicio o salida

$$Ps = \text{para nuestro caso consideraremos } 2\text{m}$$

Entonces:

$$HDT = 3.08 + 7.772 + 1.554 + 2$$

$$HDT = 14.406 \text{ m}$$

## HDT BOMBA 1:

### ✓ Carga estática

$$Hst = Hs + Hi$$

$$Hst = 2 + (20.50 - 19.42) = 3.08 \text{ m}$$



✓ **Perdidas por fricción en línea de impulsión**

$$\sum h_f = (hf_{1-A} + hf_{A-B} + hf_{B-C} + hf_{C-RIO})$$

$$\sum h_f = 0.010 + 0.007 + 0.012 + 7.75 = 7.779\text{m}$$

✓ **Perdidas por accesorios**

$$\sum h_L = 20\%h_f$$

$$\sum h_L = 0.2(7.779) = 1.556\text{ m}$$

✓ **Presión de servicio o salida**

*Ps = para nuestro caso consideraremos 2m*

*Entonces:*

$$HDT = 3.08 + 7.779 + 1.556 + 2$$

$$HDT = 14.415\text{ m}$$

**POTENCIA DE LA BOMBA (hp):**

$$Pot(HP) = \frac{Q * HDT}{76 * \varepsilon}$$

Dónde:

*HDT = carga dinamica total*

*Q = caudal en Lt/s*

*$\varepsilon$  = eficiencia = 70%*



**BOMBA 1:**

$$Pot(HP) = \frac{175(14.415)}{76 * 0.7} = 47.417 \text{ hp}$$

$$Pot(HP) = \mathbf{48 \text{ hp}}$$

**BOMBA 2:**

$$Pot(HP) = \frac{175(14.406)}{76 * 0.7} = 47.388 \text{ hp}$$

$$Pot(HP) = \mathbf{48 \text{ hp}}$$

**BOMBA 3:**

$$Pot(HP) = \frac{150(14.399)}{76 * 0.7} = 40.598 \text{ hp}$$

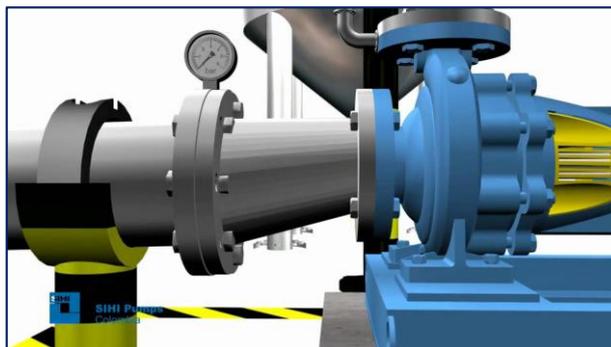
$$Pot(HP) = \mathbf{41 \text{ hp}}$$

Interpretación de los resultados:

- La potencia de las bombas 1 y 2 serán de la potencia comercial encontrada en el mercado de 50 hp respectivamente y la bomba 3 de 45 hp.
- Se considerara bombas centrifugas de eje horizontal helicoidal tipo K o Q ya que son bombas especialmente diseñadas para el bombeo de líquidos con sólidos en suspensión y materiales fibrosos en forma inatacable con alta eficiencia. Tiene como cualidades la intercambiabilidad de piezas, facilidad de reparación y mantenimiento.

Las características de eje libre le dan gran versatilidad, pudiendo ser accionada mediante un motor eléctrico o de

combustión acoplado directamente, mediante fajas y poleas o a través de cualquier otro tipo de transmisión.



“Bombas Centrifugas de eje Horizontal Helicoidal”

- Para la línea de impulsión que tiene una longitud aproximada de 961 m de acuerdo a los cálculos realizados se tiene una tubería de DN 500 mm y considerando las presiones obtenidas las clase de tubería a usar será de CLASE 5, PN 5 serie 20 NTP ISO 1452.

## Tuberías y Conexiones de PVC-U

Tubos para Agua Potable o Presión

NTP ISO 1452: 2011 (NTP ISO 4422: 2007)

DN	Longitud		CLASE 5		CLASE 6,3		CLASE 7,5		CLASE 8	
			PN 5		PN 6,3		PN 7,5		PN 8	
			Serie 20		Serie 16		Serie 13.3		Serie 12.5	
	Total (m)	Util (m)	e (mm)	Peso (kg/tubo)	e (mm)	Peso (kg/tubo)	e (mm)	Peso (kg/tubo)	e (mm)	Peso (kg/tubo)
450	6.0	5.70	11.0	140.01	13.8	174.52	16.3	204.59	17.2	215.43
500	6.0	5.69	12.3	174.16	15.3	215.30	18.1	252.73	19.1	266.14
630	6.0	5.62	15.4	275.14	19.3	342.61	22.8	401.51	24.1	423.48

DN	Longitud		CLASE 10		CLASE 12,5		CLASE 15		CLASE 16	
			PN 10		PN 12,5		15		PN16	
			Serie 10		Serie 8		Serie 6.6		Serie 6.3	
	Total (m)	Util (m)	e (mm)	Peso (kg/tubo)	e (mm)	Peso (kg/tubo)	e (mm)	Peso (kg/tubo)	e (mm)	Peso (kg/tubo)
450	6.0	5.70	21.5	266.13	26.7	326.48	31.4	379.35	33.1	398.27
500	6.0	5.69	23.9	329.06	29.7	403.92	34.9	468.94	36.8	492.44
630	6.0	5.62	30.0	521.85						

Fuente: Sistema Completo de Tuberías y Conexiones de PVC en Grandes Diámetros - PAVCO



---

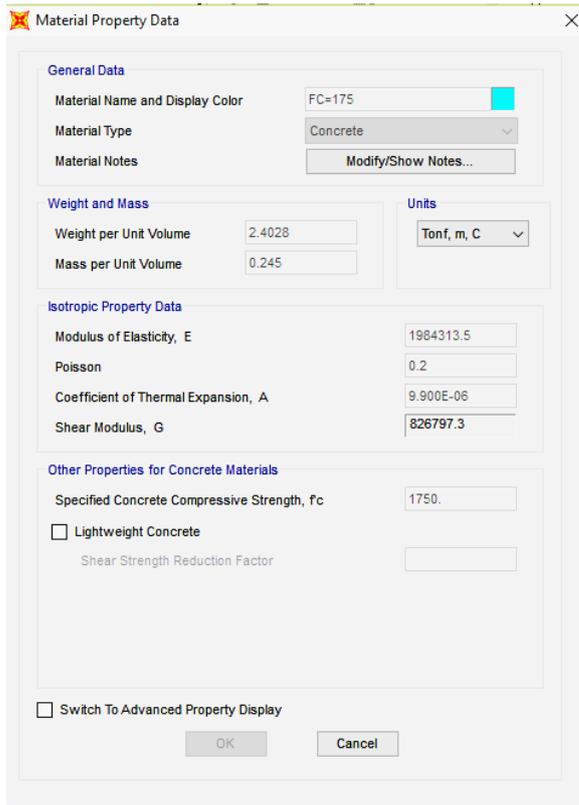
## 4.1.2 ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS HIDRAULICOS

La presente Memoria de Cálculo del Análisis y Diseño Estructural tiene como finalidad describir las verificaciones de la configuración estructural planteada y su buen comportamiento en estado de servicio para lo cual se ha empleado el software SAP2000 v17.3.0. Se tendrá en consideración para la verificación del diseño, la Norma de Diseño:

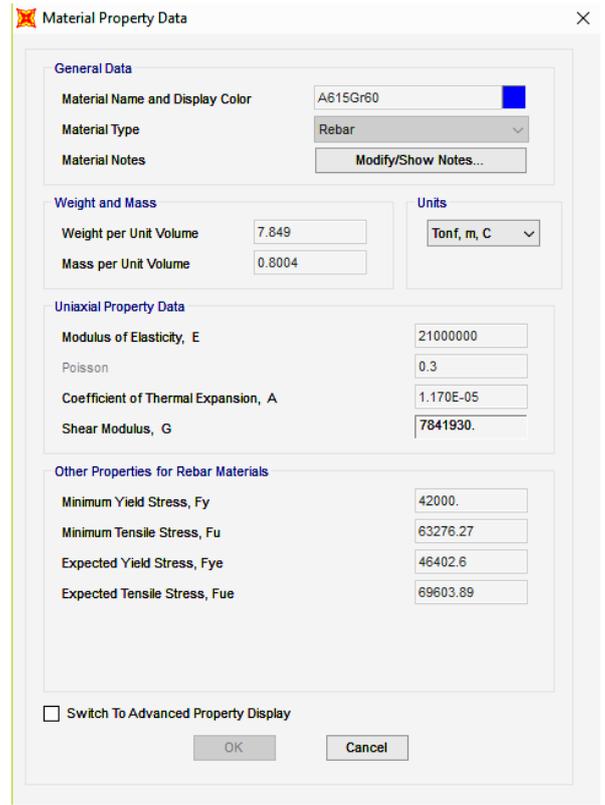
- NTE E.020 "CARGAS" -NTE E.060 "CONCRETO ARMADO"
- NTE E.030 "DISEÑO SISMORRESISTENTE"
- NTE E.050 "SUELOS Y CIMENTACIONES"
- A.C.I. 318 – 2008 (American Concrete Institute)

### **Materiales**

- a) Concreto: La resistencia en general será de 210 kg/cm<sup>2</sup> de resistencia a la compresión todos los elementos estructurales.
- b) Acero de refuerzo: El acero usado debe cumplir las normas usadas con un esfuerzo de fluencia especificado de 4200kg/cm<sup>2</sup> en barras de acero corrugado, los recubrimientos se tomarán de acuerdo a las normas con un espesor aproximado de 2,5cm.



Material Property Data dialog for Concrete material. Fields include: Material Name and Display Color (FC=175), Material Type (Concrete), Material Notes (Modify/Show Notes...), Weight and Mass (Weight per Unit Volume: 2.4028, Mass per Unit Volume: 0.245), Units (Tonf, m, C), Isotropic Property Data (Modulus of Elasticity, E: 1984313.5, Poisson: 0.2, Coefficient of Thermal Expansion, A: 9.900E-06, Shear Modulus, G: 826797.3), Other Properties for Concrete Materials (Specified Concrete Compressive Strength,  $f_c$ : 1750, Lightweight Concrete checkbox, Shear Strength Reduction Factor), and Switch To Advanced Property Display checkbox. Buttons: OK, Cancel.



Material Property Data dialog for Rebar material. Fields include: Material Name and Display Color (A615Gr60), Material Type (Rebar), Material Notes (Modify/Show Notes...), Weight and Mass (Weight per Unit Volume: 7.849, Mass per Unit Volume: 0.8004), Units (Tonf, m, C), Uniaxial Property Data (Modulus of Elasticity, E: 21000000, Poisson: 0.3, Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.170E-05, Shear Modulus, G: 7841930), Other Properties for Rebar Materials (Minimum Yield Stress,  $F_y$ : 42000, Minimum Tensile Stress,  $F_u$ : 63276.27, Expected Yield Stress,  $F_{ye}$ : 46402.6, Expected Tensile Stress,  $F_{ue}$ : 69603.89), and Switch To Advanced Property Display checkbox. Buttons: OK, Cancel.

## ANÁLISIS Y DISEÑO

### 1. Parámetros De Suelo

- Resistencia de Terreno: 0.85 kg/cm<sup>2</sup>
- Peso Específico del Suelo: 1690 kg/m<sup>3</sup>
- Angulo de Fricción de Suelo: 30°
- Factor de Empuje activo de los Suelos en Reposo ( $K_a$ ): 0.33

### 2. Métodos Para El Análisis Y Diseño

Todos los elementos de la estructura se diseñan en base de efectos de fuerzas y momentos, los cuales se determinan por medio del análisis por cargas verticales y cargas de empuje de terreno.



---

### 3. Requisitos Generales De Resistencia

Al diseñar cada uno de los elementos de una estructura de concreto armado, se debe asegurar que las resistencias de diseño sean por lo menos iguales a las resistencias requeridas, las cuales se determinan amplificándose las cargas y con las combinaciones que manda el reglamento.

### 4. Resistencia Requerida:

La resistencia requerida (U) para cargas muertas (CM), cargas vivas (CV) y cargas de empuje de terreno (ET) deberá ser como mínimo:

$$U = 1.5 CM + 1.8 CV + 1.8 ET$$

Esta combinación representa las cargas que por lo general se representan en el diseño de estructuras convencionales, sin embargo pueden existir otras cargas particulares que podrían presentarse.

### 5. Resistencia de diseño:

La resistencia de diseño se toma como la resistencia nominal (resistencia proporcionada considerando el acero realmente colocado) multiplicada por un factor  $\phi$  de reducción de resistencia.

Los valores del factor de reducción de resistencia  $\phi$  son los siguientes:



Para flexión sin carga axial  $\phi = 0.90$

Para flexión con carga axial de tracción  $\phi = 0.90$

Para flexión con carga axial de compresión y para compresión sin flexión:

Elementos con refuerzo en espiral  $\phi = 0.75$

Otros elementos  $\phi = 0.70$

## 6. Modelo Estructural

El modelo estructural debe considerar todas las características de la estructura que influyen en la respuesta ante las solicitaciones de las fuerzas externas, más adelante se explicará la formulación del modelo estructural.

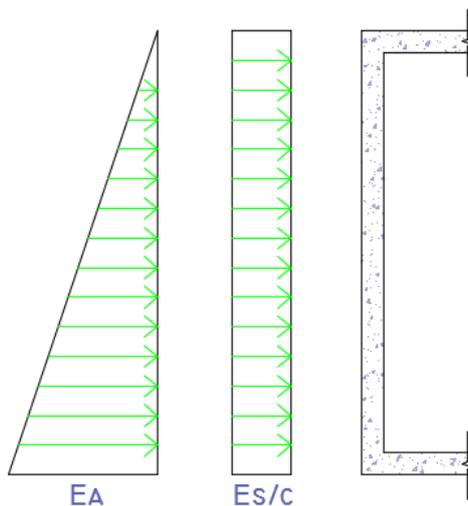
Para el cálculo por cargas de gravedad y cargas de empuje de terreno y sus combinaciones de cargas se utilizó el Programa SAP-2000.

Se ha modelado con elementos tipo FRAME, y considerando los muros con elementos SHELL con un espesor de 15 cm.

En el modelo para el análisis se consideró una distribución espacial de masas y rigideces que sean adecuadas.

El modelo estructural es el mismo para el análisis por cargas verticales (carga muerta y carga viva). La diferencia son las características propias de las cargas actuantes y los grados de libertad que se deseen obtener.

### 4.1.2.1 DESARENADOR

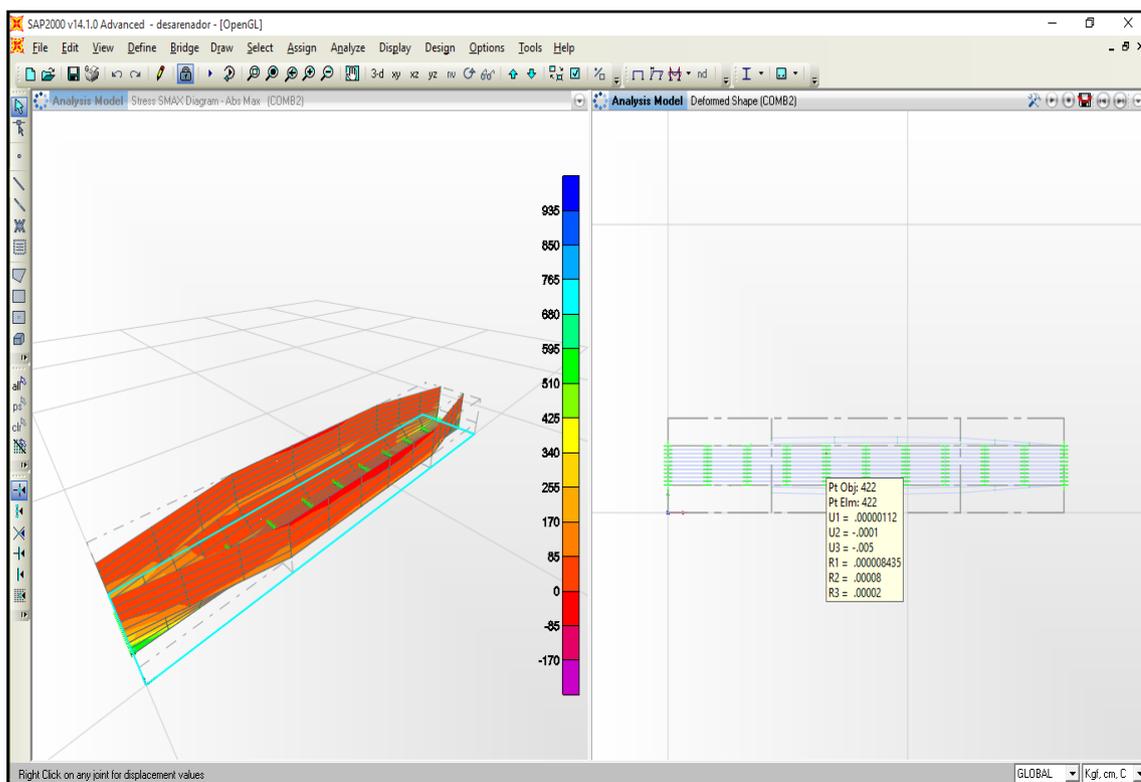


$$Ea = Fa \times Y_{suelo} \times h \times Ka$$

$$Es/c = Fa \times Ka \times s/c$$

$$Ea=1.38tn; Es/c= 0.15tn$$

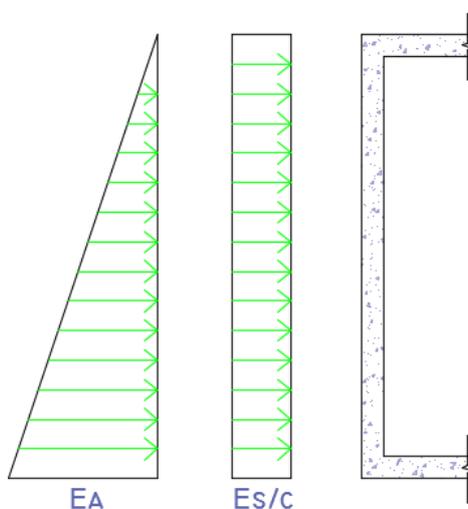
#### Área de Acero Necesaria:



El acero en los muros no fue considerado el diseño puesto que se sometió a los esfuerzos generados por el suelo y no es necesario.

Teniendo en cuenta el peso propio y la carga eventual se revisó la capacidad admisible del suelo, se comparó la capacidad admisible es mayor a la capacidad ultima del terreno:  
 $0.85\text{kg/cm}^2 > 0.43\text{kg/cm}^2$ .

#### 4.1.2.2 CANAL RECTANGULAR

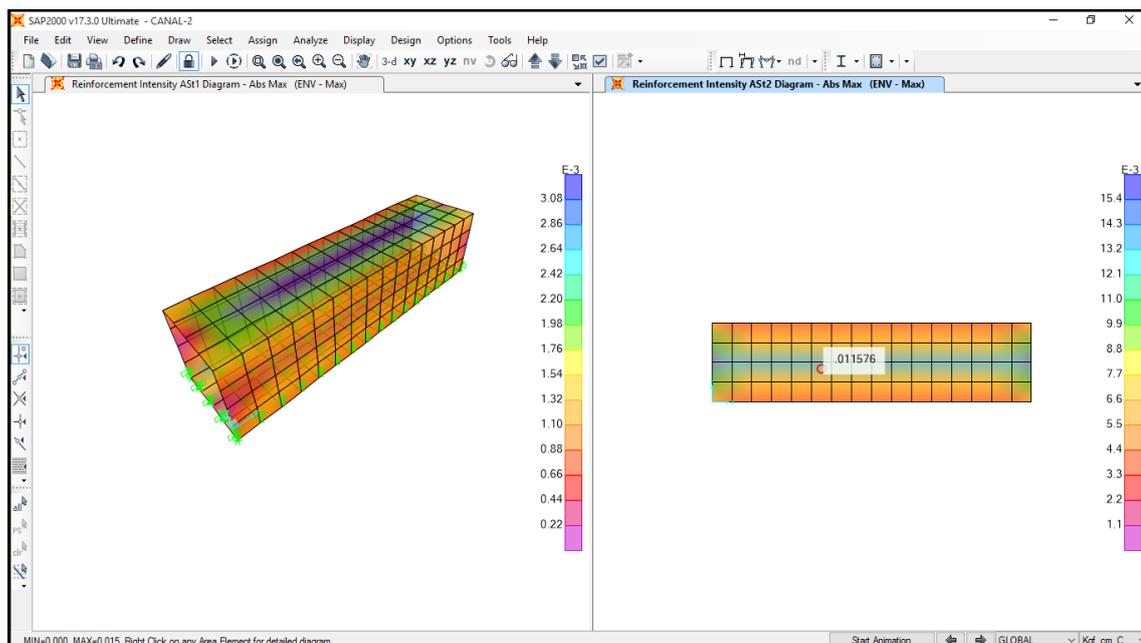


$$Ea = Fa \times Y_{\text{suelo}} \times h \times Ka$$

$$Es/c = Fa \times Ka \times s/c$$

$$**Ea=1.25tn; Es/c= 0.15tn**$$

## ➤ SECCIÓN DE CANAL EN INTERSECCIÓN CON VÍA (ALCANTARILLA)

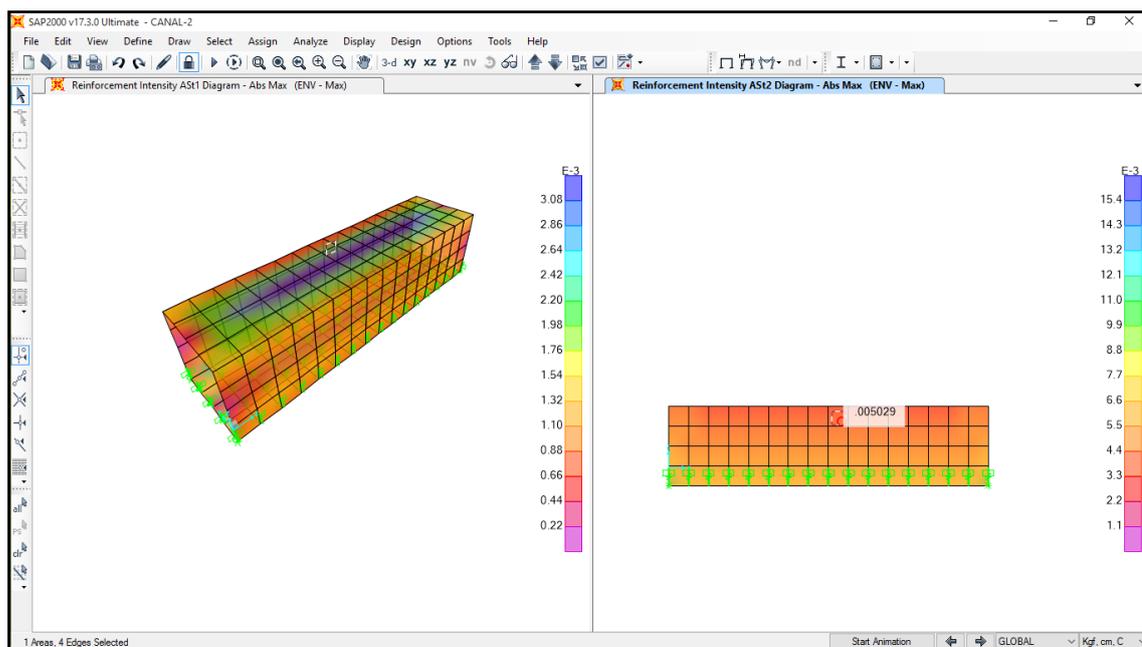


Para el análisis de las tapas se consideró un  $E=0.20\text{m}$ , el mismo que sé que se le asigno su peso propio y la carga eventual de uno de los ejes de un vehículo de  $36\text{tn}$ , se le asigno solo el peso que transmite uno de los ejes por las dimensiones de la alcantarilla.

Teniendo en cuenta que la cantidad de acero necesaria es poca, optamos por trabajar con una cuantía mínima recomendada en - A.C.I. 318 – 2008 (American Concrete Institute):  $0.001$  para que no se produzca la rajaduras por temperatura en la losa.

Con lo cual podemos decir que nuestra distribución de acero será la siguiente:  $\text{Ø}1/2''@0.30$  en ambos sentidos.

## Área de Acero Necesaria en paredes de canal:

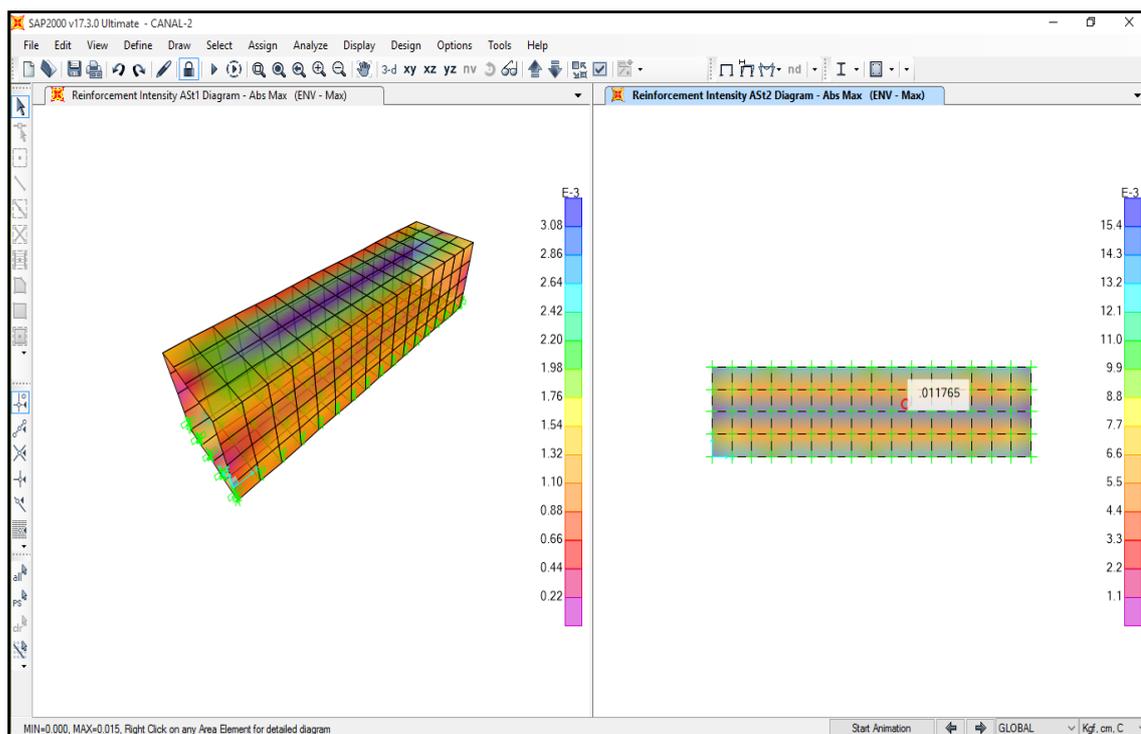


Para el análisis de las paredes se consideró un  $E=0.20m$ , el mismo que sé que se le asignó su peso propio y la carga eventual de empuje de terreno.

Teniendo en cuenta que la cantidad de acero necesaria es poca, optamos por trabajar con una cuantía mínima recomendada en - A.C.I. 318 – 2008 (American Concrete Institute): 0.0025 para que no se produzca la rajaduras por temperatura en la losa.

Con lo cual podemos decir que nuestra distribución de acero será la siguiente:  $\text{Ø}1/2''@0.25$  en ambos sentidos.

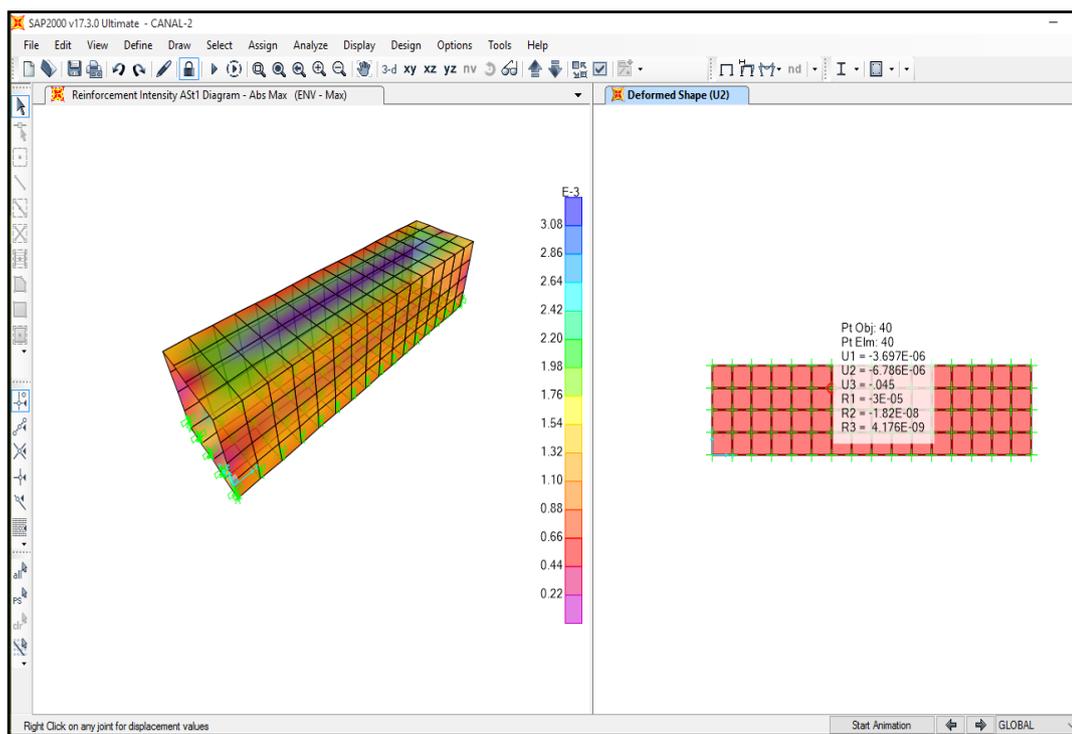
## Área de Acero Necesaria en piso de canal:



Teniendo en cuenta que la cantidad de acero necesaria es poca, optamos por trabajar con una cuantía mínima recomendada en - A.C.I. 318 – 2008 (American Concrete Institute): 0.0018 para que no se produzca la rajaduras por temperatura en la losa.

Con lo cual podemos decir que nuestra distribución de acero será la siguiente:  $\text{Ø}3/8'' @ 0.25$  en ambos sentidos.

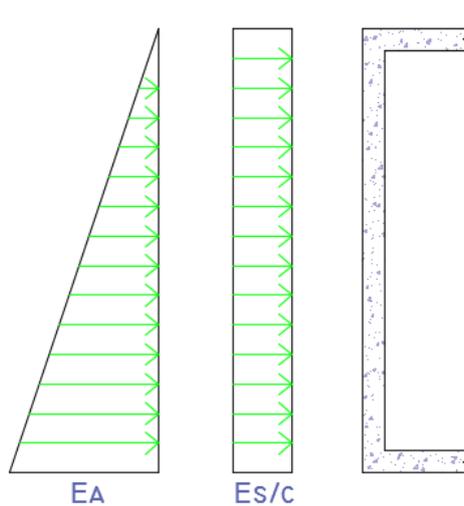
## Capacidad ultima ejercida del canal sobre el terreno:



El esfuerzo ejercido de la alcantarilla sobre el terreno no supera la capacidad admisible del terreno.

NOTA: Teniendo en cuenta que la alcantarilla planteada sometida a los máximos esfuerzos solo necesito acero mínimo, se puede establecer que en todo su recorrido tendrá las mismas solicitaciones o inferiores a las propuestas.

### 4.1.2.3 CISTERNA DE BOMBEO (10Mx6Mx2.5M):

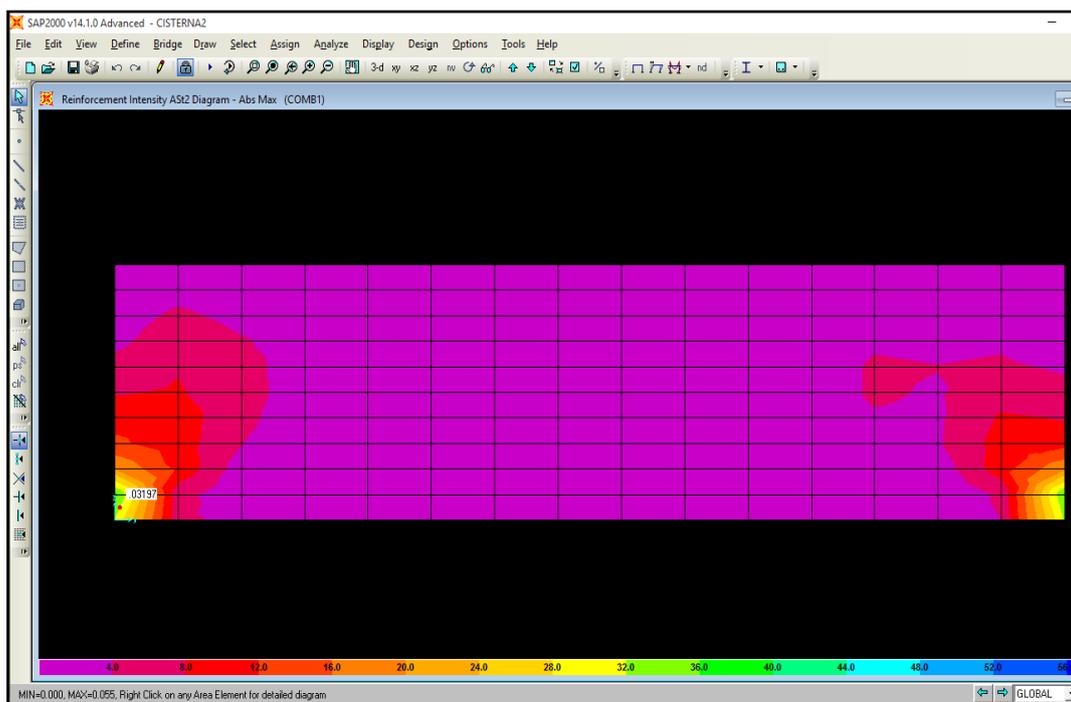


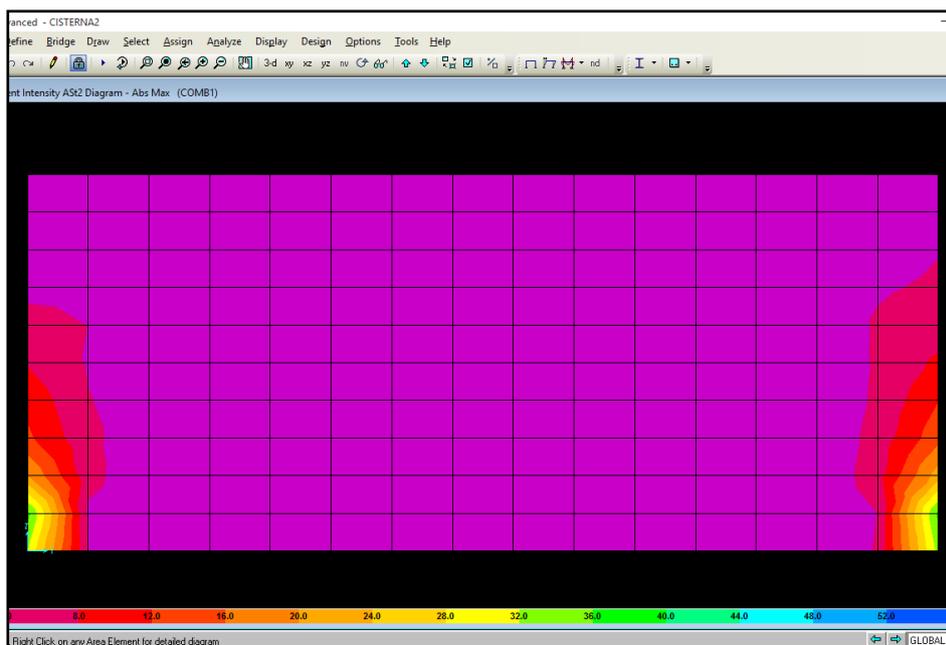
$$Ea = Fa \times Ysuelo \times h \times Ka$$

$$Es/c = Fa \times Ka \times s/c$$

$$Ea=3.45tn; Es/c= 0.15tn$$

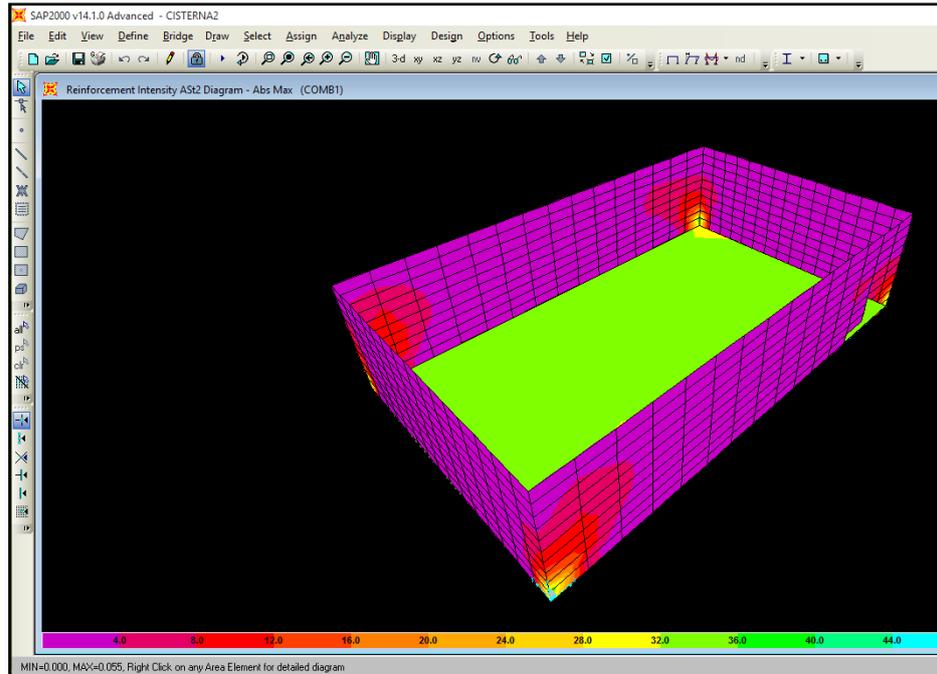
#### Área de Acero Necesaria:





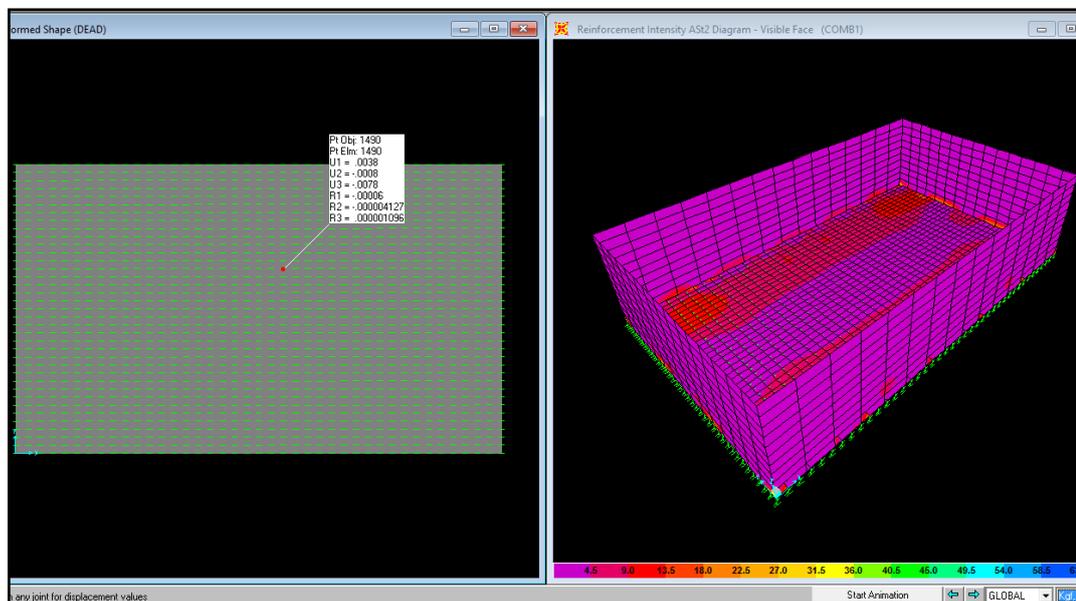
Teniendo en cuenta los análisis obtenidos con el software se puede apreciar el requerimiento de acero de refuerzo en los extremos es mucho mayor al de la pantalla por lo mismo dichas zonas debemos concentrar más acero, en la pantalla la cantidad de acero es mínima por lo cual botamos por una cuantía mínima recomendada en - A.C.I. 318 – 2008 (American Concrete Institute): 0.0025.

El espesor de los muros es de 20CM, con lo cual podemos decir que nuestra distribución de acero será la siguiente: en los extremos acero vertical 6var  $\varnothing 5/8$ " @ 0.15 y en la pantalla  $\varnothing 1/2$ "@0.25 en ambos sentidos.

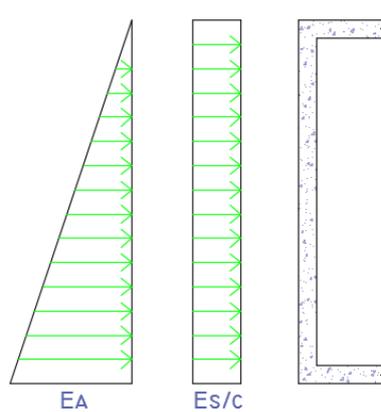


Teniendo en cuenta el peso propio y la carga eventual se revisó la capacidad admisible del suelo, se comparó la capacidad admisible es mayor a la capacidad ultima del terreno:  $0.85\text{kg/cm}^2 > 0.78\text{kg/cm}^2$ .

Se recomienda un mejoramiento de terreno para poder establecer la estructura de la cisterna.



#### 4.1.2.4 CAMARA ROMPE PRESION (5MX2MX1.5M):

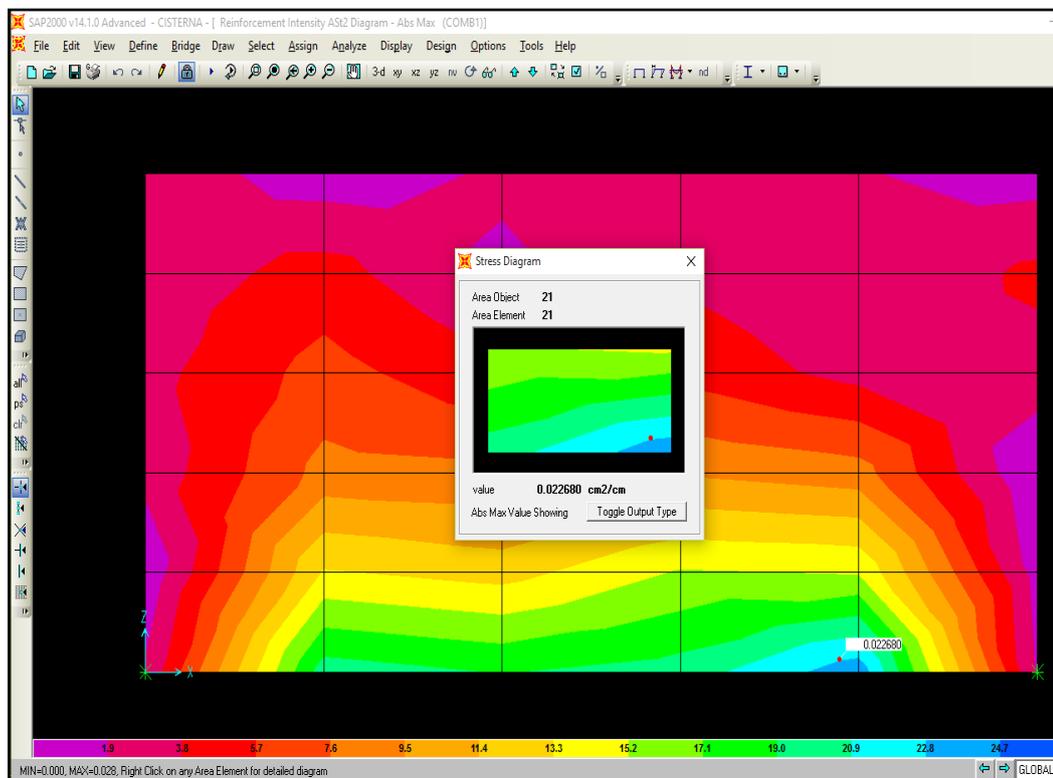


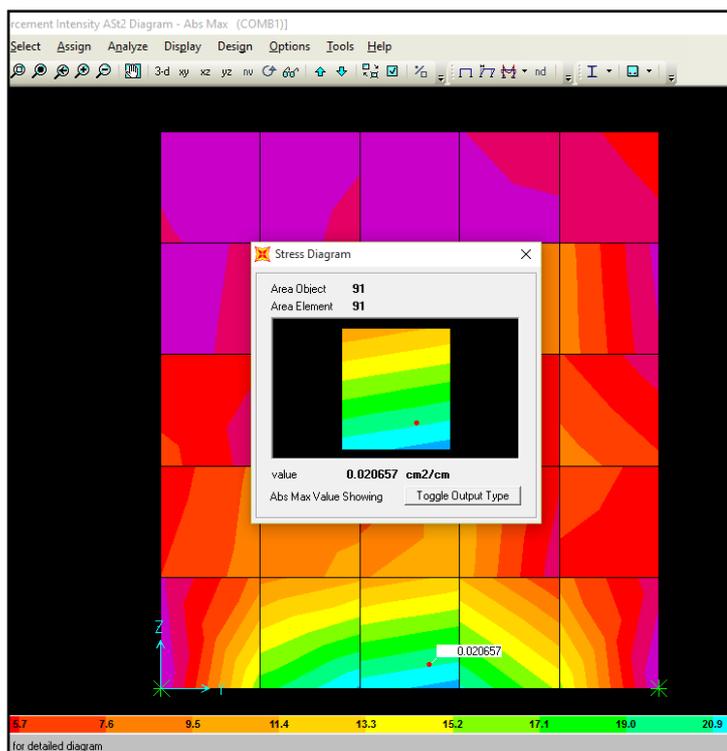
$$Ea = Fa \times Y_{suelo} \times h \times Ka$$

$$Es/c = Fa \times Ka \times s/c$$

$$Ea=2.72tn; Es/c= 0.15tn$$

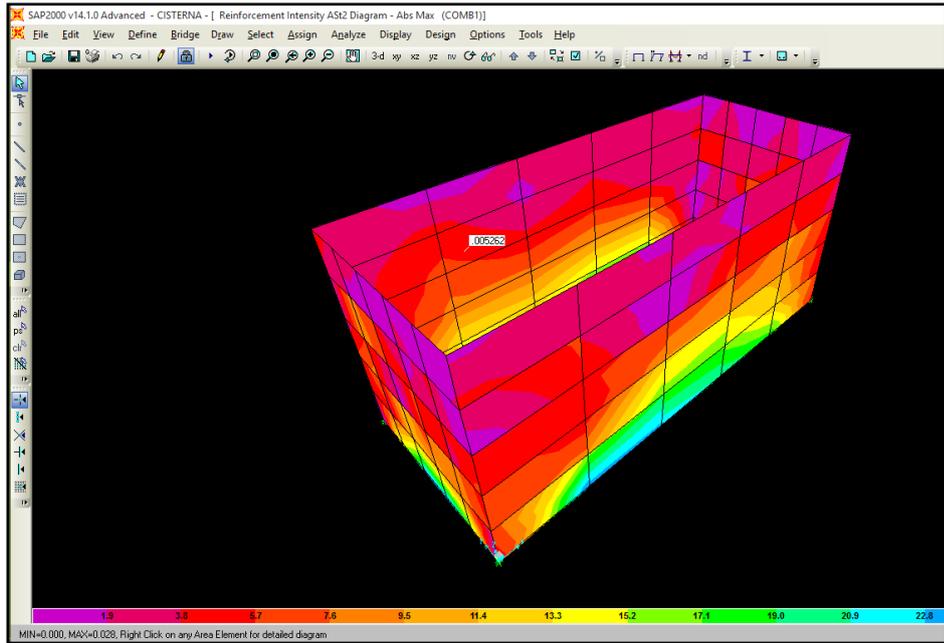
#### Área de Acero Necesaria:



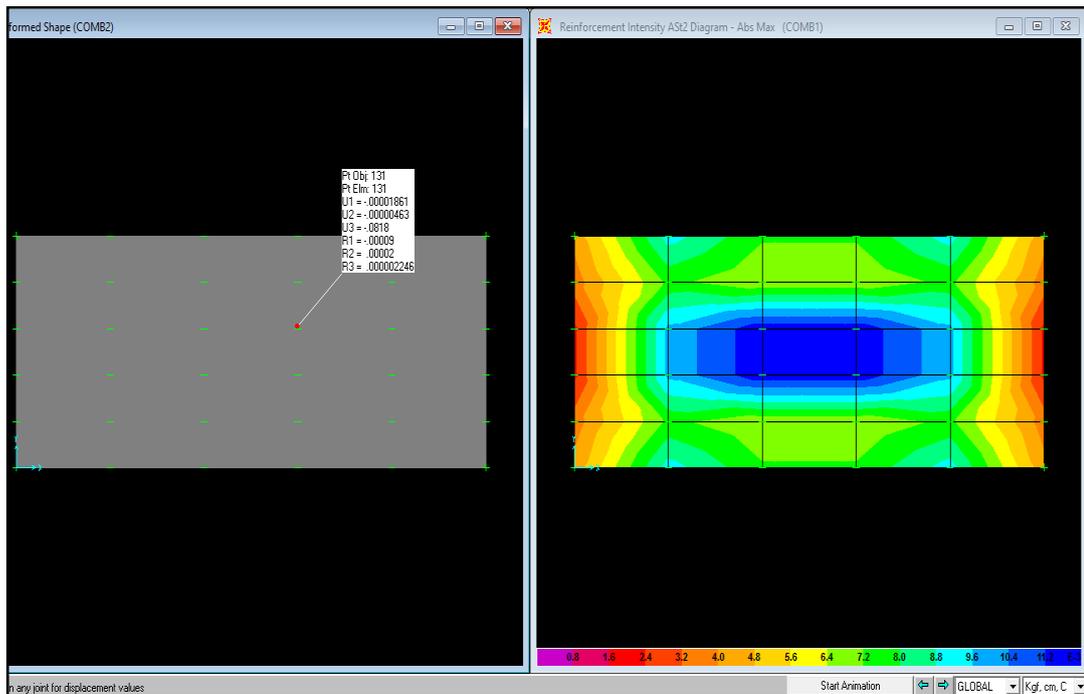


Teniendo en cuenta que la cantidad de acero necesaria es poca, optamos por trabajar con una cuantía mínima recomendada en - A.C.I. 318 – 2008 (American Concrete Institute): 0.0025.

El espesor de las paredes de la cisterna es de 15CM, con lo cual podemos decir que nuestra distribución de acero será la siguiente:  $\varnothing 1/2'' @ 0.25$  en ambos sentidos.



Teniendo en cuenta el peso propio y la carga eventual se revisó la capacidad admisible del suelo, se comparó la capacidad admisible es mayor a la capacidad ultima del terreno:  $0.85\text{kg/cm}^2 > 0.32\text{kg/cm}^2$ .





Habiéndose realizado el Análisis y Diseño Estructural, se interpreta lo siguiente:

- ✓ La propuesta Estructural de los Bloques, cumplen con los requisitos mínimos establecidos por la Norma de Diseño Sismo resistente E060, referidos a desplazamientos máximos y capacidad de resistencia de los elementos.

- ✓ Desarenador:

El espesor de las paredes del desarenador es de 15CM, el cual puede funcionar sin acero de refuerzo. El piso se comporta de la misma manera sin necesidad de acero de refuerzo.

- ✓ Canal:

En la intersección del canal y una vía se tiene las siguientes consideraciones: El espesor de las tapas 20CM (acero  $\frac{1}{2}$ "@0.30 en ambos sentidos), las paredes de 20CM (hacer  $\frac{1}{2}$ " @0.25 en ambos sentidos), y el piso 15CM (acero  $\frac{3}{8}$ " @ 0.25 en ambos sentidos).

En recorrido restante del canal y una vía se tiene las siguientes consideraciones: El espesor de las tapas 15CM (acero  $\frac{3}{8}$ "@0.30 en ambos sentidos), las paredes de 15CM (hacer  $\frac{3}{8}$ " @0.25 en ambos sentidos), y el piso 15CM (acero  $\frac{1}{4}$ " @ 0.25 en ambos sentidos).

- ✓ Cisterna de bombeo con dimensiones 10Mx6Mx2.5M:

El espesor de las paredes de la cisterna es de 20CM, con lo cual podemos decir que nuestra distribución de acero



---

será la siguiente: en los extremos acero vertical 6var  $\text{Ø } 5/8''$

@ 0.15 y en la pantalla  $\text{Ø } 1/2'' @ 0.25$  en ambos sentidos.

El espesor del Piso de Cisterna es 15CM, la distribución de acero será la siguiente:  $\text{Ø } 1/2'' @ 0.25$  en ambos sentidos.

✓ Cámara Rompe Presión 5Mx2Mx1.5M:

El espesor de las paredes de la cisterna es de 15CM, con lo cual podemos decir que nuestra distribución de acero será la siguiente:  $\text{Ø } 1/2'' @ 0.25$  en ambos sentidos.

El espesor del Piso de Cisterna es 15CM, la distribución de acero será la siguiente:  $\text{Ø } 1/2'' @ 0.25$  en ambos sentidos.

Los esfuerzos generados al terreno por las estructuras son inferiores a la capacidad admisible del terreno pero se recomienda por seguridad un mejoramiento de terreno con afirmado



---

# CAPÍTULO V

---

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES



## 5.1. CONCLUSIONES.

- ✓ Se logró encontrar una alternativa de solución al Problema del Dren Ubicado en el Jr. Pachacutec y las Cuadras 4,5 y 6 de la Avenida Aviación en el Distrito De Chimbote, realizando el trazo y diseño de un nuevo dren que llevara las aguas de riego excedentes de Chimbote, hacia el Rio Lacramarca.
- ✓ Se logró ubicar la mejor ruta para el nuevo dren, iniciando en la progresiva KM. 0+000 – 0+700 con canal rectangular de pendiente  $S= 4.4 ‰$ , KM. 0+700 – 1+540 canal rectangular con  $S=1.7‰$ , KM. 1+540-2+500 línea de impulsión y desde el KM. 2+500 – 3+380 nuevamente canal rectangular con  $S=1.72 ‰$ .
- ✓ El diseño del nuevo sistema de drenaje comprende las siguientes estructuras y equipos:
  - Desarenador de concreto armado  $f'c=210\text{kg/cm}^2$ , conformado por la zona de decantación  $L= 5.80$ ,  $A=2.90\text{m}$ ,  $H=1.20\text{m}$ ; Zona de transición  $L= 3.15\text{m}$ , con revestimiento en su interior con impermeabilizante.
  - Construcción 1,540ml de canal rectangular tapado (1.00x0.80m) desde las progresivas km 0+000 – 1+540 con muros y fondo de concreto armado con  $f'c=210\text{kg/cm}^2$ , y cámaras de inspección cada 40m para labores de mantenimiento, junta de dilatación  $E=1'' @4.00\text{m}$ .
  - Caseta de bombeo: Construcción de 01 cisterna 10.00x6.00x2.70m de concreto armado  $f'c=210\text{kg/cm}^2$ ,



con acero de refuerzo doble malla en ambos sentidos  $\Phi 1/2 @ 0.25\text{m}$ , 01 vertederos de ingreso  $1.00 \times 0.80\text{m}$  (canal tapado 2 de mayo), 01 vertedero de salida  $1.00 \times 0.80\text{m}$  hacia el canal existente Av. Perú aguas abajo.

- Equipamiento Hidráulico: Suministro e instalación de 03 electrobombas centrifugas de eje horizontal helicoidal tipo K o Q ya que son bombas especialmente diseñadas para el bombeo de líquidos con sólidos en suspensión y materiales fibrosos en forma inatacable con alta eficiencia; dos de 50 HP y una de 45 HP para bombear los caudales  $Q=175 \text{ Lt/sg}$  y  $Q=150 \text{ Lt/sg}$  respectivamente
- Línea de impulsión en la progresiva km 1+540 – 2+500: 961 ml de Tubería PVC de DN 500 CLASE 5 - PN 5 serie 20 NTP ISO 1452, que impulsara las aguas de riego proveniente de Monte Chimbote, P.J. 02 de Mayo, Av. Perú hacia una cámara rompe presión en la progresiva km 2+500 continuando luego mediante un canal rectangular hasta desembocar en el rio Lacramarca (km 3+380)
- Cámara rompe presión en la progresiva km 2+500 con un ancho de 2 m, largo de 5 m y una altura total de 1.50 m haciendo un volumen total de  $15 \text{ m}^3$ , teniendo en cuenta que el agua excedente debe tener como



---

desemboque final el Rio Lacramarca, se continuara llevando el agua el cual ingresara por rebose a un canal rectangular de dimensiones 1.00x0.80 m teniendo como desemboque final el Rio anteriormente mencionado.

- ✓ Con el trazo del nuevo Dren, la población y transporte de los alrededores del dren ubicado Jr. Pachacutec y las cuadras 4,5 y 6 de la avenida aviación en el distrito de Chimbote ya no se verá afectado por nuevas inundaciones siendo así la población beneficiaria de aproximada de 14,716 habitantes.



---

## 5.2. RECOMENDACIONES.

- ✓ Dentro de un proyecto tan impórtate como lo es éste, se recomienda que para la elaboración de un futuro expediente se pueda ampliar, mejorar y actualizar el los estudios realizados y a la ves emplear equipos de mayor precisión para mejores resultados.
- ✓ Teniendo en cuenta que el sistema propuesto intenta resolver en gran medida el problema de la evacuación de estas aguas residuales excedentes de regadío de Chimbote, se deja claro que el sistema de drenaje actual no debe cerrarse ni clausurarse; por lo contrario se debe usar como un aliviadero.
- ✓ Se recomienda emplear la metodología utilizada para elaborar estudios similares que se realicen en otras regiones del Perú correspondientes a la evacuación de aguas excedentes de riego.
- ✓ Se recomienda que cuando el sistema de drenaje propuesto esté en funcionamiento se realice el mantenimiento periódico, así se asegura la vida útil de los sistemas que la componen. Igualmente se debe efectuar un chequeo periódico de juntas, uniones y conexiones.
- ✓ Para un mejor funcionamiento del sistema de bombeo propuesto se recomienda colocar un sistema de arranque y paro de emergencia a la bomba.



---

---

## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- **Arturo Rocha Felices.** "HIDRAULICA DE TUBERIAS Y CANALES".
- **Administradora Boliviana de Carreteras,** "MANUAL DE HIDROLOGÍA Y DRENAJE". edición -2007
- **Béjar Máximo Villón.** "DISEÑO DE ESTRUCTURAS HIDRAULICAS", Lima-Perú 2005.
- **Goicochea, J.** "EL DRENAJE AGRÍCOLA" Lima - Pe pp 14-20 1998.
- **Guías Para el Diseño de Estaciones de Bombeo de Agua Potable.** "UNATSABAR" Lima 2005
- **Hugo Rojas Rubio,** "MANUAL DEL CURSO DE IRRIGACIÓN", EDICIÓN 2007.
- **Ministerio de Transportes y Comunicaciones,** "MANUALES PARA EL DISEÑO DE CARRETERAS DE BAJO VOLUMEN DE TRÁNSITO". (2008).
- **Simon Arocha Ravelo,** "ABASTECIMIENTOS DE AGUA, TEORIA & DISEÑO". Venezuela 1980.
- **Ven Te Chow, David R. Maidment, Larry W. Mays,** "HIDROLOGÍA APLICADA". MCGRAW HILL INTERAMERICANA S.A, 1994.



# ANEXOS



# **DIAGNÓSTICO DEL DREN UBICADO EN EL JR. PACHACUTEC Y LAS CUADRAS 4, 5 Y 6 DE LA AV. AVIACIÓN**

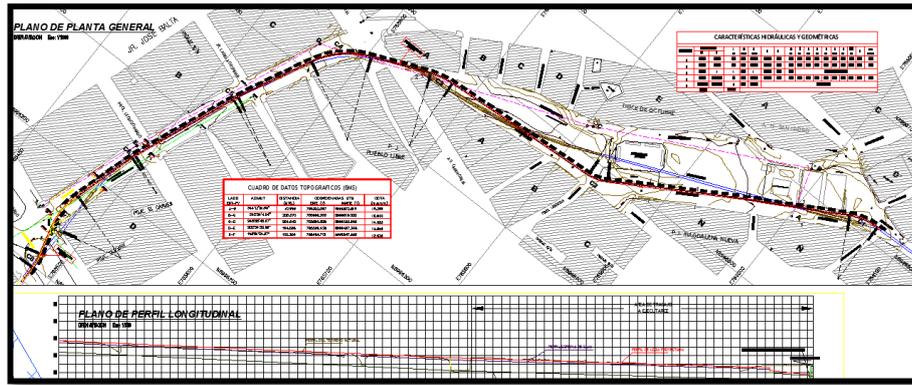


---

## DIAGNOSTICO DEL DREN UBICADO EN EL JR. PACHACUTEC Y LAS CUADRAS 4, 5 Y 6 DE LA AVENIDA AVIACION

El Dren Aviación, es uno de los principales drenes que cruza la localidad de Chimbote, con el transcurso de los años su caudal se ha incrementado debido a al crecimiento de las áreas de cultivo de arroz, bajando así su eficiencia de riego, y esto se agrava, porque al cruzar el mercado 2 de mayo, funciona como desagüe, donde botan basura y otros materiales sólidos que obstruyen el normal flujo del dren, empeorando su conducción normal y desbordes que se producen continuamente afectando a los pobladores y el tránsito vehicular. Por las razones anteriormente expuestas y con la finalidad de detener el avance de la salinidad de los suelos y mejorar las condiciones físicas de las viviendas se propone un trazo adicional.

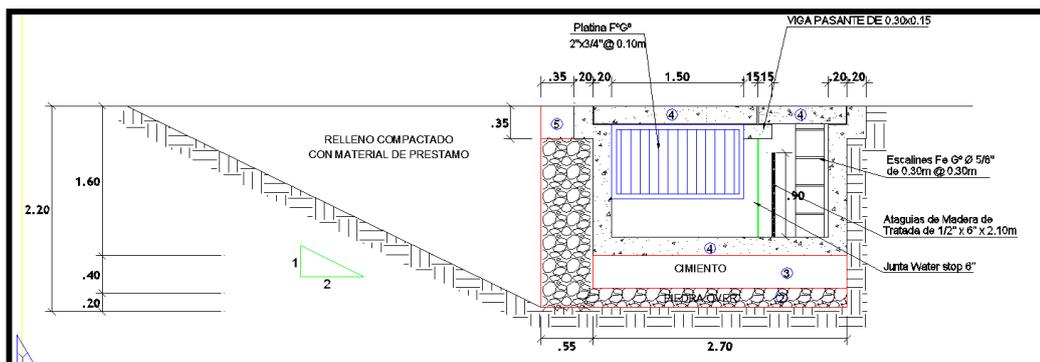
A pesar de que actualmente se ha mejorado el Dren que termina en la Av. Aviación este no ha solucionado el problema, dado que el sistema actual no posee una pendiente apropiada a pesar que los planos del proyecto si se indican las pendientes mínimas en cada tramo, provocando colmatación de arena y otros residuos; esto debido a que aguas arriba el canal es abierto por lo que está expuesto a la acumulación de basura y diversos desperdicios, por ello los pobladores de toda la avenida Aviación y alrededores siguen sufriendo los problemas del inadecuado sistema de drenaje.



“Vista en planta y perfil del dren de la Avenida Aviación”

Otro problema que presenta el no evacuar las aguas residuales producto del riego es las altas infiltraciones que han elevado el nivel freático de las viviendas, ocasionando continuamente problemas de enfermedades respiratorias y presencia de insectos vectores de enfermedades; otro problema grave es que los colapsos de este dren afectan al sistema vial (Av. Pardo y Meiggs), afectando el tránsito de vehículos pesados que circulan por esta avenida con dirección a la Panamericana Norte.

El proyecto del mejoramiento del dren de aviación contemplaba la colocación de rejillas para la limpieza del mismo, se ha comprobado que no existen rejillas en ningún tramo del dren por lo que los sólidos se acumulaban en la intersección de las avenidas Pardo y Aviación provocando así el desborde y las inundaciones en las zonas aledañas.



“Expediente técnico muestra colocación de rejillas para limpieza”



*“Dren inundado producto de atoros en la intersección de Av. Pardo y Av. Aviación producto de falta de rejillas”*

El dren de aviación no cuenta con una estructura de protección al final de su recorrido, por lo cual al subir el nivel de la marea provoca una obstrucción impidiendo que el dren descargue libremente, esto sumado a los sólidos sedimentados en dicha zona reducen el área hidráulica de diseño, conllevando a que el tirante de agua suba en la caja del mismo progresivamente hasta alcanzar el nivel de desborde.



*“Descarga directa hacia el mar del Dren de Aviación”*



*“Por el incremento de la marea este Dren siempre colapsa”*

Con la realización de la presente tesis titulada: “Alternativa de Solución al Problema del Dren Ubicado en el Jr. Pachacutec y las Cuadras 4,5 y 6 de la Avenida Aviación en el Distrito De Chimbote”, se intenta resolver en gran medida el problema de la evacuación de las aguas residuales provenientes del riego de las parcelas agrícolas, aunque este sistema propone una solución óptima, se deja claro que el sistema de drenaje actual no debe cerrarse ni clausurarse; por lo contrario se debe usar como un aliviadero.

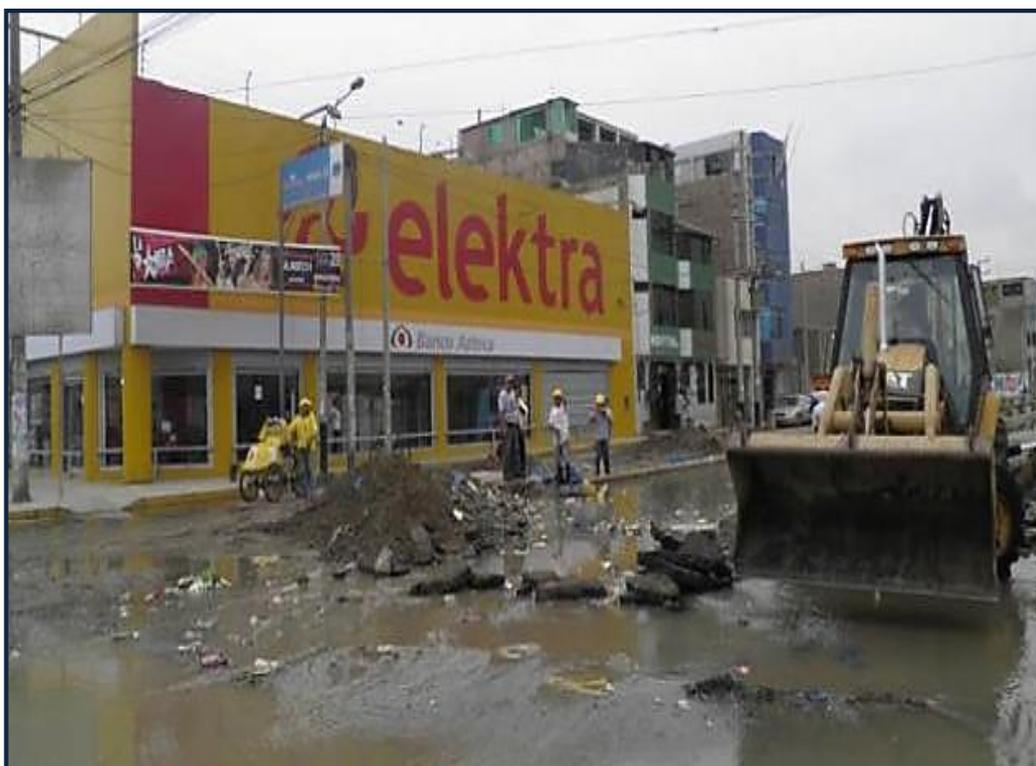


# PANEL FOTOGRAFICO

## PANEL FOTOGRÁFICO



**Foto 01:** Inundación producida por el colapso del dren ubicado en la intersección de la av. aviación y av. Pardo de Chimbote



**Foto 02:** Eliminación de trozos de pavimento erosionados por el agua desbordada, con ayuda de un cargador frontal



**Foto 03:** Tránsito vehicular perjudicado debido al desborde de agua producido por los atoros en el Dren de aviación Chimbote.



**Foto 04:** Camioneta cayó al dren de la av. Aviación al no percatarse de que este fue abierto para su mantenimiento (consecuencias del mal diseño del dren)



**Foto 05:** Tapado y relleno de zanja del dren de aviación en el año 2014, del cual no se levantaron observaciones hechas por el CIP y que sigue funcionando de manera deficiente hasta la fecha, año 2015.



**Foto 06:** Basura que ha sido retirada del dren el mismo que viene de la parte alta principalmente de dos de mayo.



**Foto 07:** Inicio del nuevo Dren proyectado el cual evacuara las aguas hacia el rio Lacramarca-progresiva 0+000



**Foto 08:** Levantamiento topográfico realizado con GPS eTrex® 10 Garmin -progresiva 0+000



**Foto 09:** Tomando medidas de la sección del canal de inicio donde se colocara el desarenador -progresiva 0+000



**Foto 10:** Tomando cota de borde de canal revestido aguas abajo progresiva 0+480



**Foto 11:** Sección de canal discontinuo debido a la falta de revestimiento y sedimentación de las arenas



**Foto 12** En Ciertos tramos de canal los sedimentos reducen la altura del canal hasta más de un 50 %



**Foto 13:** Canal natural después de haber sido limpiado por los mismos agricultores, 1.50 m de ancho



**Foto 14:** Tomando lectura de cota de borde de canal natural con GPS eTrex® 10 Garmin



**Foto 15:** Empalme de canal rectangular tapado con canal natural sedimentado y colmatado



**Foto 16:** Canal revestido de sección transversal rectangular de 1.50x0.60 m – progresiva 0+560



**Foto 17:** Mercado Psj. 2 de mayo por donde pasara el nuevo dren



**Foto 18:** Hallando cota de terreno en Mercado Psj. 2 de mayo con ayuda del GPS eTrex® 10



**Foto 19:** canal rectangular tapado en la Av. Perú



**Foto 20:** Llegada de canal natural hacia canal rectangular de la Av. Perú donde se colocara la caseta de bombeo



**Foto 21:** Canal natural con vegetación presente en la Av. Perú



**Foto 22:** hito del Ministerio de Agricultura y Riego



**Foto 23:** Intersección del Río Lacramarca y av. Perú donde desembocara el agua de riego excedente



**Foto 24:** Estado actual del Río lacramarca el cual se encuentra colmatado de vegetación –punto final del proyecto



# **ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS**



---

## MECÁNICA DE SUELOS

Nota: El presente estudio que a continuación se presenta tiene como fuente al proyecto realizado por la Municipalidad Provincial del Santa, el cual se muestra a continuación.

**Proyecto: "Mejoramiento de Dren comprendido entre los sectores del AA.HH. Santo Domingo, P.J. 02 de Mayo, Av Peru al Rio Lacramarca, Distrito de Chimbote-Provincia de Santa-Ancash"**

### 1.00 Objetivos y Alcances

Los Estudios de Mecánica de Suelos tienen por objetivo establecer las características geotécnicas del suelo de la zona del proyecto; es decir, la estratigrafía, la identificación de las propiedades físicas y mecánicas de los suelos para el diseño de cimentaciones de todas las estructuras que componen el proyecto.

Dentro de los alcances el estudio, se ha considerado; aspectos geográficos, geología, geología local, geomorfología, hidrogeología, exploración de campo y ensayos de laboratorio y comprende las zonas de ubicación de las principales estructuras.

### 2.00 Aspectos Geográficos

#### Área

El Distrito de Chimbote tiene una superficie de 1,467Km<sup>2</sup> y una densidad poblacional de 147.11hab/Km<sup>2</sup>.

#### Clima

De acuerdo al mapa climático podemos establecer que el clima en el área es clasificado como Árido sin precipitaciones, la información climatológica es obtenida de las Estación Meteorológica del Santa, que es la más representativa en la zona del Proyecto, donde se obtuvo los



siguientes datos, considerando una serie histórica de 6 y 5 años respectivamente (1955-1961):

La precipitación mensual promedio anual histórica registrada es 2.10 mm/mes, mientras que la precipitación máxima mensual promedio anual histórica registrada es 2.7 mm/mes y la mínima es 0.03 mm/mes.

La temperatura media mensual promedio histórica es 22.3°C, la máxima es 26.30 °C y la mínima es 18.4 °C.

La humedad relativa mensual promedio anual histórica del aire es 76%, mientras que la humedad relativa mensual mínima anual histórica es 69% y la máxima es 83%.

La evaporación mensual del Tanque A promedio anual histórica es 2.68mm/día, la evaporación mensual máxima promedio anual histórica es 6.53mm/mes y la mínima es 3.89mm/mes.

La velocidad del viento media mensual promedio anual histórica es 5.41m/s, la velocidad del viento máxima mensual promedio anual histórica es 6.47m/s y la mínima registrada es 4.36m/s.

Las horas de sol media diaria mensual promedio anual histórica es 6.19 horas, las horas de sol media diaria mensual mínima promedio anual histórica es 4.70 horas y la máxima es 8.40 horas.

### **3.00 Geología**

La estructura geológica del valle Santa, donde se ubica el distrito de Chimbote, es un tanto homogénea, controlado por el basamento del gran batolítico andino, sobre el cual se encuentran las rocas volcánicas, sedimentarias y los depósitos aluviales y eólicos, formado y emplazados durante el Jurásico Superior, Cretáceo, Terciario y Cuaternario.

Las formaciones geológicas existentes son: La formación Casma, compuesta por rocas volcánicas de composición andesítica, con intercalaciones de rocas sedimentarias de lutitas calcáreas, areniscas, cuarcitas blancas y calizas recristalizadas las mismas corresponden a la edad del Jurásico Superior y Cretacio Inferior; los afloramientos de estas rocas se encuentran formando las cadenas de cerros litorales. El batolito andino, es un complejo de rocas intrusivas plutónicas, compuestas por granitos, granodioritas, dioritas, tonalitas, entre otras. El batolito se



emplazó durante el cretáceo superior y terciario. El basamento granítico en todo el ámbito es importante en el aspecto hidrogeológico, porque controla los flujos hidrogeológicos verticales a manera de una capa impermeable, por lo que los acuíferos son superficiales.

Los depósitos aluviales y fluviales son depósitos formados por la acumulación fluvial formando las terrazas y suelos del valle Casma; así como, los depósitos fluvio-aluviales de las planicies costeras y quebradas secas. Están compuestos por arenas, gravas, cantos rodados y bloques. Depósitos eólicos, existen en las zonas Inter-fluviales entre los valles Nepeña y Casma. El proceso eólico se inicia en las playas de Casma donde el mar deposita las arenas durante las mareas altas. Seguidamente los vientos alisios transportan las arenas introduciéndolas en el continente, formando campos de arena extensos.

### 3.1 Geología Local

La geomorfología de los valles se caracteriza por presentar una superficie topográfica plana acolinada, circundada por cerros que alcanzan los 400 metros de altitud, cubierta en gran parte por depósitos eólicos. Los cuales se detallan a continuación:

**Valle Santa-Lacramarca**, de acuerdo a las evaluaciones realizadas en el valle costero del Santa-Lacramarca, presenta las siguientes unidades geomorfológicas o fisiográficas, valles aluviales, planicies, colinas.

**Valles aluviales**, en la porción de espacio alargado, intercalada entre dos zonas más altas, y que tiene como eje un curso de agua. Esta porción está constituida por sedimentos fluviales del cuaternario, que han sido transportados por los ríos Santa y Lacramarca. Comprende las siguientes sub-unidades:

**Vega o lecho del río**, es la porción de espacio más baja del valle, forma generalmente un cajón poco profundo, alargado, estrecho, bordeando ambos márgenes del curso de agua. Es el área por donde discurre los ríos Santa y Lacramarca.

Playones y bancos de arena, conformada por los complejos de orillares y cauces abandonados por el río, donde los complejos de orillares



vienen a ser barras paralelas de forma semi-lunar ubicadas en la parte convexa de un meandro, conformadas de sedimentos finos.

**Llanura aluvial**, esta unidad es una superficie predominantemente plana constituida por los aportes de un curso de agua normalmente adyacente a la Vega. Está formado por subunidades diferenciadas por la pendiente, planos o casi a nivel y los ligeramente inclinados. Estudios actuales señalan a esta unidad la presencia de mal drenaje por efecto del uso inadecuado del agua de riego.

**Terrazas**, es un tipo de relieve plano, resultado de dos fases morfogénicas sucesivas; una de acumulación que incluye la deposición de material grueso y fino, y una segunda fase de entalle fluvial o marino. Las unidades que se ubican en la zona son: Terrazas bajas inundables, localizadas en San Carmen. Terrazas bajas inundables, ubicadas en el Sector del Pacae y Rinconada; y Terrazas bajas con mal drenaje, localizadas en la Huaca, Tambo Real y Vinzos.

**Abanicos aluviales**, esta unidad está formada por depósitos delgados de material aluvial, bajo la cual se encuentran cantos rodados de diferente litología, tamaño y forma. Estos depósitos aluviales han sido acarreados por la quebrada de Lacramarca y aledañas.

**Planicies o llanuras**, en la zona se ubican grandes superficies de planicies coluvio-aluviales y eólicas, constituidos predominantemente por material detrítico anguloso en el primer caso, poseído cerca de las Colinas, áreas montañosas o laderas, y de material arenáceo depositado en laderas y colinas bajas por transporte eólico reciente. Las subunidades más notorias son las siguientes:

#### **4.00 Geomorfología**

El aspecto geomorfológico de la zona pertenece a la Región Costa, con formas y relieves característicos de Planicies, específicamente como Valles y Llanuras Irrigadas.

#### **5.00 Hidrogeología**

Características del Acuífero, según los estudios de la ONERN (1972), el acuífero del valle Santa abarca 108.2 Km<sup>2</sup>, en su parte alta tiene secciones transversales angostas hasta el lugar llamado Huacacorral,



donde empieza a ensancharse progresivamente hasta alcanzar un ancho de 8 Km., estando limitado lateralmente por rocas volcánicas y estimándose que la profundidad del estrato rocoso supera los 90 m. El acuífero está formado por los aluviones cuaternarios transportados por el río Santa, que están constituidos por cantos rodados, gravas redondeadas, arenas, arcillas y limos.

La recarga del acuífero está constituido por la infiltración desde el lecho del río Santa, los canales de riego sin revestir, y la percolación de las láminas de sobreriego y en menor proporción por el escurrimiento subterráneo proveniente de la parte alta del valle Lacramarca.

En el valle Lacramarca el acuífero es bastante irregular, el sustrato rocoso y los cerros existentes en la zona constituyen los límites inferior y laterales del acuífero. Se estima profundidades variables para el sustrato, habiéndose encontrado a 102 m en el Barrio 27 de Octubre. El relleno cuaternario de rocas sedimentarias que constituye el reservorio acuífero está formado por arenas, gravas, cantos rodados y arcillas; observándose la presencia de conchuelas en las proximidades del mar. La recarga del acuífero está constituida por las infiltraciones del agua de lluvia en la parte alta, los canales de riego sin revestir y la percolación de la lámina de riego aplicada a los cultivos.

A la fecha no se ha realizado un estudio detallado de las reservas del Agua Subterráneo sin embargo, el INAF (1982) en el estudio hidrológico de los valles de Santa y Lacramarca estiman que en el acuífero del Santa existirá reserva potencial de 515 MMC por consiguiente la reserva explotable considerando un 15% de las reservas totales sería del orden de 25.8 MMC. El Proyecto Especial REHATI (1982), estima las reservas del acuífero de Lacramarca en 621 MMC, abarcando Lacramarca bajo entre litoral y Santa Clemencia y Lacramarca alto, desde Santa Clemencia hasta Monte Sarumo y Cascajal. Las reservas explotables considerando una variación anual del nivel freático de 4 a 2.5 m, se estiman en 53 MMC. En cuanto al sector en estudio, el nivel freático varía de 1.80 m a 2.20 m.



**Características de los Suelos**, se cuenta con la información de los estudios de suelos con fines de drenaje elaborados para los fines de los diseños definitivos que hasta la fecha se han construido en el ámbito del Proyecto Especial Chinecas.

Según este Estudio, sobre el área de 2,225.46 Ha ya existían salinizadas o en peligro de salinizarse a falta de un sistema de drenaje adecuado un total de 486.12 Ha. El estudio consideró básicamente el conocimiento del Solum y Subsolum que en realidad corresponde al estudio de suelo y subsuelo con fines de drenaje, cuyos criterios de clasificación suelos según características hidrodinámicas y textura se presentan en el Anexo Nº 01: Estudio de Suelos. Por otro lado, en el mismo estudio se determinó que el solum viene a ser la capa comprendida entre la superficie del suelo hasta 1.50 m de profundidad y el subsolum la capa comprendida desde 1.50 m. hacia abajo, por lo menos hasta 3 m. de profundidad.

**Salinidad de los Suelos**, de acuerdo a las muestras obtenidas, en la avenida Aviación con fines de determinar la salinidad, estos arrojaron una conductividad eléctrica de 13.6 y 18.3mmhos/cm., y de acuerdo a la tabla de salinidad pertenecen a las clases III y IV, mostrando claramente la presencia de sales en forma de a floración de costras o manchas salinas que conllevan a problemas de drenaje y salinidad.

**Profundidad del Nivel Freático**, Con respecto a los ascensos del nivel del agua en la zona entre 1.80 – 2.20m.

#### **6.00 Investigaciones de Campo**

Los trabajos de exploración de Campo se realizó mediante la excavación de calicatas hasta una profundidad de 3.50 m, la ubicación de calicatas, se ha determinado dentro del área de estudio, está conformado por arenas mal graduadas en estado suelto con presencia de nivel freático a una profundidad de 1.80m a 2.20m.

#### **7.00 Alternativa de Cimentación**

- La alternativa de Cimentación recomendada para caseta de impulsión es con una platea de cimentación a la profundidad de 1.50 m, realizando un

mejoramiento del suelo de cimentación por debajo de esta cota, conformado por una capa de 1.50mts

-1.00mt de piedra grande tam. max 12”

- 0.30mt de piedra grande tam. max 12”

- 0.20mt de grava de tam. Max 2” a 4”

- Para la estructura de canal de concreto se deberá considerar una base de afirmado de E= 0.20m compactado al 100% de su máxima densidad seca del Proctor estándar modificado.
- Para el colocado de tubería se deberá considerar una cama de grava 1/2” de 0.50m de espesor.

#### REGISTRO FOTOGRAFICO







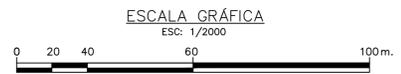




# PLANOS



PLANTA GENERAL



SIMBOLOGIA	DESCRIPCION
	NORTE MAGNETICO
	NIVEL SOBRE EL NIVEL DEL MAR
	EJE DE CANAL PROYECTADO
	VIVIENDA
	PUNTO DE POLIGONAL PRIMARIA
	TOMA DIRECTAS
	CURVAS DE NIVEL
	CANAL DE C* EXISTENTE AV. PERU
	VEREDAS EXISTENTE AV. PERU
	NUMERO DE CURVAS

UNIVERSIDAD:  
**"UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA"**

Región: **ANCASH**  
Departamento: **ANCASH**  
Distrito: **CHIMBOTE**

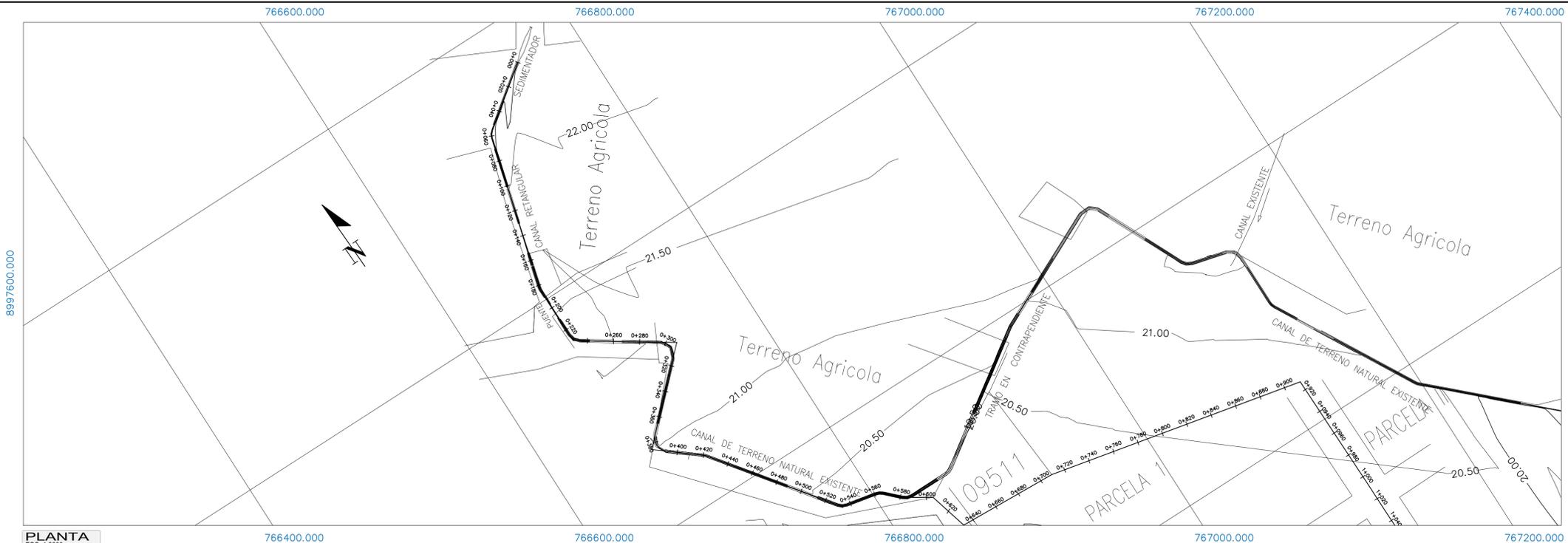
TESIS:  
"ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN AL PROBLEMA DELDREN UBICADO EN EL JR. PACHACUTEC Y LAS CUADRAS 4, 5 Y 6 DE LA AV. AVIACIÓN EN EL DISTRITO DE CHIMBOTE"

PLANO :  
**PLANTA GENERAL**

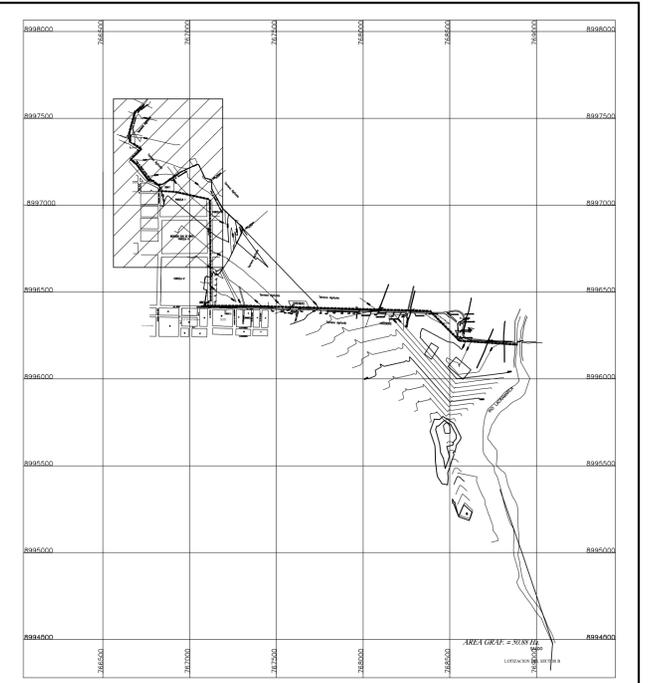
BACHILLERES:  
Bach. PORTELLA CORDIGLIA CÉSAR EDUARDO  
Bach. VÁSQUEZ HERNÁNDEZ LUIS ORLANDO

ESCALA :  
1 / 100  
FECHA :  
SEPTIEMBRE -2015

PLANO N°  
**PG - 01**

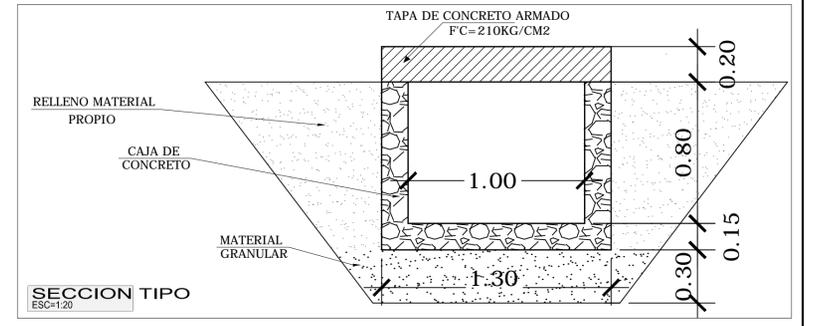
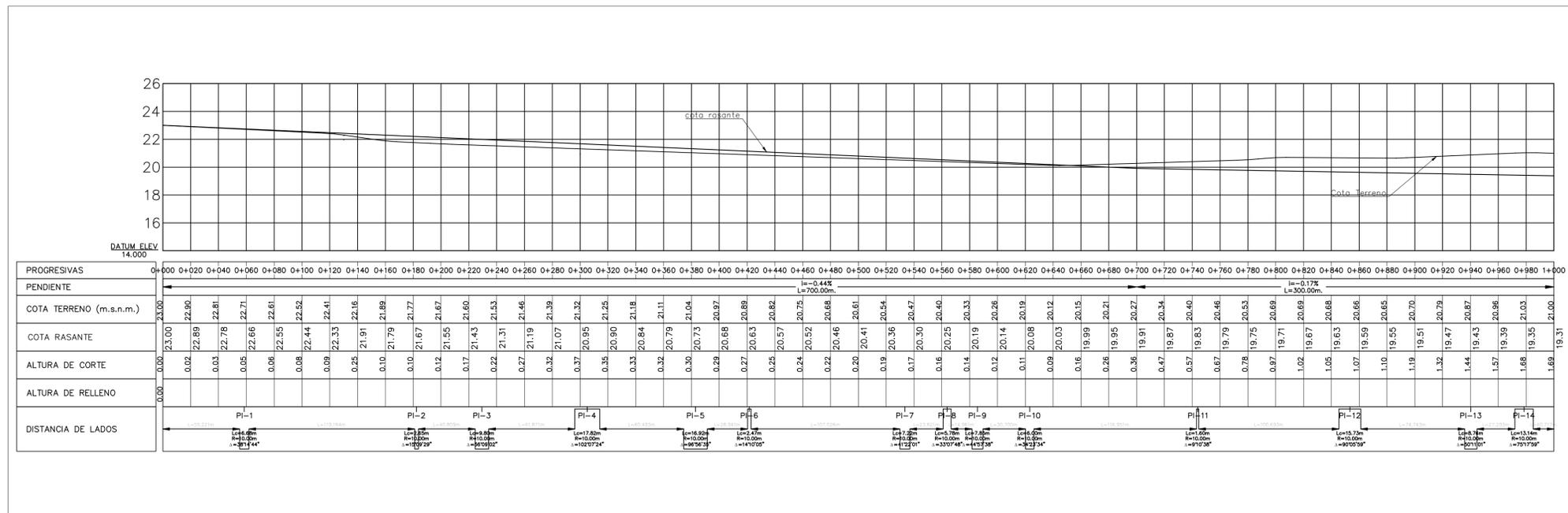


**PLANTA**  
ESCALA=1:2000



**LOCALIZACIÓN**  
ESCALA=200,000

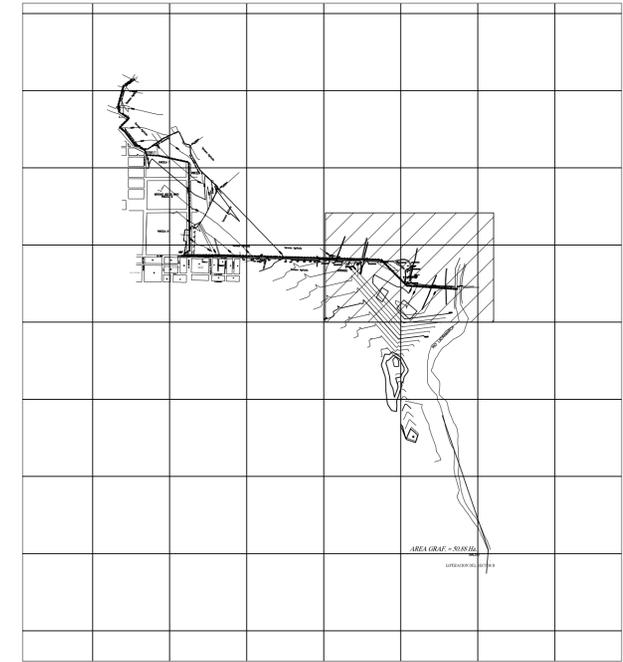
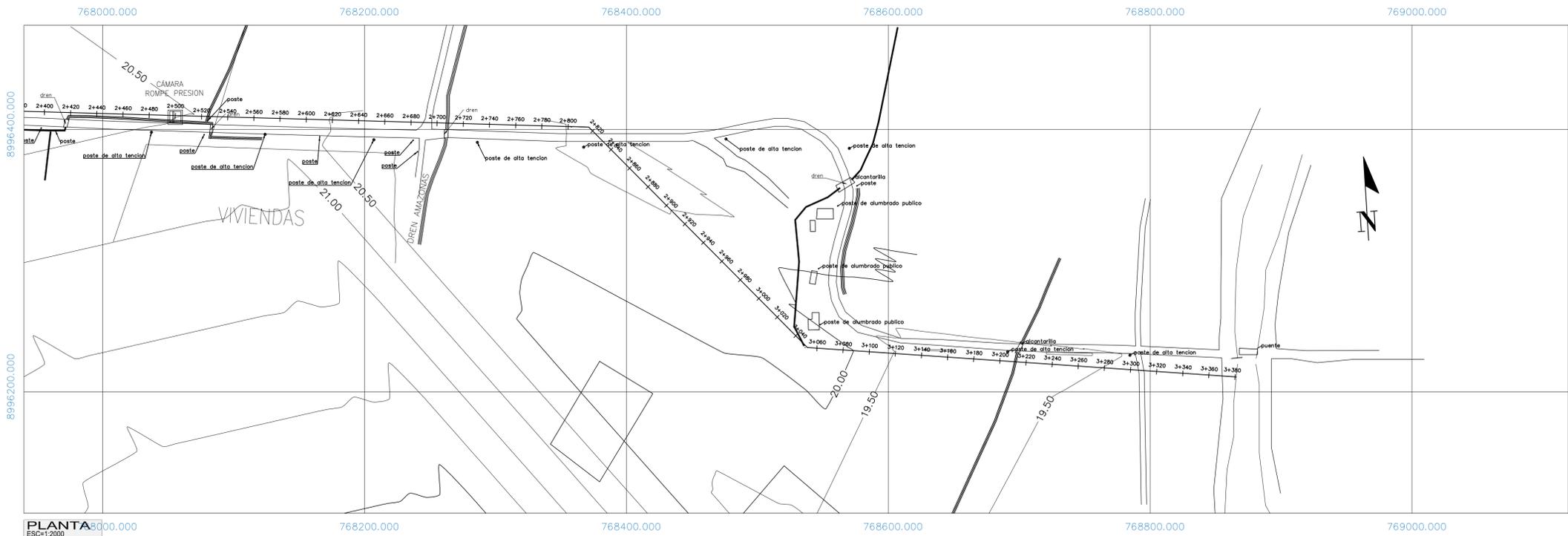
SIMBOLOGIA	DESCRIPCION
	NORTE MAGNETICO
	NIVEL SOBRE EL NIVEL DEL MAR
	EJE DE CANAL PROYECTADO
	VIVIENDA
	PUNTO DE POLIGONAL PRIMARIA
	TOMA DIRECTAS
	CURVAS DE NIVEL
	KILOMETRAJE
	NUMERO DE CURVAS



- ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**
- Revestimiento de canal con concreto simple  $f_c = 175 \text{ kg/cm}^2$ ,  $e = 0.075 \text{ m}$  en piso y taludes;  $e = 0.15 \text{ m}$  en la corona.
  - Curado con aditivo químico.
  - Usar cemento Portland Tipo I, si durante la ejecución de la obra se identifique terrenos con contenidos de sales y sulfatos, se modificará el tipo de cemento.
  - Se utilizará cerchas de madera como guía para enrasar el revestimiento para el espesor determinado de la sección.
  - Junta de dilatación cada 3.00m al espesor de la cercha (1") sellado con material asfáltico; asfalto - arena 1:3
  - Perfilado, refino y relleno compactado caja de canal con equipo.
- NOTAS:**
- El trazo de canal proyectado sigue el eje del canal actual.
  - El ejecutor, previo a la ejecución de los trabajos, deberá levantar las secciones transversales, las cuales deberán ser aprobadas por el Supervisor de la obra, las mismas que servirán para el metro de la obra.
  - Cualquier modificación del diseño, se ejecutará según las condiciones de campo, previo acuerdo entre la Supervisión y el ejecutor, con la aprobación del Proyectista y Entidad.
  - Antes del vaciado del concreto para el revestimiento del canal, el terreno debe haber sido compactado.
  - Las medidas están en metros.

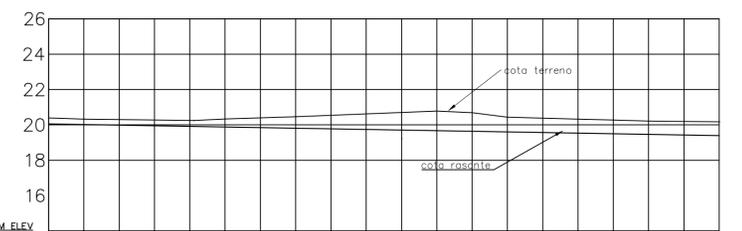
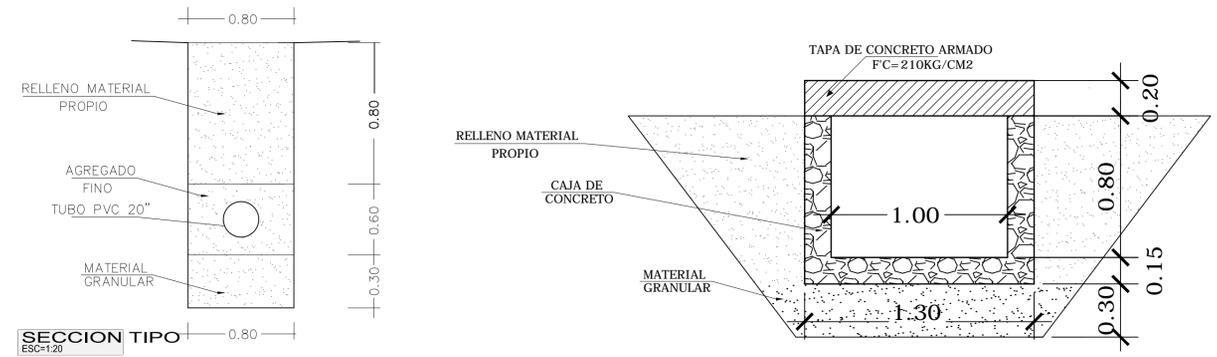






PLANTA  
ESC=1:2000

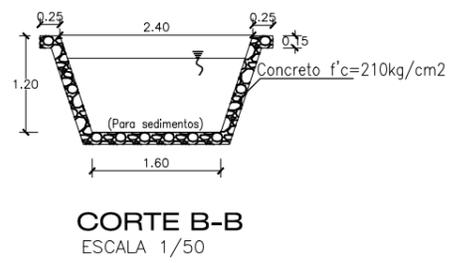
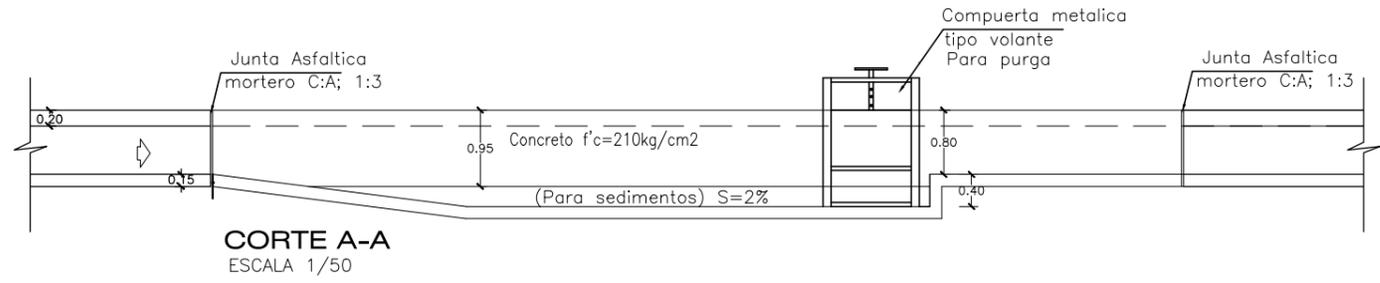
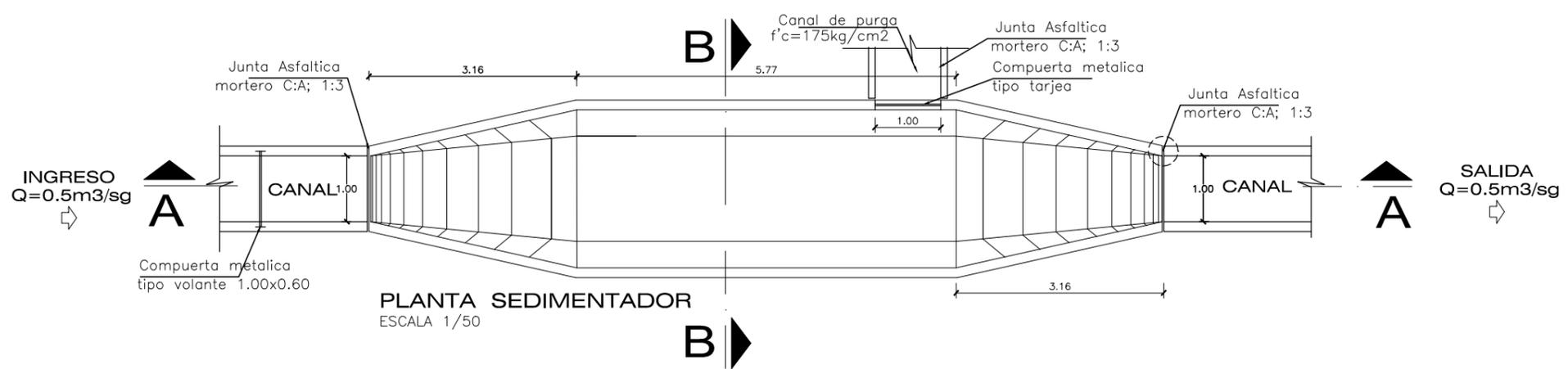
LOCALIZACIÓN  
ESC=200,000



PROGRESIVAS	3+000	3+020	3+040	3+060	3+080	3+100	3+120	3+140	3+160	3+180	3+200	3+220	3+240	3+260	3+280	3+300	3+320	3+340	3+360	3+380	
PENDIENTE	$i = 0.172\%$ $L = 380.00m$																				
COTA TERRENO (m.s.n.m.)	20.39	20.33	20.30	20.28	20.26	20.34	20.40	20.46	20.54	20.62	20.70	20.79	20.69	20.44	20.38	20.33	20.27	20.21	20.20	20.18	
COTA RASANTE	19.11	19.12	19.13	19.14	19.15	19.16	19.17	19.18	19.19	19.20	19.21	19.15	19.09	19.01	18.94	18.87	18.80	18.73	18.66	18.59	
ALTURA DE CORTE	1.28	1.21	1.18	1.14	1.11	1.18	1.23	1.28	1.35	1.42	1.49	1.64	1.62	1.43	1.45	1.46	1.47	1.48	1.54	1.59	
ALTURA DE RELLENO	-																				
DISTANCIA DE LADOS	$L = 162.26m$										$Pi = 30$					$L = 208.81m$					

SIMBOLOGIA	DESCRIPCION
	NORTE MAGNETICO
	NIVEL SOBRE EL NIVEL DEL MAR
	EJE DE CANAL PROYECTADO
	VIVIENDA
	PUNTO DE POLIGONO PRIMARIA
	TOMA DIRECTAS
	CURVAS DE NIVEL
	KILOMETRAJE
	NUMERO DE CURVAS

- ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**
- Revestimiento de canal con concreto simple  $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$ ,  $e = 0.075m$  en piso y taludes;  $e = 0.15m$  en la corona.
  - Curado con aditivo químico.
  - Usar cemento Portland Tipo I, si durante la ejecución de la obra se identifique terrenos con contenidos de sales y sulfatos, se modificará el tipo de cemento.
  - Se utilizará cerchas de madera como guía para enrasar el revestimiento para el espesor determinado de la sección.
  - Junta de dilatación cada 3.00m al espesor de la cercha (1") sellado con material asfáltico; asfalto - arena 1:3
  - Perillado, retine y relleno compactado caja de canal con equipo.
- NOTAS:**
- El trazo de canal proyectado sigue el eje del canal actual.
  - El ejecutor, previo a la ejecución de los trabajos, deberá levantar las secciones transversales, las cuales deberán ser aprobadas por el Supervisor de la obra, las mismas que servirán para el metrado de la obra.
  - Cualquier modificación del diseño, se ejecutará según las condiciones de campo, previo acuerdo entre la Supervisión y el ejecutor, con la aprobación del Proyectista y Entidad.
  - Antes del vaciado del concreto para el revestimiento del canal, el terreno debe haber sido compactado.
  - Las medidas están en metros.



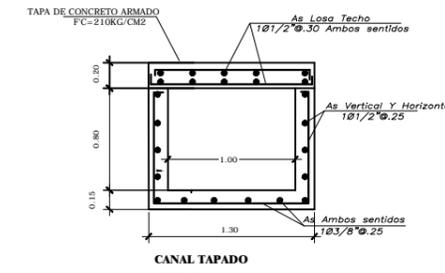
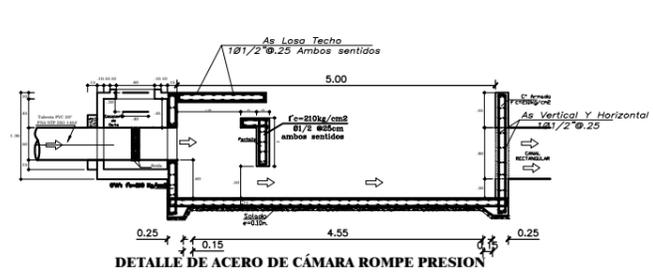
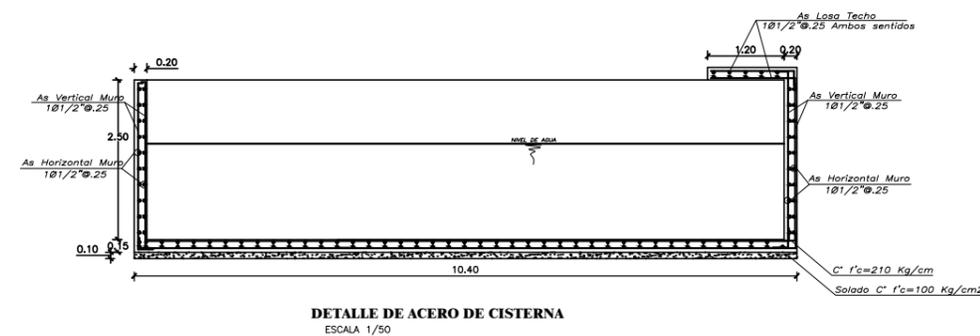
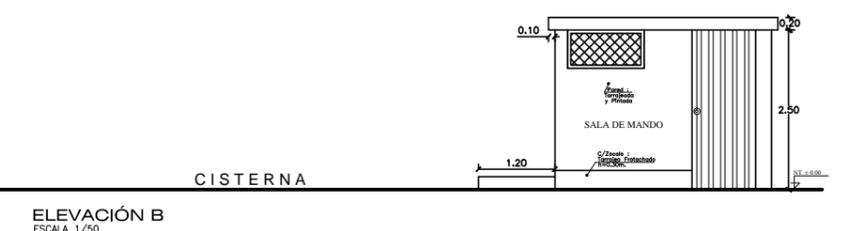
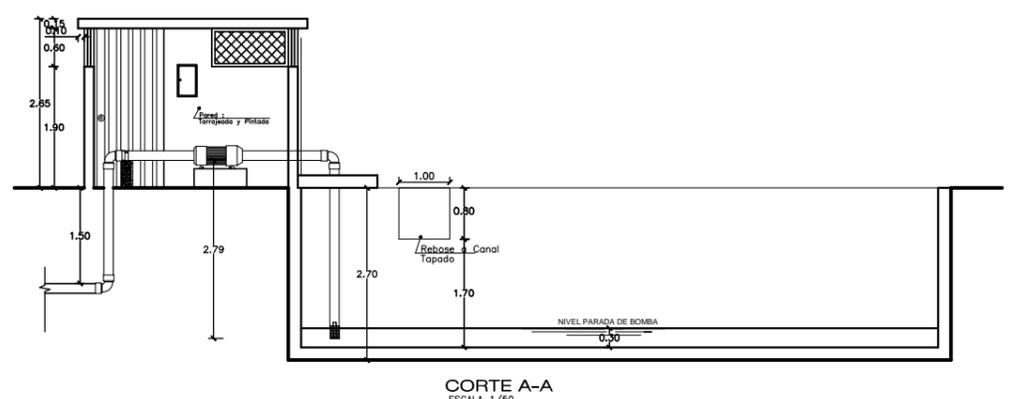
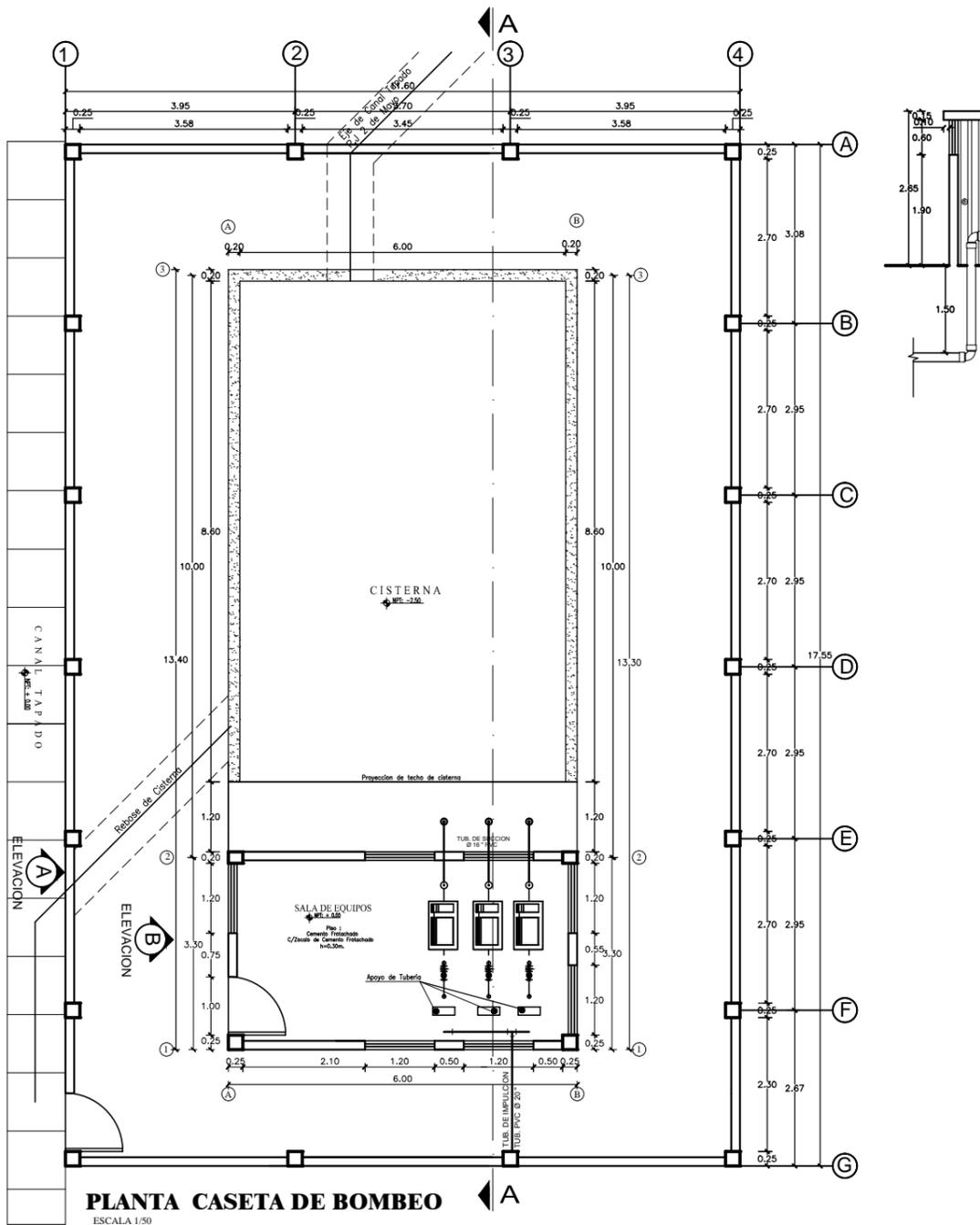
ESPECIFICACIONES TECNICAS	
1.00 CONCRETO	
CONCRETO ARMADO :	
Elementos de estructurales	: f'c =175 Kg/cm <sup>2</sup>
CONCRETO SIMPLE:	
Cimiento corrido	: C/H, 1:10 + 30% P.G-8"
Sobrecimiento	: C/H, 1:8 + 25% P.M-6"
2.00 ACERO DE REFUERZO	
Fierro corrugado	fy = 4200 Kg/cm <sup>2</sup>
3.00 AGREGADOS	
Piedra chancada	: 1/2" - 3/4"
Arena Gruesa	
Agregados Libre de Sulfato	
4.00 CEMENTO	
Se empleara Cemento Portland Tipo MS, para todas las estructuras en contacto con el Agua	
5.00 AGUA	
El agua a emplear en la preparación del concreto debe ser agua dulce limpia, que no contenga soluciones químicas u otros agentes perjudiciales al concreto.	
6.00 RECUBRIMIENTOS:	
Sedimentador, muros, placas	: 4.00 cm.
7.00 JUNTAS DE DILATACION:	
Espesor : 1" ( Rellenado con mastique asfáltico ; Dosificación : asfalto - arena ( 5% -95% en peso ) Espaciamiento cada 4.00 m.	
7.00 PARAMETROS DE DISEÑO SISMICO	
Z = 1.00	U= 1.00 C=2
Resistencia del terreno	G = 0.85 Kg/cm <sup>2</sup>
8.00 NORMAS	
Reglamento Nacional de Edificaciones	E-0.60
Normas Técnicas Concreto Armado	E-0.70
Normas Técnicas de Albañilería	R.N.E. - Perú
Normas de diseño Sismorresistente	
A.C.I. 2005	

CARACTERISTICAS TECNICAS	
1.00 CALIDAD DEL AGUA	
Turbiedad	35 NTU
Color	<50 JTU
2.00 CRITERIOS DE DISEÑO	
Caudal de conducción	Q=500 lt/seg
Altura del canal de ingreso	h=0.80m
Velocidad longitudinal en el desarenador	v=0.31m/sg
Coefficiente de seguridad	C=1.5
Velocidad de decantación	W=5.4cm/sg
3.00 SEDIMENTADOR	
Profundidad zona de decantación	=1.20m
Ancho de la zona de decantación	=1.60m
Longitud de la zona de decantación	=5.77m
Longitud de la zona de transición	=3.16m

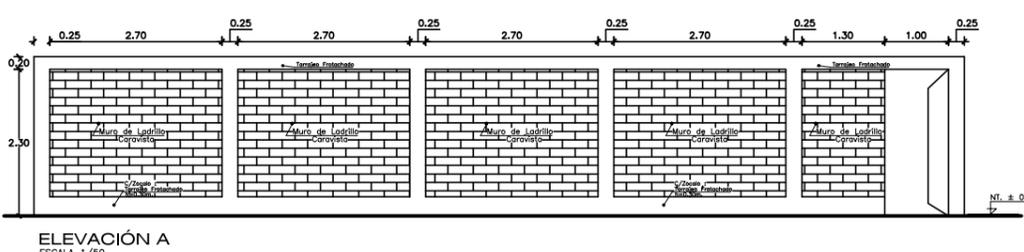
UNIVERSIDAD:	Región: <b>ANCASH</b>	TESIS:	PLANO :	BACHILLERES:	ESCALA :	PLANO N°
"UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA"	Departamento: <b>ANCASH</b>	"ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN AL PROBLEMA DEL DREN UBICADO EN EL JR. PACHACUTEC Y LAS CUADRAS 4, 5 Y 6 DE LA AV. AVIACIÓN EN EL DISTRITO DE CHIMBOTE"	SEDIMENTADOR - ESTRUCTURAS	Bach. PORTELLA CORDIGLIA CÉSAR EDUARDO Bach. VÁSQUEZ HERNÁNDEZ LUIS ORLANDO	INDICADA FECHA :	DE - 01
	Distrito: <b>CHIMBOTE</b>				SEPTIEMBRE -2015	

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT



ESPECIFICACIONES TECNICAS	
<b>1.00 CONCRETO</b>	
<b>CONCRETO ARMADO:</b>	
Elementos de estructurales	: f'c = 175 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>CONCRETO SIMPLE:</b>	
Cemento corrido	: C/H, 1:10 + 30% P.G-8"
Sobrecimiento	: C/H, 1:8 + 25% P.M-6"
Solado	: C/H, 1:12
<b>2.00 ACERO DE REFUERZO</b>	
Fierro corrugado	f <sub>y</sub> = 4200 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>3.00 AGREGADOS</b>	
Piedra chancado	: 1/2" - 3/4"
Arena Gruesa	
Agregados Libre de Sulfato	
<b>4.00 CURADO</b>	
Mínimo 7 días consecutivos	
<b>5.00 RECUBRIMIENTOS:</b>	
Columnas y vigas estructurales	: 3.00 cm.
Columnas y vigas de confinamiento	: 2.00 cm.
Sedimentador	: 4.00 cm.
<b>6.00 TABIQUERIA</b>	
El ladrillo para tabiquería sera K-K tipo IV, 18 huecos de 9X12.5X23cm con mortero f <sub>m</sub> =40 Kg/cm <sup>2</sup>	
<b>7.00 SOBRE CARGA</b>	
Graderías	: 200 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>8.00 PARAMETROS DE DISEÑO SISMICO</b>	
Z = 1.00	U = 1.00 C1=2
Resistencia del terreno S = 0.85 Kg/cm <sup>2</sup>	
<b>9.00 NORMAS</b>	
Reglamento Nacional de Edificaciones	E-0.60
Normas Tecnicas Concreto Armado	E-0.70
Normas Tecnicas de Albañileria	R.N.E. - Perú
Normas de diseño Sismorresistente	A.C.I. 2005



PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

UNIVERSIDAD:	Región:	TESIS:	PLANO :	BACHILLERES:	ESCALA :	PLANO N°
"UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA"	ANCASH	"ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN AL PROBLEMA DEL DREN UBICADO EN EL JR. PACHACUTEC Y LAS CUADRAS 4, 5 Y 6 DE LA AV. AVIACIÓN EN EL DISTRITO DE CHIMBOTE"	DETALLE DE CISTERNA, CASETA DE BOMBEO CAMARA ROMPE PRESION Y CANAL	Bach. PORTELLA CORDIGLIA CÉSAR EDUARDO Bach. VÁSQUEZ HERNÁNDEZ LUIS ORLANDO	INDICADA	CB - 01
	Departamento:				FECHA :	
	DISTRITO:				SEPTIEMBRE - 2015	