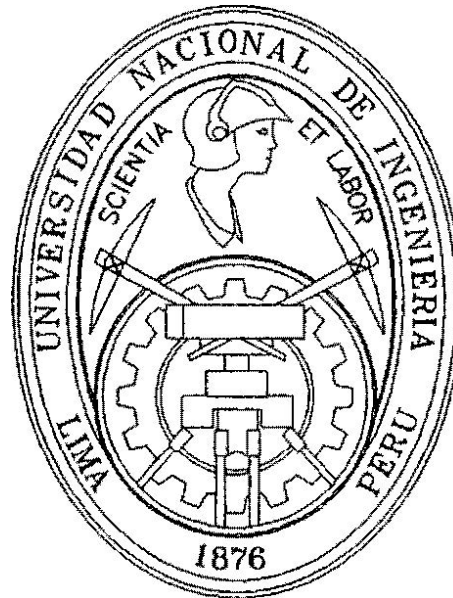


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE ARTE DEL  
ESTUDIO DEFINITIVO CANALES DE IRRIGACIÓN DEL  
VALLE DEL CHONTAYACU- UCHIZA**

**INFORME DE SUFICIENCIA**

**Para optar el Título Profesional de:**

**INGENIERO CIVIL**

**EFRAIN PEDRO OCAÑA SANTIAGO**

Lima - Perú

2006

ff, ni á f5ca/mJ : fY-hdm ,i , -; ;lnlHa

,n iJ.O\_j;:m/l6.F , K n r t, CZ:dulll y 'I<sup>a</sup> r

<16 JI lP-jXLkn Y,M Jaxr,J t'fllt /o,J

*¡Gracias!*

# INDICE

<b>OBJETIVO</b>	1	
<b>RESUMEN</b>	2	
<b>CAPITULO 1</b>	<b>ASPECTOS GENERALES</b>	
<b>1.1</b>	<b>INTRODUCCION</b>	4
<b>1.2</b>	<b>GENERALIDADES</b>	
1.2.1	Antecedentes	5
1.2.2	Objetivos del Estudio Definitivo	6
1.2.3	Descripción General del Área del Proyecto	6
1.2.4	Alcances del proyecto	10
<b>CAPITULO 11</b>	<b>ESTUDIOS BÁSICOS</b>	
<b>21</b>	<b>TOPOGRAFIA</b>	
2.1.1	Información Topográfica	17
..		
<b>2.2</b>	<b>GEOLOGIA</b>	
2.2.1	Geología General	20
2.2.2	Geología Local	23
<b>2.3</b>	<b>GEOTECNIA</b>	
2.3.1	Tipos de Suelos	30
2.3.2	Características Mecánicas de los Tipos de Suelos	31
2.3.3	Perfil Estratigráfico	32
2.3.4	Zonificación de Suelos	36
2.3.5	Análisis de Cimentación	40
2.3.6	Susceptibilidad de los Suelos al Colapso o Expansión	47
2.3.7	Soluciones a los Problemas Presentes en el Canal	51
2.3.8	Sismicidad	62
<b>2.4</b>	<b>HIDROLOGIA</b>	
2.4.1	Descripción General	64
2.4.2	Parámetros Fisiográficos	65
2.4.3	Climatología	67
<b>2.4.4</b>	<b>Caudal Garantizado</b>	<b>68</b>
2.4.5	Caudal Medio Multianual	69

2.4.6	Caudal al 75% de Persistencia	70
2.4.7	Caudal de Avenidas	72
2.4.8	Calculo de la Precipitación Anual Media en la Cuenca	74

## **2.5.- HIDRAULICA**

2.5.1	Descripción General	76
2.5.2	Planteamiento Hidráulico	76

# **CAPITULO 111                    DISEÑO ESTRUCTURAL**

## **3.1.- CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO**

3.1.1	Métodos De Diseño	91
3.1.2	Criterios Generales para el Diseño	98
3.1.3	Control De Fisuración	106
3.1.4	Materiales De Construcción	109

..

## **3.2.- CANALES**

3.2.1	Definición	117
3.2.2	Tipos de Canales Adoptados	117
3.2.3	Análisis y Diseño Estructural	118
3.2.4	Diseño del Canal	129

## **3.3.- ACUEDUCTOS**

3.3.1	Definición	185
3.3.2	Descripción General del Acueducto N° 1	185
3.3.3	Condiciones del Suelo	186
3.3.4	Análisis y Diseño Estructural	186
3.3.5.	Diseño Estructural Del Acueducto N° 01	199

## **3.4- SIFONES**

3.4.1	Definición	227
3.4.2	Descripción del Sifón N° 01	227
3.4.3	Condiciones del Suelo	227
3.4.4	Análisis y Diseño Estructural	228
3.4.5	Diseño Estructural del Sifon N° 01	239

### **3.5.- ALCANTARILLAS**

3.5.1 Definición	252
3.5.2 Descripción de la Alcantarilla N° 01	252
3.5.3 Condiciones del Suelo	252
3.5.4 Análisis y Diseño Estructural	253
3.5.5 Diseño Estructural de la Alcantarilla N° 01	261

### **3.6.- PUENTES VEHICULARES**

3.6.1 Definición	273
3.6.2 Descripción del Puentes Vehicular	273
3.6.3 Análisis y Diseño Estructural	274
3.6.4 Diseño Estructural del Puente Vehic.ular N° 05	276

## **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

## **BIBLIOGRAFÍA**

## **ANEXO**

- Planos

## **OBJETIVO:**

Presentar la metodología usada en el Diseño estructural de las Obras de arte del Estudio Definitivo del Canal de Irrigación del Valle del Chontayacu - Uchiza, desarrollando los procedimientos de cálculo de tal manera que se dé a conocer de manera explícita los métodos de diseño considerados.

## RESUMEN

El presente informe trata sobre el Diseño estructural de las Obras de Arte del Canal de Irrigación del Valle del Chontayacu, Provincia de Tocache, Departamento de San Martín.

A lo largo del canal de conducción y de distribución se han proyectado una serie de obras de arte, cuya función es manejar y distribuir el agua de conducción en forma eficiente, entre ellas tenemos: Acueductos, Sifones, Alcantarillas, Puentes, etc.

En este sentido el informe contiene los aspectos básicos para el diseño estructural de las obras de arte consideradas, tales como: Información Topográfica, Geológica, Geotécnica, Hidrológica e hidráulica, así como los cálculos, Diseños y Planos.

# **CAPITULO 1**

## **ASPECTOS GENERALES**



## 1.1 INTRODUCCION

El Informe presenta el diseño estructural de las obras de arte del estudio definitivo Canales de irrigación del Valle del Chontayacu. Este estudio fue realizado con el fin de aprovechar los sobrantes de agua del río para regar unas 7,180 ha con capacidad agrícola del Distrito de Uchiza (actualmente con 224 ha en uso), satisfaciendo las necesidades de agua de los cultivos, animales de crianza, población y agroindustrias a desarrollarse como consecuencia de la ampliación de la frontera agrícola propuesta para la zona del Proyecto.

El informe se ha dividido de la siguiente manera:

En el capítulo 1, se da una descripción general del proyecto, mencionando los antecedentes, objetivos, así como la ubicación, extensión, límites, acceso, y clima

En el capítulo 11, se presentan los resultados de los estudios realizados en los aspectos topográfico, geológico, geotécnico, hidrológico e hidráulico.

En el capítulo 111, se presentan el análisis y diseño estructural del canal y de las obras de arte de mayor importancia, mostrando los criterios tomados para el diseño y todas las consideraciones necesarias. Además se muestra el análisis de los resultados, las verificaciones y el diseño de cada obra de arte.

Finalmente se presentan las conclusiones y las referencias Bibliográficas.

## 1.2 GENERALIDADES

### 1.2.1 ANTECEDENTES

Los antecedentes del canal de irrigación del valle del chontayacu remontan hacia el año 1790 donde hicieron su arribo a esta microcuenca religiosos de la orden de los Dominicos. A principios del presente siglo se dio en esta región el "boom" del caucho, cascarilla y barbasco. Familias de la Libertad, Ancash, Huanuco, San Martín se dedicaron a la extracción de dichas materias primas así como otros cultivos como la hoja de coca, plátano, yuca, etc. Cabe indicar que la comercialización de la hoja de coca se hacia a través de la Corporación Peruana de la Amazonía, en ese entonces la hoja de coca se comercializaba bajo el sistema de trueque.

En los años '60 éste valle generó una economía sustentada principalmente en la actividad agrícola, con cultivos de maíz, arroz, plátano, jebe y también en la ganadería. En esa época las cosechas de las plantaciones legales de la hoja de coca eran comercializadas por el Estado.

A partir de la década de los '80 la microcuenca del Chontayacu se convirtió en el principal centro de producción y tráfico de PBC del mundo, modificándose drásticamente los sistemas de producción y modos de vivencia.

Entre 1989 y 1998, se estima que los cultivos de coca en la región de Uchiza y Tocache, han disminuido de 20,000 a 3,500 ha.

En la actualidad, la población de Uchiza, ante la situación de extrema pobreza que viven sus pobladores, los agricultores solamente se dedican a una agricultura por secano que reporta bajos rendimientos por hectárea. y por lo tanto bajo niveles de ingresos, por lo que se solicitó al Estado les provea de una infraestructura de riego y drenaje ya que el agua existe en abundancia, sólo falta derivarla hacia las tierras agrícolas mediante canales; de esta manera se evitará que los agricultores siembren cultivos para fines ilícitos, como es el caso de la coca.

Es así que el Proyecto de Irrigación "Chontayacu", fue concebido por iniciativa de los propios beneficiarios, constituidos por pequeños agricultores agrupados en asociaciones, quienes desde el año 1985 vienen gestionando ante las diferentes instituciones del Estado la formulación del estudio de factibilidad para la ejecución de la irrigación. Para este fin, el Proyecto Especial Alto Huallaga, convocó a un Concurso de Méritos, para realizar la elaboración del Estudio Definitivo de los Canales de Irrigación del Valle de Chontayacu.

## 1.2.2 OBJETIVOS DEL ESTUDIO DEFINITIVO

- Incrementar la frontera agrícola de 224 ha a 7,180 ha con cultivos de arroz, frijol, soya, hortalizas, yuca, y plátano, para beneficiar a 4,200 familias.
- Mejorar el nivel de vida de la población del valle de Chontayacu, incrementando la producción agropecuaria y obteniendo mayores rendimientos por hectárea; aprovechando adecuadamente los recursos agua y tierra.
- Dotar de un sistema de riego y drenaje, cuyas características permitan irrigar 7,180 ha de tierras disponibles y con aptitud de riego, haciendo un uso eficiente y racional del recurso hídrico.
- Con la ejecución de este Proyecto, se podrá fomentar posibles agroindustrias a instalarse en la zona y generar fuentes de trabajo permanente y temporales.

## 1.2.3 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL ÁREA DEL PROYECTO

### 1.2.3.1 Ubicación

El área del Proyecto, se ubica en la intercuenca formada por los ríos Chontayacu y Huallaga. Se trata de una zona típica de ceja de selva, montañosa y cubierta de vegetación (árboles frutales, pastos, aguajales, zonas de cultivo de arroz, etc.).

El río Chontayacu está ubicado en la parte oeste del área del Proyecto. En el cual se ubicará una Bocatoma, de donde se derivarán las aguas hacia el área considerada.

El área del Proyecto se encuentra ubicada:

- **Geográficamente.-** Entre las coordenadas UTM 9'064,523 - 9'080,324 m N y 337,160 - 347,715 m E del Sistema de Proyección Transversal Mercator.
- **Políticamente.-** En el Distrito de Uchiza, Provincia de Tocache, Departamento de San Martín, Región San Martín.
- **Hidrográficamente.-** En la micro cuenca del río Chontayacu, Cuenca Hidrográfica del río Huallaga y Hoya Hidrográfica del Océano Atlántico.
- **Sectorialmente.-** El área de este Proyecto de Riego, una vez realizado, deberá pertenecer al Distrito de Riego de Uchiza, Región Agraria Departamental San Martín, Ministerio de Agricultura.

En el plano U-01 se muestra la ubicación del área del proyecto.

### 1.2.3.2 Extensión

El área de prospección con fines de estudio de este Proyecto es de 7,479.82 ha. y se halla delimitada por una poligonal perimétrica de 51,010.02 m. de longitud, la cual tiene como punto de partida el Hito 1, definido por las coordenadas UTM 9'074,265 m N y 346, 127 m E del Sistema de Proyección Transversal Mercator.

La determinación de esta área de prospección abarca las áreas potencialmente regables a partir de una Captación en el río Chontayacu y otras áreas aledañas, que por su cercanía requieren involucrarse para su utilidad en otros usos: poblacional, industrial, recreativos, etc.

El área neta que se beneficiará con riego es de 7,180 ha; la diferencia, la constituyen las áreas que corresponden a centros poblados, carreteras de acceso a Uchiza, caminos carrozables interiores, canales de riego principal y laterales, y redes de Drenaje.

La determinación del área agrícola, se ha basado en el Estudio Agrológico Semi Detallado de suelos y en la topografía de la zona. El estudio de suelos ha determinado las áreas agrícolas económicamente de acuerdo a su clasificación por su Aptitud para el Riego y el estudio topográfico a determinado las áreas que se aprovecharían con el riego por gravedad.

### 1.2.3.3 Limites

- **Norte** Con los terrenos de la Empresa Agroindustrial "Palma del del Espino" y Microcuenca del río Espino.
- **Sur** Con el río Chontayacu y el Centro Poblado de Uchiza.
- **Este** Con los terrenos pertenecientes al Distrito de Cholón, Provincia de Maraón, Departamento de Huanuco.
- **Oeste** Con el Centro Poblado de Santa Lucia y parte de los terrenos del Distrito de Uchiza.

### 1.2.3.4 Acceso y Comunicaciones

La principal vía terrestre que comunica el área del Proyecto con las demás ciudades importantes de la Selva del país, así como centros consumidores de la producción agropecuaria de los valles, la constituye la Carretera Marginal (Hoy



**PLANO DE UBICACION**

DISEÑO ESTRUCTURAL DE OBRAS DE ARTE DEL ESTUDIO DEFINITIVO  
 CANALES DE LA IRRIGACIÓN DEL VALLE DE CHONTAYACU

INFORM. DE 10/01/14, E.A

DISEÑO: E.P.O.S. REVISADO: E.P.O.S. ESCALA: REFERENCIAL  
 DEPARTAMENTO: SAN MARTIN PROVINCIA: TOCACHE DISTRITO: UCHIZA

**U 01**

llamada Carretera Fernando Belaúnde), tramo Tingo María-Tocache que pasa a 8.0 Km. de la zona de Estudio, cruzando de Sur a Norte.

Asimismo, el principal medio de comunicación marítimo del Proyecto con las ciudades más importantes de la Selva, lo constituye el río Huallaga, dada su cercanía con éste y el acceso mediante carreteras en regular estado con una longitud aproximada de 3.0 km.

A la altura del Km. 105 y a la margen izquierda de la carretera Marginal tramo Tingo María - Tocache, se llega al cruce con el río Huallaga por medio de una carretera afirmada; donde se cruza dicho río empleando una balsa, y se continúa de nuevo por una carretera afirmada cuya longitud aproximada es de 19.0 Km, para luego llegar a la Población de Uchiza.

En el Tabla N° 1.2.1, se muestra el itinerario para este Proyecto desde Lima.

Tabla N° 1.2.1 Distancia de Viaje de Lima a Uchiza

Desde	A:	Tipo de Vía	Medio de Transp.- Free.	Distancia (Km.)	Tiempo (hr.)
Lima	Tingo María	Asfaltado	Vehicular-diario	530.00	10.50
Tingo María	Uchiza	Asfaltado - Afirmado	Vehicular-diario	140.00	4.00
Uchiza	Bocatoma	Trocha		1.20	0.25
TOTAL				671.20	14.75

Nota: Para el viaje de Tingo María - Uchiza, se cruza el río Huallaga mediante una balsa, incluido vehículo.

### 1.2.3.5 Climatología

Para el presente trabajo se han utilizado, los datos meteorológicos registrados en el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI) de las Estaciones de TANANTA y UCHIZA, siendo éstas las estaciones más cercanas a la zona de estudio, y presentar similar altitud y orografía, por un periodo de 07 años (1,993-1,999), actualmente dichas estaciones se encuentran desactivadas. Los registros meteorológicos han sido analizados, procesados y completados mediante métodos estadísticos por lo cual se asume que los resultados son confiables.

## Análisis de Los Elementos Meteorológicos

### **A.-Temperatura Media**

El régimen térmico es representativo de un clima tropical húmedo. De acuerdo a los promedios mensuales y anuales de la temperatura, se puede observar que la temperatura media mensual varía de 25.79 °C en el mes de Abril a 24.72 °C, en el mes de Agosto, siendo el promedio anual de 25.41 °C.

### **B.- Humedad Relativa Media**

De los valores medios mensuales de la humedad relativa, se observa que la humedad varía de 88.14% en el mes de Marzo a 83.29% en Julio, con un promedio anual de 86.01%.

### **C.- Precipitación Media**

La Precipitación media mensual varia de 314.63 mm. en el mes de Diciembre a 75.11 mm. en el mes de Junio, siendo el promedio anual de 191.69 mm.

### **D.- Nubosidad**

De los valores medios mensuales se observa que este parámetro varía de la siguiente manera: la nubosidad a las 7.00 horas varía de 3 a 6.8 octanos; a las 13.00 horas la nubosidad es ligeramente menos intenso de 4.2 a 6.0 octanos y a las 19.00 horas la intensidad de la nubosidad disminuyP. variando de 4.0 a 5.2 octanos.

### **E.- Horas de Sol Media Diaria**

De los valores medios mensuales y anuales de las Horas Sol, se observa que este parámetro varía de 4.0 horas de sol/día en Julio a 3.5 horas de sol / día en Abril, con un promedio de 3.7 horas de sol/día al año; ó sea aproximadamente 1,350 horas del Sol al año, lo que demuestra que es una zona de mediana luminosidad.

### **F.-Vientos**

Para realizar la planificación del sistema de riego por gravedad se ha analizado la dirección de los vientos (período 1993-1999), observándose que los vientos a las 7.00 horas son predominantes del Sur y con menor frecuencia del Sur-Este con velocidad media que varía de 0.3 á 1.0 m/s (vientos suaves); a las 13.00 horas el viento es más intenso con velocidades medias de 2.2 a 2.43 m/s y dirección predominante del Sur-Este, con frecuencia del Sur-Oeste y del Sur respectivamente. A las 19.00 horas la intensidad del viento disminuye variando de 1.1 a 1.7 *mis*. con dirección predominante, siempre del Sur-Oeste seguido del Sur y Sur-Este.

## 1.2.4 ALCANCES DEL PROYECTO

Las obras consideradas en el presente informe son:

- Obras de Conducción
- Obras de Distribución
- Obras de Arte

### 1.2.4.1 OBRAS DE CONDUCCION

#### Canal Principal

Este canal permitirá conducir las aguas captadas del río Chontayacu hacia los terrenos de cultivo de la zona de Uchiza, iniciándose con una capacidad de 6.0 m<sup>3</sup>/s y terminando en 0.380 m<sup>3</sup>/s, mediante un total de 05 tomas laterales de segundo orden, que facilitan la distribución de las aguas a las parcelas.

El canal Principal tendrá una longitud total de 20.56 Km, y su trazo inicial se ha proyectado aguas abajo de la captación (Bocatoma) por la margen izquierda del río Chontayacu y que en forma progresiva se va alejando de ella y a la vez se va acercando a la zona urbana, tiene una cota de partida de 559.20 m.s.n.m y termina en la cota 502.21 m.s.n.m, cercana al Caserío de Santa Lucia.

### 1.2.4.2 OBRAS DE DISTRIBUCION

#### Canales Laterales

Estos canales permitirán distribuir las aguas conducidas por el canal Principal, hacia las zonas de cultivo, las mismas que se encuentran ubicadas en ambos márgenes del canal Principal. En total son 05 canales laterales, que hacen una longitud total de 23.142 km, y son las siguientes:

**Canal Lateral N° 01;** este canal tendrá una longitud de 8.184 Km. y se inicia en la Progresiva 5+640 del canal Principal, mediante una toma-alcantarilla, ubicado en la margen derecha del mismo canal. Presenta generalmente una ruta ligeramente sinusoidal siguiendo una trayectoria paralela y a la margen derecha de la carretera San Juan - Pueblo Libre, excepto los últimos 400.0 m que desvía hacia la derecha en forma recta.



**Canal Lateral N° 02;** este canal tendrá una longitud de 2.303 Km. y se inicia en la Progresiva 7+920 del canal Principal, mediante una Toma Lateral, ubicado en la margen izquierda del mismo canal. Tiene una ruta en forma sinusoidal y en su recorrido cruza áreas agrícolas, zonas arbustas, frutales y la carretera San Juan - Tocache.

**Canal Lateral N° 03;** este canal tendrá una longitud de 6.620 Km. y se inicia en la Progresiva 9+350 del canal Principal, mediante una Toma Lateral, ubicado en la margen derecho del canal. Su ruta es aproximadamente recta y paralela al canal Lateral N° 01, excepto los últimos 800.0 m; en su recorrido, cruza zonas de áreas agrícolas, áreas húmedas, la carretera El Porvenir - Unión Cadena y llega hacia la carretera Pueblo Libre - Santa Lucia.

**Canal Lateral N° 04;** este canal tendrá una longitud de 2.099 Km. y se inicia en la Progresiva 11+140 del canal Principal, mediante una Toma Lateral, ubicado en la margen izquierda del canal. Presenta una ruta en forma recta y a través de su recorrido, cruza zonas de áreas agrícolas, áreas húmedas, etc.

**Canal Lateral N° 05;** este canal tendrá una longitud de 4.0 Km. y se inicia en la Progresiva 16+880 del canal Principal, mediante una Toma Lateral, ubicado en la margen izquierda del canal. Su ruta es generalmente en forma recta y perimetral a los terrenos de Palma del Espino, que en la actualidad se encuentran cubiertos de grandes arbustos, pastos y otros.

#### **1.2.4.3 OBRAS DE ARTE**

A lo largo del canal de conducción y de distribución se han proyectado una serie de obras de arte, cuya función es manejar y operar el agua de conducción en forma eficiente, entre ellas tenemos:

##### **A.- Acueducto**

En el trazo definitivo del proyecto se han definido 7 acueductos en el canal principal, 1 acueductos en el canal lateral N° 01 y 1 acueductos en el canal lateral N° 03, los que a continuación se indican en las tablas N° 1.2.2, 1.2.3 y 1.2.4:

Tabla N° 1.2.2 Acueductos en Canal Principal

CANAL PRINCIPAL		
ACUEDUCTOS	PROGRESIVA	UBICACIÓN
1	1+368.0	Quebrada Trancayacu
2	4+290.0	Quebrada Ipshuma
3	13+457.0	Quebrada <i>SIN</i>
4	14+160.0	Quebrada <i>SIN</i>
5	15+411.0	Quebrada <i>SIN</i>
6	18+900.0	Quebrada <i>SIN</i>
7	19+205.0	Río Shunte

Tabla N° 1.2.3 Acueductos en Canal Lateral N° 01

CANAL LATERAL 01		
ACUEDUCTO	PROGRESIVA	UBICACIÓN
1	7+000.0	Quebrada <i>SIN</i>

Tabla N° 1.2.4 Acueductos en Canal Lateral N° 03

CANAL LATERAL 03		
ACUEDUCTO	PROGRESIVA	UBICACIÓN
1	5+940.0	Quebrada <i>SIN</i>

**Canal Principal Acueducto N° 1;** ubicado en la progresiva 01 +368.00 del canal principal, el acueducto consta de 3 tramos independientes de 7.00m cada una, los apoyos en la parte central son pilares de concreto armado que están cimentadas en cajones de cimentación.

**Canal Principal Acueducto N° 2;** ubicado en la progresiva 04+290.00 del canal principal, el acueducto consta de 3 tramos independientes de 10.00m cada una, los apoyos en la parte central son pilares de concreto armado que están cimentadas en cajones de cimentación.

**Canal Principal Acueducto N° 3;** ubicado en la progresiva 13+457.00 del canal principal, el acueducto consta de 3 tramos independientes de 7.00m cada una, los apoyos en la parte central son pilares de concreto armado que están cimentadas en cajones de cimentación.

**Canal Principal Acueducto N° 4;** ubicado en la progresiva 14+160.00 del canal principal, el acueducto consta de 3 tramos independientes de 20.00m cada una, los apoyos en la parte central son pilares de concreto armado que están cimentadas en cajones de cimentación.

**Canal Principal Acueducto N° 5;** ubicado en la progresiva 15+411.00 del canal principal, el acueducto consta de 3 tramos independientes de 20.00m cada una, los apoyos en la parte central son pilares de concreto armado que están cimentadas en cajones de cimentación.

**Canal Principal Acueducto N° 6;** ubicado en la progresiva 18+900.00 del canal principal, el acueducto consta de 01 tramo independiente de 10.00m, los apoyos son pilares de concreto armado que están cimentadas en cajones de cimentación.

**Canal Principal Acueducto N° 7;** ubicado en la progresiva 19+205.00 del canal principal, el acueducto consta de 01 tramo independiente de 12.00m, los apoyos son pilares de concreto armado que están cimentadas en cajones de cimentación.

**Canal Lateral N° 1 Acueducto N° 1;** ubicado en la progresiva 07+000.00 del canal lateral N° 1, el acueducto consta de 02 tramos independientes de 20.00m cada uno, los apoyos son pilares de concreto armado que están cimentadas en cajones de cimentación.

**Canal Lateral N° 3 Acueducto N° 1;** ubicado en la progresiva 05+940.00 del canal lateral N° 3, el acueducto consta de 01 tramo independiente de 12.00m, los apoyos son pilares de concreto armado que están cimentadas en cajones de cimentación.

## **B.- Sifón**

En el trazo definitivo del proyecto se han definido 2 sifones ubicados en el canal principal, los que a continuación se indican en la tabla N° 1.2.5.

Tabla N° 1.2.5 Sifones en Canal Principal

SIFON N°	PROGRESIVA (Km.)	UBICACIÓN
1	0+715.00	Río Pampayacu
2	2+400.00	Qda. Cachilde

El sifón 1 cuenta con una longitud total de 25.99 y el sifón 2 con 28.70m., ambas de sección cuadrada de 1.70 m. de lado en el tramo recto.

### C.- Alcantarilla

En el trazo definitivo del proyecto se han definido 8 alcantarillas en el canal principal, 1 alcantarilla en el canal lateral N° 01 y 2 alcantarillas en el canal lateral N° 05, los que a continuación se indican en las tablas N° 1.2.6, 1.2.7 y 1.2.8:

Tabla N° 1.2.6 Alcantarillas en Canal Principal

CANAL PRINCIPAL		
ALCANTARILLA	PROGRESIVA	LONGITUD
1	11+194.0	6.00
2	12+555.0	6.00
3	12+850.0	6.00
4	12+990.0	6.00
5	13+138.0	6.00
6	14+645.0	6.00
7	17+636.0	6.00
8	20+450.0	6.00

Tabla N° 1.2.7 Alcantarillas en Canal Lateral N° 01

CANAL LATERAL 01		
ALCANTARILLA	PROGRESIVA	LONGITUD
1	6+713.0	8.00

Tabla N° 1.2.8 Alcantarillas en Canal Lateral N° 05

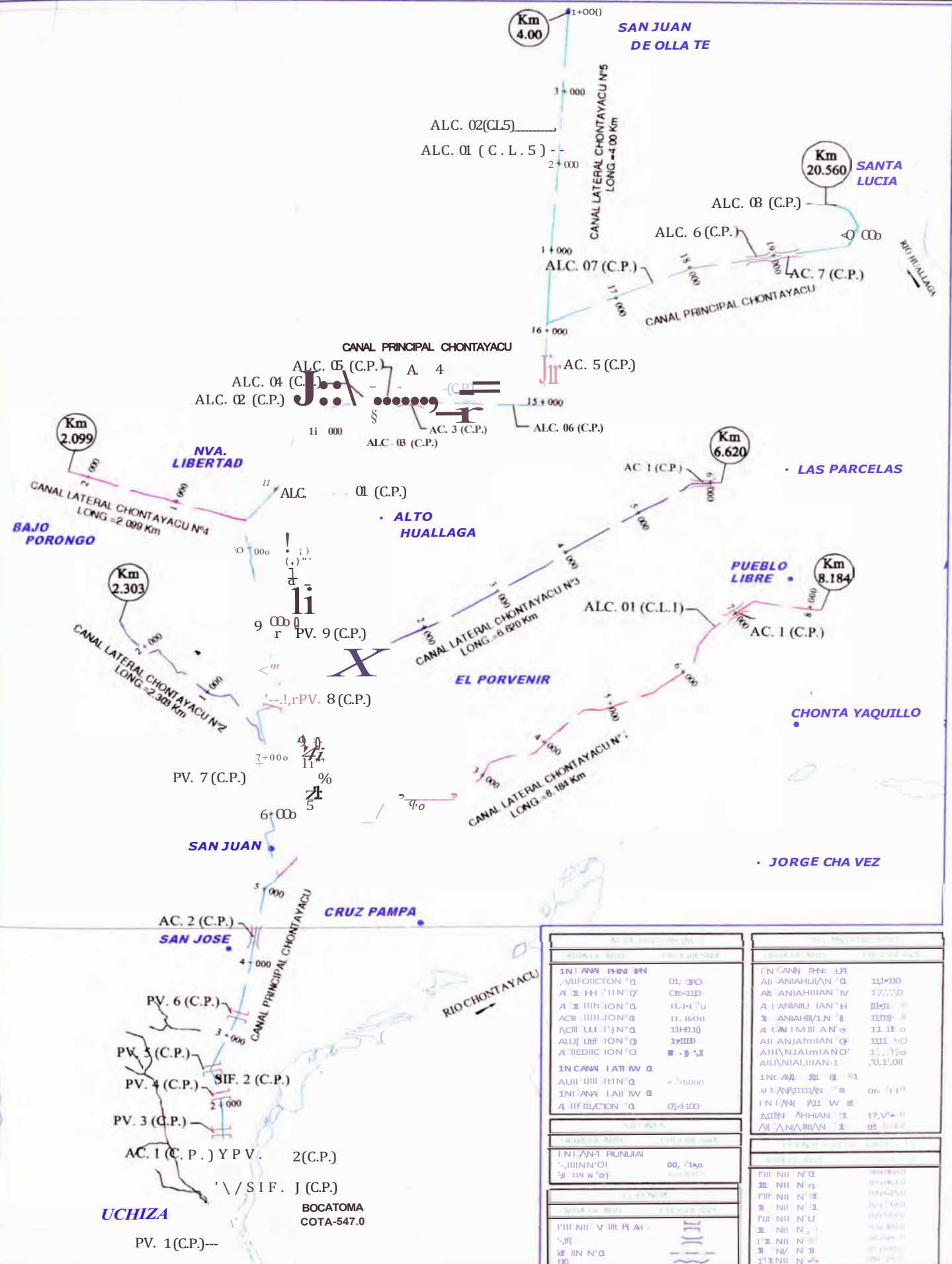
CANAL LATERAL 05		
ALCANTARILLA	PROGRESIVA	LONGITUD
1	2+329.0	6.00
2	2+674.0	6.00

### D.- Puentes Vehiculares

En el trazo definitivo del proyecto se han definido 9 puentes vehiculares ubicados en el canal principal, los que a continuación se indican en la tabla N° 1.2.9

Tabla N° 1.2.9 Puentes Vehiculares en Canal Principal

PUENTES	PROGRESIVAS CANAL PRINCIPAL	LUZ (m)
1	0+060.0	5.30
2	1+064.0	5.30
3	1+645.0	5.30
4	2+172.0	5.30
5	2+552.0	5.30
6	3+380.0	7.00
7	6+586.0	5.05
8	7+910.0	6.80
9	8+720.0	5.80



**PLANO DE UBICACION DE OBRAS DE ARTE**

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL  
 DISEÑO ESTRUCTURAL DE OBRAS DE ARTE DEL ESTUDIO DEFINITIVO  
 CANALES DE LA IRRIGACION DEL VALLE DE CHONTAYACU

PROYECTO	REVISADO	ESCALA	REFERENCIAL
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL			
SAN MARTIN	TOCACHE	DISTRITO	UCHIZA

**U 02**

# **CAPITULO 11**

## **ESTUDIOS BASICOS**

## 21 TOPOGRAFIA

La topografía de la ruta del canal principal y de las rutas de los canales laterales del sistema de riego del valle de Chontayacu, corresponde a la de una zona llana, por encontrarse dicho conductos en la zona plana de la margen izquierda del río Chontayacu. La pendiente dominante es del orden del 4 % y la transversal de 3 %. El área que beneficia con riego el sistema de canales es prácticamente de plano a plano cóncavo.

El trazo definitivo del canal principal presenta tramos largos, aproximadamente recta y en forma general casi sinuoso.

Los trazos definitivos de los canales laterales N° 1, N° 2 y N° 3 tienen una ruta en forma sinusoidal y los laterales N° 4 y N° 5, una ruta aproximadamente recta.

En general los trabajos topográficos se baso en los siguiente: Levantamiento topográfico dela zona de ubicación de la Bocatoma; levantamiento de los trazos, perfiles y secciones transversales del canal principal y canales laterales; y levantamiento de las zonas de ubicación de las obras de arte.

Los trabajos descritos presentan referencias planimétricas y altimétricas, es decir están referenciadas a las coordenadas planas del sistema U.T.M. y a la altitud sobre el nivel del mar respectivamente, para la cual se ha instalado una serie de puntos de control horizontal y vertical que permiten el control de los errores de cierre.

A continuación se mencionan los trabajos de topografía efectuados para fines del presente Estudio, y a la vez se describen las mismas, con la metodología empleada.

- Recopilación y evaluación de la Información topográfica existente .
- Establecimiento de dos redes de control: horizontal y vertical.
- Levantamiento localizado para la ubicación de la Bocatoma
- Levantamiento de perfiles longitudinales y secciones transversales del eje del trazo del Canal Principal y de los Canales Laterales.
- Levantamiento localizado para la ubicación de las obras de arte .



## **2.1.1 INFORMACIÓN TOPOGRÁFICA**

### **2.1.1.1 Recopilación y Evaluación de la Información Topográfica Existente.**

Se ha recopilado y evaluado la siguiente información topográfica:

- Cartas Nacionales a escala 1:100 000, expedidas por el IGN; Hoja 17k - Uchiza, 17-j -Tocahe, 18-j -San Pedro de Chonta, 18k -Aucayacu.
- Planos catastrales a escala 1:10,000, del PETT; Hojas: 122, 123,129,130, 135 y 136 del Alto Huallaga.
- Plano del Planteamiento Hidráulico del Plan Reategui a escala 1:25,000, del PEAH.
- Plano de Lotización de la localidad de Uchiza y de Unión Cadena a escala 1:75,000, de la Municipalidad de Uchiza.

### **2.1.1.2 Levantamiento Localizado para la ubicación de la Bocatoma.**

Estos trabajos se refieren a levantamientos planimétricos y altimétricos (Taquimetría con Estación total) en una área de regular tamaño, en donde se ubicará la obra de captación, con sus diversa obras complementarias y que por sus características constructivas y/u operativas, requieren de información topográfica detallada para su respectivo diseño.

Para el presente estudio se ha realizado el levantamiento topográfico en una área de 1,200 x 200 m; cada 50 m se ha seccionado y se ha tomado medidas altimétricas a escala 1:500; con curvas de nivel que equidistan 0.50 m.

### **2.1.1.3 Levantamiento de perfiles longitudinales y secciones transversales del eje del trazo del canal principal y de los canales laterales.**

El levantamiento del perfil longitudinal ha consistido en la medición, de la lectura y registro de las cotas de terreno en el eje del trazo, en progresivas cada 20 m. y en algunos casos puntos intermedios donde existen diferencias significativas de cotas; al mismo tiempo se ha ejecutado el levantamiento de las secciones transversales en dichos puntos y en líneas de terrenos perpendiculares al eje del trazo en una longitud de 10m. a cada lado del mismo, realizándose el cierre de la nivelación en cada BM. Con los datos obtenidos de la nivelación se procedió al

dibujo de los planos respectivos; para el perfil longitudinal se presenta la línea que une las cotas del terreno vecino dominantes; los perfiles longitudinales han sido dibujados a escala horizontal 1:2000 y el vertical 1:200, la información del seccionado se ha dibujado a escala 1:2000 sobre el eje del trazo para presentar la altimetría de una faja de 20m. de ancho. Se ha dibujado las secciones transversales propiamente dichas.

#### **2.1.1.4 Levantamiento localizado para la ubicación de las obras de arte.**

Estos trabajos se refieren a levantamientos planimétricos y altimétricos (Taquimetría con Estación total) de pequeñas áreas donde se ubican las obras de arte (sifón, alcantarilla, acueducto, caídas, etc.) que por sus características constructivas y/u operativas, requieren de informaci::>n topográfica detallada para el diseño.

Para el presente estudio se ha realizado el levantamiento topográfico en diferentes puntos del canal Principal y canales Laterales para la ubicación y diseño de las diversas obras de arte proyectadas.

## **2.2 GEOLOGIA**

A continuación se presenta los resultados de la evaluación geológica del sistema de riego para el estudio definitivo del canal de irrigación del valle de Chontayacu.

La evaluación geológica se realizó en base a la información técnica a nivel regional y a la exploración in situ de los terrenos comprometidos en el sistema de riego en general. Para su mejor descripción se ha enfocado en los siguientes puntos: la Geología General y la Geología Local.

### **2.2.1 GEOLOGÍA GENERAL**

#### **2.2.1.1 Aspectos Geomorfológicos**

La zona de estudio, presenta una topografía de valle del río Chontayacu y sus tributarios de pendiente suave a llana, y cerros de pendientes suave a fuerte, que contrastan con el amplio valle del río Huallaga.

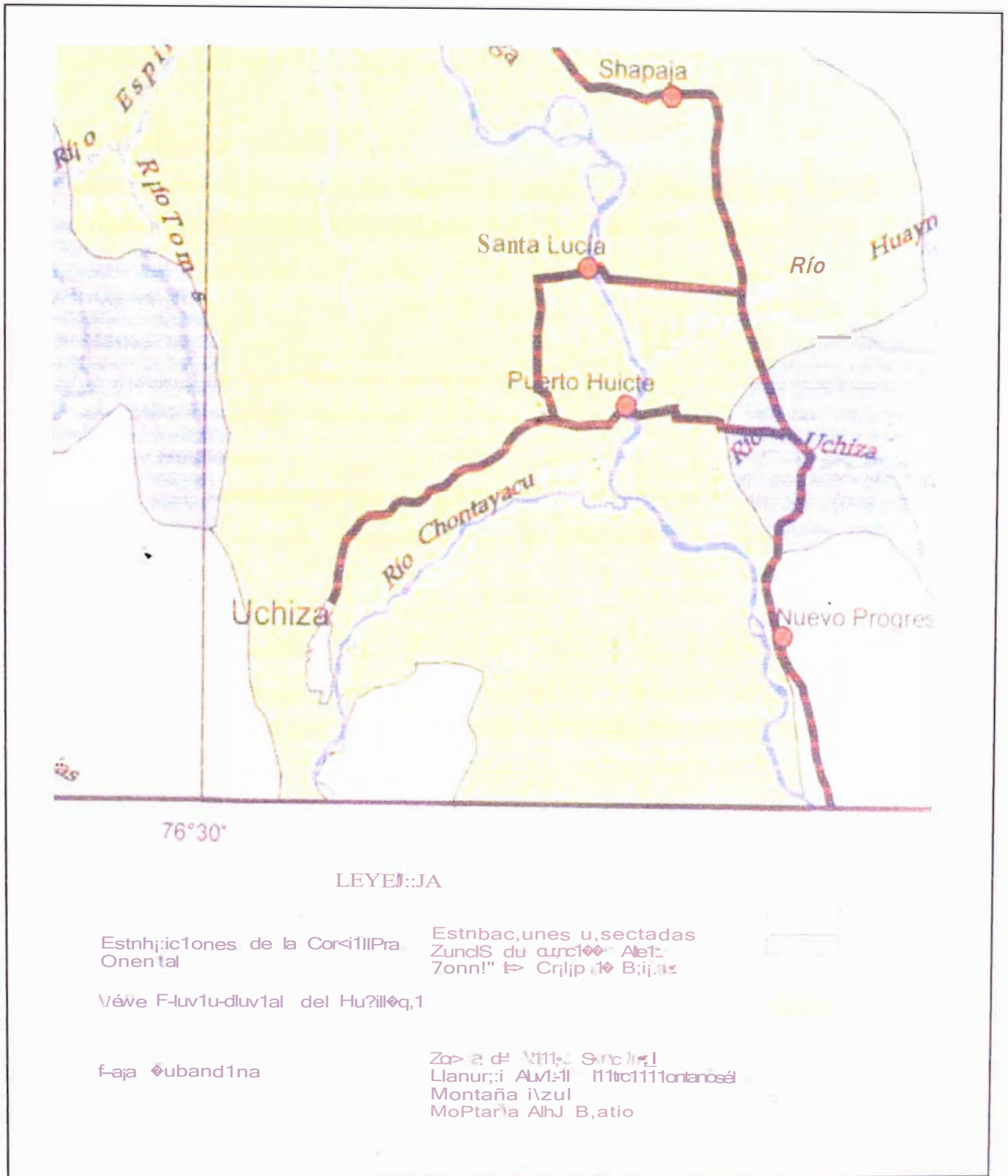
El río Chontayacu es un afluente de la margen izquierda del Río Huallaga y desarrolla un sistema de drenaje subangular a dendrítico con el río Camote y río Frijol.

El río Chontayacu, a partir del poblado de san Antonio presenta un curso meándrico, torrentoso y presenta un alto poder de erosión y socavación así como de colmatación o acumulación de depósitos aluviales y fluviales; donde es común observar cursos meándricos abandonados, islotes, etc. (Ver Figura N° 2.2.1 ).

#### **2.2.1.2 Aspectos Litoestratigráficos**

##### **A.- Complejo del Maraón (Ps-cm)**

Litológicamente El Complejo Maraón esta constituido por rocas esquistosas de color verde claro, las cuales se presentan principalmente en la localidad de Mamag.



**Figura N° 2.21 MAPA GEOMORFOLÓGICO**

**B.- Grupo Mitu (Ps-m)**

Esta constituido de conglomerados de matriz arcósica de color marrón rojizo con clastos de intrusivo, caliza y arenisca roja, aflorando en las cercanías de la localidad de Uchiza, discordante sobre el intrusivo.

**C.- Depósito aluvial - terraza (Qh-at)**

Estos depósitos son producto de la erosión de secuencias cretácicas, las que se han acumulado en los cauces y en las llanuras de inundación de los ríos.

Están constituidos por clastos heterogéneos de composición intrusiva y sedimentaria, se encuentran poco consolidados, el material cementante lo conforma material arcilloso. En las márgenes de los ríos pueden verse niveles de estos depósitos aluviales, como por ejemplo en la confluencia de los ríos Chontayacu y Huallaga.

Los clastos son subredondeados a redondeados. Desde el punto de vista geomorfológico constituyen terrazas donde generalmente se desarrolla la agricultura.

**D.- Depósitos Aluviales (Qh - al)**

Son depósitos que se acumulan en los flancos de los valles, quebradas y tributarios, están compuestos de clastos subredondeados los cuales ocupan la parte baja de laderas y cerros en forma de cono, son de transporte corto.

**E.- Depósitos Fluviales. (Qh-fl)**

Estos depósitos es el material transportado por cursos fluviales, depositados en el fondo y riberas de los ríos, y consisten de gravas, arenas, cantos y grandes bolones.

**F.- Sub Volcánico Uchiza (Cs-u)**

Se encuentran mayormente en forma de diques en el complejo intrusivo Metal-Palina, como se observa en los ríos Chontayacu y Tocache, distinguiéndose por su color bruno rojizo. Debido a la densa vegetación y a la cobertura reciente, no permite definir sus contactos y su continuidad.

## **G.- Complejo Intrusivo (Ci-gr/to)**

A 5 Km. hacia el sur de la ciudad de Uchiza, se observa al intrusivo, es una hidrotermalita silíceo de color blanco verdoso, afanítico presentando una textura brechada.(Ver Plano Geológico Regional G-01 )

### **2.2.1.3 Aspectos Estructurales**

No se presentan estructuras importantes y la zona se ubica en una franja compuesta principalmente por sedimentos cuaternarios.

### **2.2.1.4 Fenómenos de Geodinámica Externa**

De acuerdo a las características geomorfoestructurales regional e investigaciones in situ del área de estudio, los terrenos por donde se emplaza los trazos del canal principal, se muestran mayormente estables. En el primer kilómetro existen tramos que pueden ser afectados por derrumbes, asentamientos, desbordes e inundación, erosión y socavación, de parte de las aguas del río Chontayacu y Pampayacu . ..

## **2.2.2 GEOLOGIA LOCAL**

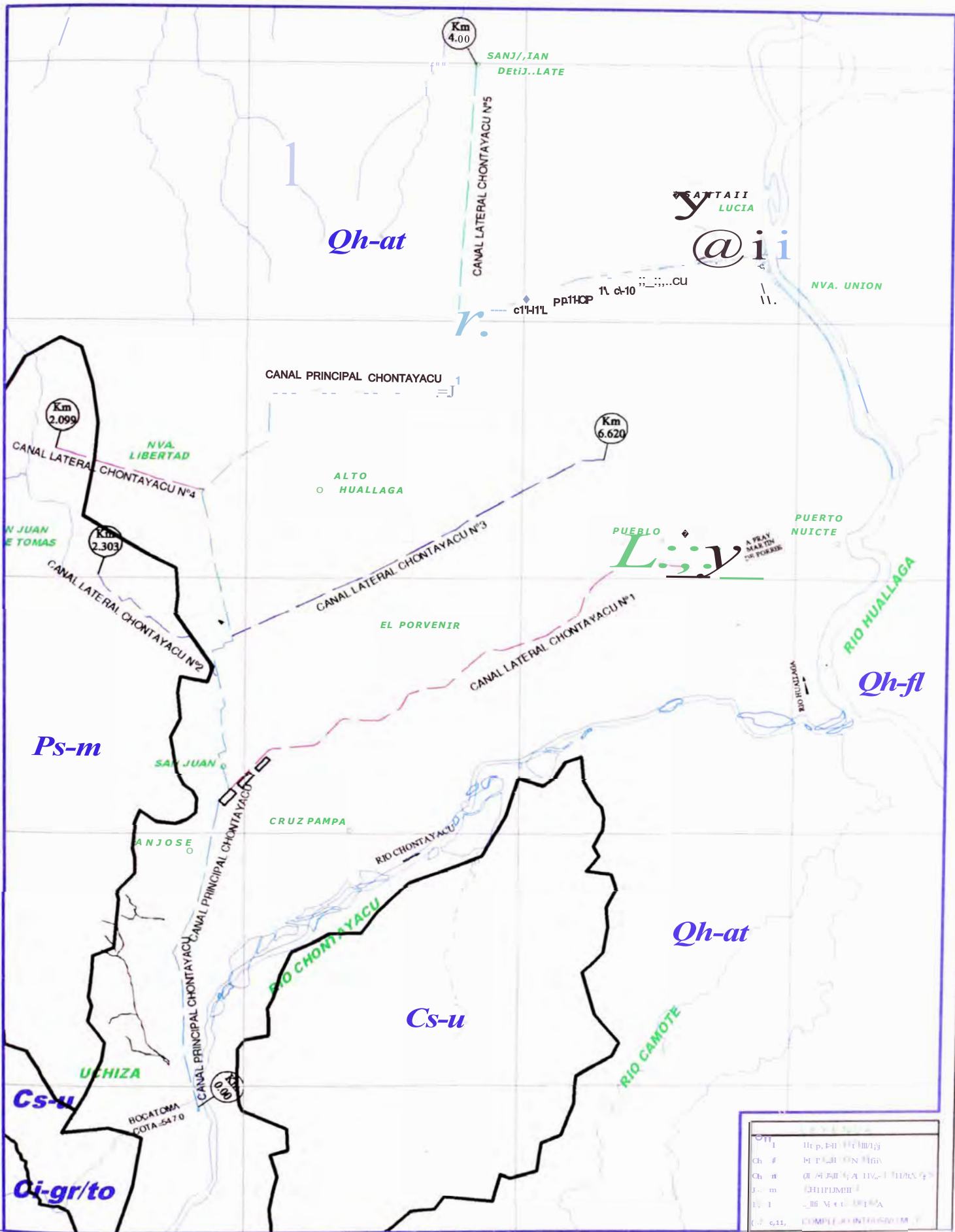
### **2.2.2.1 Geología del trazo del Canal Principal**

#### **A.-Aspectos Moñológicos**

El trazo de canal principal se ubica en la margen izquierda del valle del río Chontayacu, entre el sector de Chontayacu, Uchiza, San Juan, Nueva Libertad, Unión Cadena y Santa Lucia.

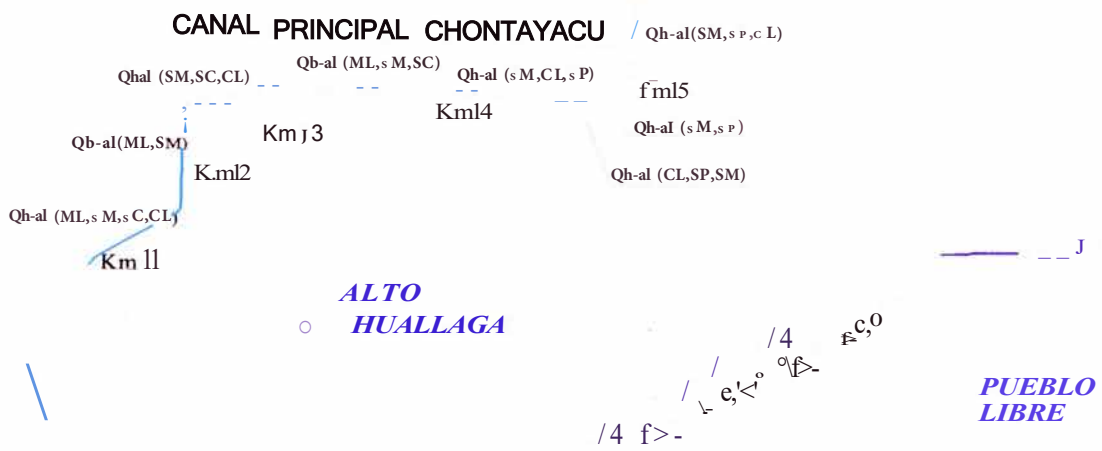
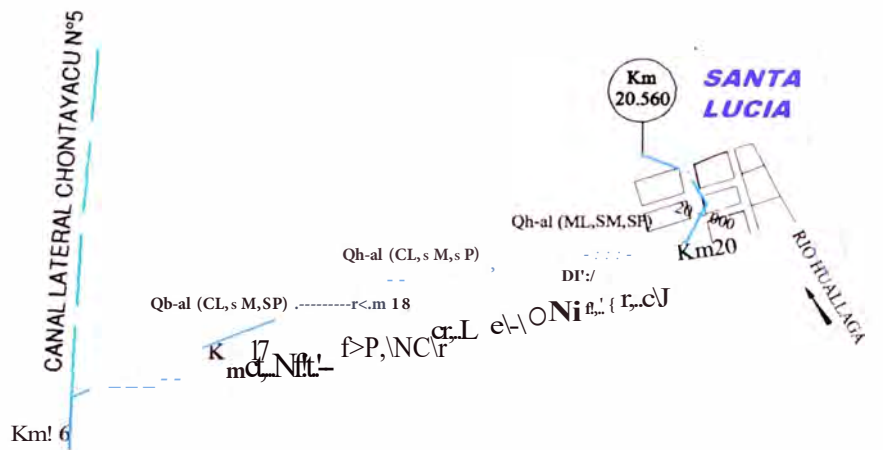
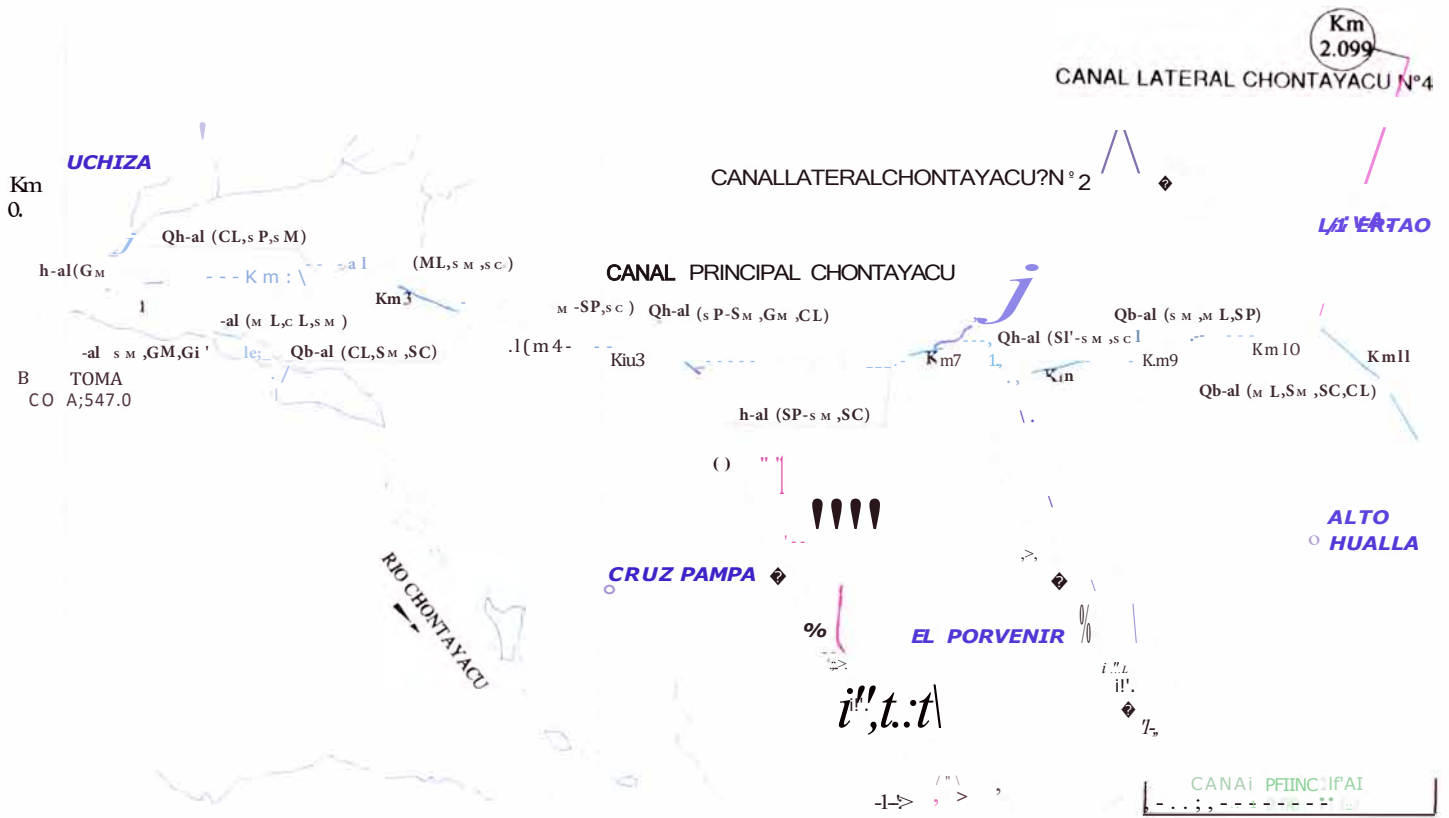
Del Km. 0+000 al 1+100 Km. el trazo cruza laderas de 2 a 8 m. de altura, conformada por terrazas aluviales del río Chontayacu y río Pampayacu, de pendiente moderada a fuerte.

El resto del tramo se emplaza mayormente por terrenos con pendientes suaves a llanas, con superficies muy irregulares, con abundante vegetación o monte, meandros abandonados, aguajales o cochas (lagunas muy pequeñas), terrenos muy disectados por pequeñas y medianas quebradas, etc.



**MAPA GEOLOGICO REGIONAL**

INFORME DE INGENIERIA:		DISEÑO ESTRUCTURAL DE OBRAS DE ARTE DEL ESTUDIO DEFINITIVO			COD. PLANO		N. PLANO	
		CANALES DE LA IRRIGACIÓN DEL VALLE DE CHONTAYACU						
DISEÑO	EP.O.S.	REVISADO	EP.O.S.	ESCALA	REFERENCIAL	G 01		
DEPARTAMENTO	SAN MARTIN	PROVINCIA	TOCACHE	DISTRITO	UCHIZA			



**LAS PARCELAS**

(ANAI PHIN< II'AI)

LEYENDA

SM	1\1/IN\IIMIM
SP	2\2/IIA
SE	3\3/NI NI NI NI NI NI
SP	4\4/NI NI NI NI NI NI
SM	5\5/NI NI NI NI NI NI
SW	6\6/NI NI NI NI NI NI
CP	7\7/NI NI NI NI NI NI
II	8\8/NI NI NI NI NI NI
II	9\9/NI NI NI NI NI NI

**PLANO GEOLOGICO CANAL PRINCIPAL**

DISEÑO ESTRUCTURAL DE OBRAS DE ARTE DEL ESTUDIO DEFINITIVO  
CANALES DE LA IRRIGACIÓN DEL VALLE DE CHONTAYACU

INFORME DE ...

DISEÑO

(PARTM, I E I H)

E.P.O.S.  
SAN MARTIN

E.P.O.S.  
TOCACHE

REFERENCIAL  
UCHIZA

**G 02**



PUEBLO LIBRE

Qh-:'.!'.♦=fM)

Qh-nl (CL, S/ / Km,

Km8

CANAL LATERAL CHONTAYACU N°3

EL PORVENIR

Qh-al (SM,CL)

Km5

Qh-al (SM,ML,SP) /

Qh-al (CL,SM,SP) / Km 4

Km3

Qh-al (CL,sC,SM) /

Km2

Qh-al (SM,ML,sc)

Km1

SAN JUAN

Qh-al (SM,SC,CL)

CRUZ PAMPA

RIO CHONTAYACU

CANAL LATERAL CHONTAYACU N°3	
REPERTORIO	
1	ALTA LIBERTAD
2	ALTA LIBERTAD
3	ALTA LIBERTAD
4	ALTA LIBERTAD
5	ALTA LIBERTAD
6	ALTA LIBERTAD
7	ALTA LIBERTAD
8	ALTA LIBERTAD
9	ALTA LIBERTAD
10	ALTA LIBERTAD

Km 099

NVA. LIBERTAD

h-al (SM,CL)

Qh-al (SM,CL)

Km2

CANA

ATEA

AL CHONTAYACU

Qh-al (SM,C

Km1

ALTO HUALLAGA

SAN JUAN DE TOMAS

Km 2.303

Qh-al (CL,SM,SC)

Q1

Qh-al (CL,SC)

Qh-al (CL,SC)

-1.0

Qh-al (SM,SC,CL)

h-al (SM,SC,CL)

Qh-al (SM,SC,CL)

Km 1

Qh-al (SC,CL,SM)

CANAL PRINCIPAL CHONTAYACU

CANAL LATERAL CHONTAYACU N°3

CANAL LATERAL CHONTAYACU N°3	
REPERTORIO	
1	ALTA LIBERTAD
2	ALTA LIBERTAD
3	ALTA LIBERTAD
4	ALTA LIBERTAD
5	ALTA LIBERTAD
6	ALTA LIBERTAD
7	ALTA LIBERTAD
8	ALTA LIBERTAD
9	ALTA LIBERTAD
10	ALTA LIBERTAD

PLANO GEOLOGICO CANAL LATERAL 1, 2 Y 4

DISEÑO ESTRUCTURAL DE OBRAS DE ARTE DEL ESTUDIO DEFINITIVO CANALES DE LA IRRIGACION DEL VALLE DE CHONTAYACU

E.POS. SAN MARTIN

E.POS. TOCACHE

REFERENCIAL UCHIZA

G 03

CANAL PRINCIPAL CHONTAYACU

ALTO HUALLAGA

Qh-al (SM,CL) Km6 LAS PARCELAS

Qh-al (CL,s M,s P)/ Km5

Qh-al (s M,ML,s ) /

Qh-al (CL,s C, ..-/Km4

Qh-al (s M,s ,CL 3

Qh-al (s M,s C, <=x Kml e,

EL PORVENIR

CANAL LATERAL CHONTAYACU N°1

PUEBLO

LEYENDA	
SM	ARREBAZADO
SP	ALFARERÍA PATRÓN M. N. I. C. RADIAFA
SP SM	ALFARERÍA PATRÓN M. N. I. GRAJALAJA (C. I. M.)
→	ALFARERÍA
M	ALMO
Ch	ALMO, ULLIVIN

Km 4.00

SAN JUAN DEOLLATE

Qh-al (CL, s M )

Km3

CHONTAYACU

Qh-al (CL, s M )

Km2

CHONTAYACU

1 Km 1

Qh-al (CL,SM)

Km 20.560

SANTA LUCIA



SANTA LUCIA

LEYENDA	
SM	ALFARERÍA
SP	ALFARERÍA PATRÓN M. N. I. C. RADIAFA
SP SM	ALFARERÍA PATRÓN M. N. I. GRAJALAJA (C. I. M.)
→	ALFARERÍA
M	ALMO
Ch	ALMO, ULLIVIN

PLANO GEOLOGICO CANAL LATERAL 3 Y 5

INFORMACIÓN GENERAL		DISEÑO ESTRUCTURAL DE OBRAS DE ARTE DEL ESTUDIO DEFINITIVO CANALES DE LA IRRIGACIÓN DEL VALLE DE CHONTAYACU		G 04
PROYECTO	E.P.O.S.	REFERENCIAL	ESCALA	
PARTE	SAN MARTIN	TOCACHE	UCHIZA	

## **B.- Aspectos Litológicos**

Los terrenos están constituidos por suelos limos arenosos, limos arcillosos, arenas arcillosas, con escaso a buen porcentaje de materia orgánica en descomposición (en tierra de cultivo y zonas de aguaje), de escaso espesor. Estos materiales cubren a suelos arenas limosas, arenas arcillosas, arcillas limosas, gravas arenosas, gravas limosas y arenas; de espesores variados y de distribución lateral y vertical muy heterogénea y errática.

## **C.- Estabilidad de Taludes**

Entre el Km. 0+000 y Km. 1+100 se presenta problemas potenciales de derrumbes y asentamientos, de mediano a alto riesgo.

En las zonas de cruces de algunas quebradas importantes que se indican en el plano de planta del canal principal, se presentan zonas potenciales de derrumbes y asentamientos de terrenos, de mediano a bajo riesgo.

Luego mas del 90 % de la longitud no tendrán problemas de estabilidad de taludes.

## **D.- Riesgo Geodinámico**

El trazo del canal principal presenta problemas potenciales de derrumbes, asentamientos, erosión, socavación, desbordes e inundación, entre el Km. 0+000 al 1+100, debido a la inestabilidad de las laderas conformada por suelos de baja resistencia al esfuerzo cortante, taludes de pendiente moderada a fuerte, filtraciones, crecida de los ríos Chontayacu y Pampayacu, en épocas de máximas avenidas.

En las zonas de cruce de las quebradas y zonas de aguajales o cochas, se presentan problemas potenciales de mediano a alto riesgo geodinámico.

## **E.- Nivel Freático**

El nivel freático es muy variado y casi superficial, y en muchos sectores se presentan aguajales, donde es necesario diseños adecuados para las obras hidráulicas.

### **2.2.2.2 Geología del Trazo del Canal Lateral N° 01**

#### **A.- Aspectos Morfológicos**

El trazo de canal Lateral N° 01 se ubica en la margen derecha de la carretera San Juan - El Porvenir - Huitec, cuyos terrenos presentan pendientes suaves a ligeramente moderadas, conformada por terrazas aluviales antiguas del río Chontayacu.

El trazo es cruzado por algunas quebradas importantes como se puede ver en el plano geológico de planta del canal.

Se caracteriza por pasar muy cerca de viviendas ubicadas a lo largo de la carretera, especialmente de los caseríos de San Juan y El Provenir.

#### **B.- Aspectos Litológicos**

Los terrenos están constituidos por suelos limos arenosos, limos arcillosos, arenas arcillosas, de escaso espesor y en forma alternada; que cubre en parte a suelos gravas arenosas limosas, de distribución lateral y vertical muy errática.

#### **C.- Estabilidad de Taludes**

Mayormente el trazo del canal no presentará problemas de estabilidad de taludes. Solo en algunos cruces de quebradas, se presentan problemas potenciales de derrumbes y asentamientos, de mediano a bajo riesgo.

#### **D.- Riesgo Geodinámico**

En el trazo del canal se presentan escasos tramos con problemas de erosión, desbordes, inundación, aguajales o cochas, en zonas de cruce de las quebradas y algunos terrenos con mal drenaje.

#### **E.- Nivel Freático**

El nivel freático es muy variado, como se puede ver en los perfiles geotécnicos del canal.

### **2.2.2.3 Geología del Trazo del Canal Lateral N° 02**

#### **A.- Aspectos Morfológicos**

El trazo de canal Lateral N° 02 se ubica en la margen izquierda del canal principal a la altura del Km. 7+920, cuyos terrenos presentan pendientes suaves a llanas, conformada por depósitos aluviales antiguos.

El trazo es cruzado por quebradas pequeñas sin curso definido, que forman aguajales o cochas.

Este tramo del canal no pasa cerca de viviendas, ni caminos.

#### **B.- Aspectos Litológicos**

Los terrenos están constituidos por suelos areno arcillosos, areno limosos, con intercalaciones de limos arcillosos, con escaso a regular porcentaje de materia orgánica en descomposición, de espesores muy variados y de distribución lateral y vertical errática.

#### **C.- Estabilidad de Taludes**

El trazo del canal no presenta problemas de estabilidad de taludes.

#### **D.- Riesgo Geodinámico**

El trazo del canal presenta problemas de nivel freático superficial, aguajales o cochas, en especial en las zonas de cruce de las quebradas muy pequeñas sin cauce definido.

#### **E.- Nivel Freático**

El nivel freático es muy variado y casi superficial.

### **2.2.2.4 Geología del Trazo del Canal Lateral N° 03**

#### **A.- Aspectos Morfológicos**

El trazo de canal Lateral N° 03 se ubica en la margen derecha del canal principal a la altura del Km. 9+350 (entre las carreteras que van hacia el caserío de San Juan y el sector denominado Las Parcelas , cuyos terrenos presentan pendientes suaves a llanas, conformada por depósitos aluviales antiguos.

El relieve por donde se emplaza el trazo es muy irregular y es cortado por quebradas pequeñas sin curso definido y cauce poco profundo.

Este tramo del canal no pasa cerca de viviendas, ni caminos.

#### **B.- Aspectos Litológicos**

Los terrenos están constituidos por suelos limos arcillosos y areno arcillosos, mayormente muy saturados, hasta sumergidos, mayormente de consistencia media, de espesores muy variados y de distribución lateral y vertical errática.

#### **C.- Estabilidad de Taludes**

El trazo del canal no presenta problemas de estabilidad de taludes.

#### **D.- Riesgo Geodinámico**

El trazo del canal presenta problemas, de erosión pluvial, nivel freático superficial, zona de aguajales o cochas, zonas de cruce de las quebradas muy pequeñas sin cauce definido.

#### **E.- Nivel Freático**

El nivel freático mayormente es muy superficial.

### **2.2.2.5 Geología del Trazo del Canal Lateral Nº 04**

#### **A.-Aspectos Moñológicos**

El trazo de canal Lateral Nº 04 se ubica en la margen izquierda del canal principal a la altura del Km. 11 +140, cuyo tramo final se ubica cerca de la carretera que va hacia el Pueblo de Tocache, presenta pendientes suaves a llanas, conformada por depósitos aluviales antiguos.

El relieve por donde se emplaza el trazo es muy irregular, donde se ubican pequeñas quebradas de cauce poco profundo y meándricos.

Este tramo del canal no pasa cerca de viviendas, ni caminos.

#### **B.- Aspectos Litológicos**

Los terrenos están constituidos por suelos arenosos limosos con intercalaciones de suelos limos arcillosos, muy húmedas a saturadas, de consistencia media a blanda, de espesores muy variados y de distribución muy heterogénea, con abundante vegetación.

#### **C.- Estabilidad de Taludes**

El trazo del canal no presenta problemas de estabilidad de taludes.

#### **D.- Riesgo Geodinámico**

Los terrenos por donde se emplaza el canal presenta problemas de zonas con mal drenaje, erosión pluvial, zonas de aguajales o cochas y algunas zonas de cruce de las quebradas muy pequeñas de curso meándrico.

#### **E.- Nivel Freático**

El nivel freático mayormente es muy superficial.

### **2.2.2.6 Geología del Trazo del Canal Lateral N° 05**

#### **A.- Aspectos Morfológicos**

El trazo de canal Lateral N° 05 se ubica en la margen izquierda del canal principal a la altura del Km. 16+880, entre el caserío Unión Cadena y el caserío de Santa Elena, cuyos terrenos presentan pendientes suaves a llanas, conformada por depósitos suelos aluviales tanto el río Chontayacu como el río Huallaga.

#### **B.- Aspectos Litológicos**

Los terrenos están conformados por suelos arcillos limosos con algunas intercalaciones de suelos limosos y areno limosos, de baja plasticidad, de consistencia media.

#### **C.- Estabilidad de Taludes**

El trazo del canal no presenta problemas de estabilidad de taludes.

#### **D.- Riesgo Geodinámico**

Los terrenos por donde se emplaza el canal lateral N° 05 no presentan mayores problemas de riesgo geodinámico.

#### **E.- Nivel Freático**

El nivel freático es muy variado, como se puede observar en el perfil de los suelos presentado en los planos geotécnicos.



## 2.3 GEOTECNIA

La evaluación geotécnica se ha realizado por medio de la excavación de pozos de exploración o calicatas, ensayos de Penetración Dinámica Ligera (DPL), ensayos de laboratorio Estándar con fines de identificación y clasificación, ensayos especiales a fin de obtener los parámetros de resistencia y deformación, y labores de gabinete; en base a los cuales se definen los perfiles estratigráficos del subsuelo, tipo y profundidad de cimentación, capacidad portante admisible y asentamientos.

### 2.3.1 TIPOS DE SUELOS

Se ha realizado la Caracterización Física mediante ensayos de laboratorio, en resumen se presentan en las siguientes tablas de los tipos de suelos encontrados en los canales de irrigación, con sus principales características físicas. (Planos PL-01, G-02, G-03 y G-04)

Tabla N° 2.3.1 Resumen de Tipos de Suelos: Canal Principal

Suelo Tipo	SUCS	GRAVA	ARENA	FINOS	Contenido Humedad (%)	yt(grlcc)	Yd(grlcc)
I	SM	2.01	71.64	26.35	27.62	1.70	1.35
II	CL	0.30	31.62	68.09	32.25	1.95	1.44
III	SC	6.07	60.01	33.92	29.07	1.83	1.40
IV	SP	6.45	82.03	11.52	16.72	1.64	1.51
V	SP-SM	19.27	72.22	8.51	20.76	1.95	1.48
VI	ML	0.07	31.07	78.79	34.30	1.84	1.40
VII	SW-SM	10.57	79.20	10.23	25.78	2.03	1.62
VIII	GP	69.16	28.66	2.18	9.87	2.07	2.00
IX	GP-GM	69.16	28.66	2.18	17.54	-	-
X	CH	0.00	13.79	86.21	32.69	1.87	1.41

Tabla N° 2.3.2 Resumen de Tipos de Suelos: Canal Lateral N° 01

Suelo Tipo	SUCS	GRAVA	ARENA	FINOS	Contenido Humedad (%)	yl(grlcc)	Yd(gr/cc)
I	SM	5.03	72.44	22.53	23.48	1.82	1.46
II	CL	4.07	23.38	72.55	26.79	1.86	1.39
III	SP	30.42	66.53	3.05	16.40	1.60	1.47
IV	SP-SM	7.74	85.56	6.71	18.19	1.94	1.61
V	SC	21.80	41.24	36.96	34.03	1.75	1.31
VI	GP	58.69	39.27	2.04	13.30	-	-
VII	GM	47.45	31.03	21.53	30.81	-	-
VIII	ML	9.33	34.70	55.98	25.26	1.53	1.26

Tabla N° 2.3.3 Resumen de Tipos de Suelos: Canal Lateral N° 02

Suelo Tipo	SUCS	GRAVA	ARENA	FINOS	Contenido Humedad (%)	yt(gr/cc)	Yd(gr/cc)
I	se	0.71	70.34	28.95	25.47	185	147
II	CL	0.00	35.15	64.85	45.03	--	--
III	SM	4.72	63.38	31.91	12.44	--	--
IV	SW-SM	22.74	65.72	11.54	27.04	197	155

Tabla N° 2.3.4 Resumen de Tipos de Suelos: Canal Lateral N° 03

Suelo Tipo	SUCS	GRAVA	ARENA	FINOS	Contenido Humedad (%)	Yt(gr/cc)	Yd(gr/cc)
1	SM	0.00	67.55	32.45	25.37	--	--
II	SP	2.90	93.46	3.64	29.04	--	--
III	SP-SM	0.00	88.80	11.20	19.26	--	--
IV	se	4.19	68.13	27.68	30.65	163	125
V	ML	0.00	19.28	80.72	3.26	--	--

Tabla N° 2.3.5 Resumen de Tipos de Suelos: Canal Lateral N° 04

Suelo Tipo	SUCS	GRAVA	ARENA	FINOS	Contenido Humedad (%)	Yt(gr/cc)	Yd(gr/cc)
1	SM	0.00	78.06	21.94	37.41	180	126
II	CL	0.00	47.45	52.56	30.39	186	146

Tabla N° 2.3.6 Resumen de Tipos de Suelos: Canal Lateral N° 05

Suelo Tipo	SUCS	GRAVA	ARENA	FINOS	Contenido Humedad (%)	Yt(gr/cc)	Yd(gr/cc)
1	CL	0.07	15.32	84.61	32.50	193	146
II	SM	0.65	68.64	30.71	29.30	192	149
III	ML	0.00	4.70	95.30	43.46	186	130
IV	GW	66.54	29.19	4.27	10.79	--	--

### 2.3.2 CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LOS TIPOS DE SUELOS

A partir de esta definición de tipos de suelos se ha podido realizar una caracterización de suelos para el área en investigación.

Con la finalidad de conocer las características mecánicas de los tipos de suelos encontrados, se realizó 05 ensayos de Corte Directo, según se muestra en la siguiente tabla.

Tabla N° 2.3.7 Características Mecánicas de los Tipos de Suelos

CANAL	SUCS	GRAVA	ARENA	lIMOS	Yt (gr/cc)	Yd (gr/cc)	$\phi$	C (Kg/cm <sup>2</sup> )
Lateral N° 01	CL	0.00	4.52	95.48	—	1.05	26.60	0.00
Lateral N° 03	SM	0.00	66.37	33.63	1.60	—	25.80	0.00
Lateral N° 04	SM	0.00	82.00	18.00	--	1.32	30.50	0.13
Principal y Lateral N° 05	ML	0.00	7.87	92.13	1.42	—	32.20	0.00
Lateral N° 05	SM	0.00	54.51	45.49	1.50	--	33.20	0.00
Lateral N° 05	CL	0.00	4.45	95.55	—	1.23	22.70	0.10

### 2.3.3 PERFIL ESTRATIGRÁFICO

A continuación se realiza una descripción del Perfil Estratigráfico de cada tramo del Canal de Irrigación Chontayacu ( Plano PL-01) :

#### 2.3.3.1 Canal Principal

**0+000 - 0+610** : Capa de relleno vegetal orgánico de 0.20 a 0.30m. Suelos aluvionales predominantemente granulares. A nivel de cimentación aparecen suelos limo-arenosos (SM, SP) de compacidad suelta, estratos de gravas pobremente graduadas, con limo, gravas arcillosas (GP, GP-GM, GC), con lentes de arcilla arenosa de baja plasticidad. En el pie y parte media de los taludes de éste tramo, aparecen bloques de 1.0-2.0 m de diámetro. Son suelos de semi-impermeables a permeables. El nivel freático aparece al pie y la parte media del talud.

**0+610 - 0+700** : Capa de relleno vegetal orgánico de 0.20 a 0.30m. Conformado por una capa de grava limosa, un estrato de arcilla arenosa de baja plasticidad (CL) de consistencia suave, y debajo de ella se encuentra una grava limosa mal graduada con lentes de arena media a gruesa y baleos aislados, en esta fluctúa el nivel freático.

**0+700 - 1+080** : Capa de relleno vegetal orgánico de 0.20 a 0.30m. La rasante del canal en este tramo pasa a través de estratos de gravas limosas y gravas pobremente graduadas, arenas limosas de compacidad suelta a media. Gravass pobremente graduadas de compacidad media. Nivel freático variable.

**1+080 - 3+600:** Capa de relleno vegetal orgánico de 0.20 a 0.30m. Caracterizado por que en su primer metro en promedio se encuentran lentes de suelos finos, arcillas y/o limo de mediana a alta plasticidad (CL, CH, ML) de consistencia muy suave a suave, en estado saturado, intercalado con lentes de arena limosa y arcillosa con gravas, subyace a estos estratos de gravas arenosas con boleos. Nivel freático variable casi superficial, formando cochas (aguajales) en tramos discretos.

**3+600 - 5+800 :** Capa de relleno vegetal orgánico de 0.20 a 0.30m. Formados por suelos granulares, arena limosos (SM, SP-SM) de compacidad suelta, y de resistencia apreciable en estado seco, presencia de gravas con boleos aislados (GP, GW, GP-GM) el agua freática se encuentra normalmente durante el año a profundidades variables.

**5+800 - 15+800 :** Capa de relleno vegetal orgánico de 0.20 a 0.30m. Zona caracterizada por constituirse una primera capa de lentes de suelos arcillosos y limosos (CL, ML), de consistencia muy suave a suave, en estado saturado, o de suelos arena limo-arcillosos (SM, SC) con porcentaje de finos alto, de permeabilidad baja a media. Una segunda capa de suelos arena limosos (SM, SP-SM), arenas limpias mal graduadas, de matriz de arena fina a media, aquí se nota la presencia de gravas y boleos aislados, y en su mayoría se encuentran en estado suelto, hay también, lentes de arcillas limosas escaso a mediano espesor (0.30 a .60), apareciendo estos en zonas gobernadas por quebradas. Una tercera capa de material más gravoso en su mayoría como gravas mal gradadas y o arenas gravosas con boleos de tamaño variado, semi-impermeables. El nivel freático es fluctuante y en muchos casos casi superficial, formado tramos de cochas o aguajales en épocas de lluvias y de ubicándose a varios metros de profundidad en épocas de estiaje.

**15+800 - 19+300 :** Capa de relleno vegetal orgánico de 0.20 a 0.30m. En el primer metro y medio lo conforman limos, arcillas (ML, CL) y arenas limosas con alto porcentaje de finos semi-impermeables, saturada, intercalados con lentes de arena media limpia y gravas. Luego aparecen capas de arena mal gradada con gravas y boleos aislados. Subyaciendo a estos aparecen estratos de arenas gravosas con boleos y gravas arenosas con boleos. También el nivel freático se encuentra alto, por lo que satura a estos suelos

**19+300 - 20+560** : Capa de relleno vegetal orgánico de 0.20 a 0.30m. Los constituyen depósitos de arcillas de espesor variable de mediana a alta plasticidad y de consistencia suave a firme, subyace estratos de arcillas arenosas y pequeñas gravas redondeadas mal gradadas de compacidad media, con boleos aislados.

### **2.3.3.2 Canal Lateral N° 01**

**0+000 - 4+100** : Capa de relleno vegetal orgánico de 0.20 a 0.30m. Los suelos areno limosos (SM, SP-SM), de compacidad suelta, con algunas gravas, son característicos las primeras capas de este tramo. Continúan arenas finas a medias mal gradadas (SP), intercaladas de lentes de gravas y boleos de tamaño variable. Debajo de estos aparecen gravas mal gradadas con boleos o arenas gravosas con boleos. Los estratos son semipermeables a permeables, también aquí el nivel freático oscila muy rápido.

**4+100 - 5+500** : Capa de relleno vegetal orgánico de 0.20 a 0.30m. En una primera capa se ven suelos areno limo-arcillosos (SM, SC) con un porcentaje alto de finos, semi-permeables, de compacidad suelta. Continúa un estrato de arenas medias mal gradadas (SP) con gravas, intercaladas de lentes de arcilla de baja plasticidad semi-permeables. Subyace a esta capa grava con arena y boleos.

**5+500 - 8+184** : Capa de relleno vegetal orgánico de 0.20 a 0.30m. Comienza con una capa de arcilla de baja plasticidad con arena fina impermeable a semi-permeable, de espesor variable, saturada, de consistencia muy suave a suave y casi al final de este tramo encontramos una capa de arcilla suave a firme, en dichas arcillas también se aprecia lentes de arena media. Después aparecen capas de arena gravosa con boleos aislados, gravas arenosas con boleos. En nivel freático aparece debajo de las arcillas.

### **2.3.3.3 Canal Lateral N° 02**

**0+000 - 2+303** : Capa de relleno vegetal orgánico de 0.20 a 0.30m. En el primer metro de profundidad existe gran variabilidad de lentes de arena limosa, arena mal gradada, limo, arcilla, todas en estado suave y/o suelto. Le sigue una arena mal gradada (SP), con gravas aisladas, intercaladas con estratos de espesor considerable de arenas limosas, arcillas y/o limo de baja plasticidad, saturadas Y

en estado suave. Infrayace a estos depósitos una arena gravosa o una gravas arenosa con boleas aislados. El nivel freático aquí también es alto a 0.6 a 0.8 m

#### **2.3.3.4 Canal Lateral N° 03**

**0+000 - 2+000** : Capa de relleno vegetal orgánico de 0.20 a 0.30m. Suelos de al inicio areno limo-arcilloso (**SM**, SC), en estado muy suelto y saturado, le sigue arena mal gradada (SP), con gravas aisladas, para luego aparecer estratos de arcillas y/o limos de baja plasticidad, subyace al final una arena gravosa mal gradada. Nivel freático alto.

**2+000 - 4+100** : Capa de relleno vegetal orgánico de 0.20 a 0.30m. Lo conforman suelos arenosos (SM, SP, SP-SM), con lentes de arenas medias a gruesas, gravas Y boleas aislados. Su compacidad varía de3de muy suelto hasta media. En nivel freático se encuentra alto.

**4+100 - 4+600** : Capa de relleno vegetal orgánico de 0.20 a 0.30m. Capas de arenas limosas"(SM), y arena medias limpias con gravas, presenta un estrato de arcilla y/o limo de baja plasticidad semi-permeable a impermeable. De consistencia muy suave. Luego aparecen estratos de arena!"; gravosas con boleas aislados. También el nivel freático se encuentra alto.

**4+600 - 6+620** : Capa de relleno vegetal orgánico de 0.20 a 0.30m. Presentan suelos granulares de arenas limosas (SM), arenas fina a media pobremente graduadas (SP) con gravosa, también intercalados con lentes de arena fina limosa. La gravas y boleas aparecen al final conformando suelos areno gravosos, gravas bien o mal gradadas de compacidad media. Nivel freático alto.

#### **2.3.3.5 Canal Lateral N° 04**

**0+000 - 2+099** : Capa de relleno vegetal orgánico de 0.20 a 0.30m. Constituidos por suelos de arcillas limosas de baja plasticidad saturadas y muy suaves. Continúan arenas mal gradadas (SP) con gravas, después aparecen lentes de arcilla y/o limo de baja plasticidad para luego continuar una arena media pobremente graduada (SP) con gravas, arenas limosas con gravas, y finalmente capas de arenas media gravosas, gravas mal gradadas con baleos. También aquí el nivel freático se encuentra alto a menos de 1.0 de profundidad.

### 2.3.3.6 Canal Lateral N° 05

**0+000 - 1+000** : Capa de relleno vegetal orgánico de 0.20 a 0.30m. Lo forman una capa de limo de baja plasticidad con arena, de consistencia suave a firme, continúa capas de arenas limosas con porcentaje de finos alto y pequeñas gravas, para finalmente descansar sobre una grava bien y/o mal gradada con boleos. El nivel freático también se encuentra alto a menos de 1.20 m

**1+000 - 4+000** : Capa de relleno vegetal orgánico de 0.20 a 0.30m. Este tramos posee una capa variable inicial de arcilla de baja plasticidad de consistencia muy suave a suave que va desde 0.40 hasta menos de 2.0m, en dicha arcilla de presentan lentes de arena fina, es impermeable, se encuentra saturada por las aguas de las lluvias y por capilaridad debido al nivel freático que se encuentra debajo de ellas. Seguidamente aparecen capas de arenas limosas, arenas arcillosas con gravas, y finalmente reposar sobre gravas mal gradadas de tamaño uniforme, con presencia de boleos.

..

### 2.3.4 ZONIFICACIÓN DE SUELOS

La Zonificación geotécnica se realizó por medio de un Análisis de auscultación de los suelos en función a los valores de las resistencias a la penetración (Número golpes por cada 10cm de penetración, (N10) y de los valores de compactad/consistencia proporcionados por los ensayos de Penetración Dinámica Ligera de punta cónica (DPL), correlacionándolo con las propiedades físicas, mecánicas obtenidas a partir de las exploraciones de campo y los ensayos estándar de laboratorio. Los resultados de las evaluaciones se muestran en las tablas N° 2.3.8, 2.3.9, 2.3.10, 2.3.11, 2.3.12, 2.3.13 y 2.3.14.

Tabla N° 2.3.8 Agrupación Según el Número de Golpes en Arenas

Grupo N°	Color	Número de Golpes D.P.L. N10	Penetración (mm)	$\phi$ (°)
1	Amarillo	1 - 3	33.3 - 100.0	27
2	Verde	4 - 5	20.0 - 25.0	28
3	Celeste	6 - 9	11.1 - 16.7	29
4	Anaranjado	10 - 17	5.9 - 10.0	30
5	Violeta/Rosado	18 - 31	3.2 - 5.6	31
6	Morado	32 - 50	2.0 - 3.1	J2

Tabla N° 2.3.9 Zonificación de Suelos para el Canal Principal

UBICACIÓN		N10 DPL IN-SITU	GRUPO NDP	RANGO N10 DPL	$\Phi(^{\circ})$
00+000	00+920	14	4.0	10 - 17	30
00+920	01+030	7.0	3.0	6 - 9	29
01+030	01+260	1.0	1.0	1 - 3	27
01+260	02+100	7.0	3.0	6 - 9	29
01+440	02+100	$\geq 50$	6.0	32 - 50	32
02+100	02+610	14.0	4.0	10 - 17	30
02+610	02+800	20.0	5.0	18 - 31	31
02+800	03+420	14.0	4.0	10 - 17	30
03+420	03+580	$\geq 50$	6.0	32 - 50	32
03+580	03+780	5.0	2.0	4 - 5	28
03+780	04+140	14.0	4.0	10 - 17	30
04+140	04+340	2.0	1.0	1 - 3	27
04+340	05+180	19.0	5.0	18 - 31	31
05+180	05+480	8.0	3.0	6 - 9	29
05+480	05+640	11.0	4.0	10 - 17	30
05+640	05+660	7.0	3.0	6 - 9	29
05+660	05+800	20.0	5.0	18 - 31	31
05+800	06+840	2.0	1.0	1 - 3	27
06+840	07+000	7.0	3.0	6 - 9	29
07+000	07+310	11.0	4.0	10 - 17	30
07+310	07+400	5.0	2.0	4 - 5	28
07+400	08+560	10.0	4.0	10 - 17	30
08+560	08+810	5.0	2.0	4 - 5	28
08+810	09+400	8.0	3.0	6 - 9	29
09+400	09+860	5.0	2.0	4 - 5	28
09+860	10+810	10.0	4.0	10 - 17	30
10+810	11+070	5.0	2.0	4 - 5	28
11+070	11+350	2.0	1.0	1 - 3	27
11+350	11+560	7.0	3.0	6 - 9	29
11+560	11+840	5.0	2.0	4 - 5	28
11+840	11+920	2.0	1.0	1 - 3	27
11+920	14+840	5.0	2.0	4 - 5	28
14+840	15+090	7.0	3.0	6 - 9	29
15+090	15+370	5.0	2.0	4 - 5	28
15+370	15+450	7.0	3.0	6 - 9	29
15+450	16+600	16, 14	4.0	10 - 17	30
16+600	16+840	19.0	5.0	18 - 31	31
16+840	17+200	11, 13	4.0	10 - 17	30
17+200	19+860	8.0	3.0	6 - 9	29
19+860	20+420	21.0	5.0	18 - 31	31
20+420	20+560	5.0	2.0	4 - 5	28



Tabla N° 2.3.1 OZonificación de Suelos para el Canal Lateral N° 01

UBICACIÓN		N10 DPL IN-SITU	GRUPO Nop	RANGO N10 DPL	$\phi$ (°)
00+000	01+080	17	4.0	10 - 17	30
01+080	01+600	8	3.0	6 - 9	29
01+600	01+785	10	4.0	10 - 17	30
01+785	01+940	9	3.0	6 - 9	29
01+940	02+025	20	5.0	18 - 31	31
02+025	02+465	11	4.0	10 - 17	30
02+465	02+680	9	3.0	6 - 9	29
02+680	03+040	18	5.0	18 - 31	31
03+040	03+290	10	4.0	10 - 17	30
03+290	03+420	5	2.0	4 - 5	28
03+420	03+490	20	5.0	18 - 31	31
03+490	03+220	11	4.0	10 - 17	30
04+220	04+420	6	3.0	6 - 9	29
04+420	04+665	10	4.0	10 - 17	30
04+665	05+000	5	2.0	4 - 5	28
05+000	05+480	7	3.0	6 - 9	29
05+480	05+580	4	2.0	4 - 5	28
QS+580	05+625	15	4.0	10 - 17	30
05+625	05+910	6	3.0	6 - 9	29
05+910	06+310	5	2.0	4 - 5	28
06+310	06+645	7	3.0	6 - 9	29
06+645	06+740	14	4.0	10 - 17	30
06+740	07+085	18	5.0	18 - 31	31
07+085	07+550	5	2.0	4 - 5	28
07+550	07+925	32	6.0	32 - SO	32
07+925	08+184	20	5.0	18 - 31	31

Tabla N° 2.3.11 Zonificación de Suelos para el Canal Lateral N° 02

UBICACIÓN		N10 DPL IN-SITU	GRUPO Nop	RANGO N10 DPL	$\phi$ (°)
00+000	00+130	9	3.0	6 - 9	29
00+130	00+620	10	4.0	10 - 17	30
00+620	00+870	5	2.0	4 - 5	28
00+870	01+390	9	3.0	6 - 9	29
01+390	01+865	13	4.0	10 - 17	30
01+865	02+000	7	3.0	6 - 9	29
02+000	02+060	14	4.0	10 - 17	30
02+060	02+303	4	2.0	4 - 5	28

Tabla N° 2.3.12 Zonificación de Suelos para el Canal Lateral N° 03

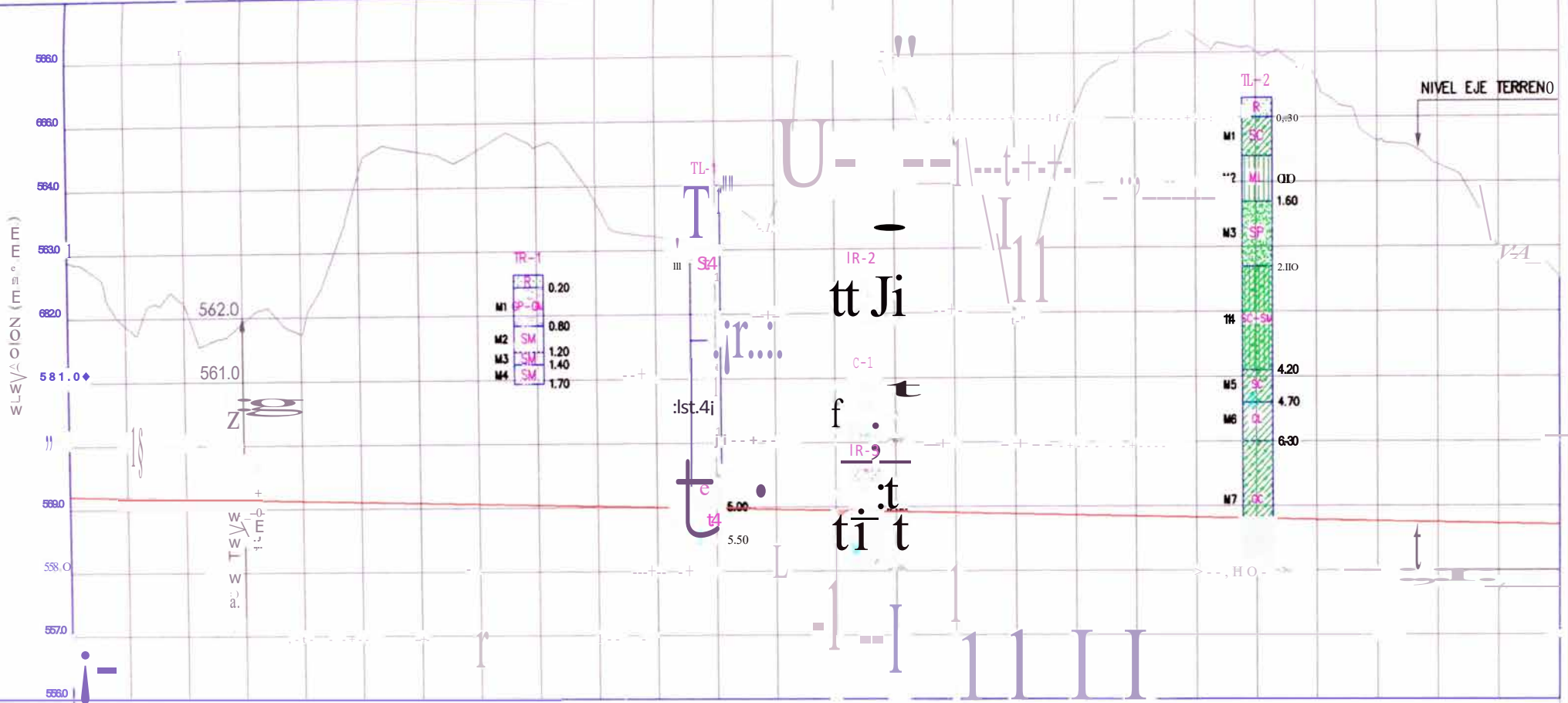
UBICACIÓN		N10 DPL IN-SITU	GRUPO Nop	RANGO N10 DPL	$\phi$ °)
00+000	00+145	6	3.0	6 - 9	29
00+145	00+380	20	5.0	18 - 31	31
00+380	00+140	4	2.0	4 - 5	28
01+140	01+400	10	4.0	10 - 17	30
01+400	01+665	4	2.0	4 - 5	28
01+665	02+6185	10	4.0	10 - 17	30
02+185	02+435	18	5.0	18 - 31	31
02+435	02+700	15	4.0	10 - 17	30
02+700	02+860	4	2.0	4 - 5	28
02+860	03+740	10	4.0	10 - 17	30
03+740	03+980	6	3.0	6 - 9	29
03+980	04+320	4	2.0	4 - 5	28
04+320	04+540	12	4.0	10 - 17	30
04+540	04+740	8	3.0	6 - 9	29
04+740	05+460	14	4.0	10 - 17	30
05+460	06+180	7	3.0	6 - 9	29
06+180	06+620	2	1.0	1 - 3	27

Tabla N° 2.3.13 Zonificación de Suelos para el Canal Lateral N° 04

UBICACIÓN		N10 DPL IN-SITU	GRUPO Nop	RANGO N10 DPL	$\phi$ °)
00+000	0+580	6	3.0	6 - 9	29
00+580	01+700	4	2.0	4 - 5	28
01+700	01+960	7	3.0	6 - 9	29
01+960	02+099	4	2.0	4 - 5	28

Tabla N° 2.3.14 Zonificación de Suelos para el Canal Lateral N° 05

UBICACIÓN		N10 DPL IN-SITU	GRUPO Nop	RANGO N10 DPL	$\phi$ °)
00+000	00+270	12	4	10 - 17	30
00+270	00+420	19	5	18 - 31	31
00+420	00+700	12	4	10 - 17	30
00+700	01+120	9	3	6 - 9	29
01+120	01+300	3	1	1 - 3	27
01+300	01+520	5	2	4 - 5	28
01+520	01+920	13	4	10 - 17	30
01+990	03+540	5	2	4 - 5	28
03+540	04+000	8	3	6 - 9	29



PK	0+000	0+050	0+100	0+150	0+200	0+250	0+300	0+350	0+400	0+450	0+500	
COTA TERRENO (m.n.m.)	562.0	561.0	561.0	561.0	561.0	561.0	561.0	561.0	561.0	561.0	561.0	
COTA RASANTE 1.00m	558.0	558.0	558.0	558.0	558.0	558.0	558.0	558.0	558.0	558.0	558.0	
TIPO DE MATERIA DE LA SUBRAS	SP_M			CL_M			LV_M			C		

**ESQUEMA DE PERFILES LONGITUDINALES**

M1: 0.20  
 M2: 0.80  
 M3: 1.20  
 M4: 1.40  
 M5: 4.20  
 M6: 4.70  
 M7: 6.30

IR-1  
 IR-2  
 TL-2

Nivel Eje Terreno  
 Nivel Eje Rasante

Eje Canal  
 Eje de Simetría

5.00  
 5.50

0.0010

**ESQUEMA DE PERFIL LONGITUDINAL**

Ese Vertical: 1/10:J

Ese Horizontal 1/2000

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
 INFORME DE SUFICIENCIA  
 DISEÑO DE LAS OBRAS DE ALIOT DEL SISTEMA DEFINIVO  
 CANALES DE IRRIGACION DEL VALLE DE CHONTAYACU

**PERFIL LONGITUDINAL**  
 PROGR(SIVAS:())+0/JQ a 00+500

1.8 CAICION: 11'1D\*s.r.  
 1.8 CAICION: 11'1D\*s.r.  
 1.8 CAICION: 11'1D\*s.r.  
 1.8 CAICION: 11'1D\*s.r.

R.P.S. 100: R.S.S.  
 O.E.W.C. c.P.O.S.  
 1/SCALA: N1C414S

**PL-01**

### 2.3.5 ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

Las características geotécnicas que prevalecen en la zona donde se planea cimentar las obras de arte del canal principal y de los 05 canales laterales, fueron determinadas por medio de trabajos de campo a través de pozos de exploraciones o calicatas "a cielo abierto", ensayos de Penetración Dinámica Ligera (DPL), ensayos de laboratorio Estándar con fines de identificación y clasificación, ensayos especiales a fin de obtener los parámetros de resistencia y deformación, y labores de gabinete; en base a los cuales se definen los perfiles estratigráficos del subsuelo, zonificación de Suelos, tipo y profundidad de cimentación, capacidad portante y asentamientos.

#### 2.3.5.1 Tipo de Cimentación

Canal	: Considerando Cimentación corrida.
Acueducto	: Considerando Cimentación rectangular con bloques rectangulares (caissones).
Sifón	: Considerando Cimentación corrida.
Puente Vehicular	: Considerando Cimentación rectangular.
Alcantarilla	: Considerando Cimentación rectangular.

#### 2.3.5.2 Profundidad de Cimentación

Canal	: Profundidad, variable.
Acueducto	: Profundidad, 2.00 - 4.00m.
Sifón	: Profundidad, 2.00 - 2.50m.
Puente Vehicular	: Profundidad, 1.90 - 2.20m.
Alcantarilla	: Profundidad, 0.50m.

#### 2.3.5.3 Cálculo de Capacidad Admisible

Dada las características que el subsuelo presenta, el análisis de la capacidad admisible se realizará por el método de Terzaghi modificado por Vesic (1,973), para el caso de "falla local" ( $q'_1 = \tan^{-1}(2/3 \cdot \tan q)$ , y  $C'_1 = 2 \cdot C/3$ ) y apoyándose en los sondajes y las características mecánicas de los suelos.

$$Q_{ult} = C N_c S_c + q \cdot N_q S_q + 0.5 \gamma N_{\gamma} S_{\gamma}$$

$$Q_{adm} = Q_{ult} / FS$$

Donde:

Q ult	: Capacidad última de carga	q	: Sobre carga
Q adm	: Capacidad admisible de carga	Df	: Prof. de cimentación
FS	: Factor de seguridad= 3.0	Ne, Nq, Ny	: Fact. de Cap. de carga
y	: Peso Unit. del suelo natural	Se, Sq, Sy	: Factores de forma
B	: Ancho de cimiento		

Esta ecuación de capacidad de carga última se aplica para cimentaciones continuas, cuadradas, circulares y rectangulares ( $0 < B/L < 1$ ).

### 2.3.5.4 Cálculo de Asentamientos

Asimismo se realiza la predicción de asentamientos, y se calcula de acuerdo a la teoría elástica aplicada por LAMBE y WHITMAN (1969), para los tipos de cimentación analizadas y el esfuerzo neto que transmite un asentamiento uniforme que se puede evaluar por la fórmula que se muestra continuación.

$$\delta = \frac{10 \cdot q_s \cdot B (1-u^2) I_w}{E_s}$$

$\delta$	=	Asentamiento probable
$Q_s$	=	Esfuerzo neto transmitido
B	=	Ancho de cimentación
$E_s$	=	Módulo de elasticidad
u	=	Relación de Poisson
$I_w$	=	Factor de influencia que depende de la forma y la rigidez de la cimentación (Steinbrenner, 1934 y Bowles, 1977)

Para las obras de arte del Canal principal y en los Canales laterales, se ha considerado que los asentamientos totales son menores a 1", y una distorsión angular permisible de "U150", excepto para los acueductos, en el que se ha considerado una distorsión angular permisible de "L/300".

### 2.3.5.5 Resultados de la Evaluación de la Capacidad Portante

#### A.-Canales

En base a los valores de capacidad que excede la deformación admisible, se recomienda cimentación corrida (Tablas 2.3.15, 2.3.16, 2.3.17, 2.3.18, 2.3.19, 2.3.20)

Tabla N° 2.3.15 Recomendaciones para Cimentación de Canal Principal

Kilometraje (km)	COTAS msnm		ESTRATO DE C I M I E N T O	Oadm (Kg/cm2)	Nivel Freát msnm	
	Inicicio	Final				
0+020	0+160	559.200	559.040	GP, SP, SM	0.32	-
0+160	0+260	559.040	558.960	CL, SM	0.30	-
0+260	0+320	558.960	558.880	SP, SM	0.30	-
0+320	0+520	558.880	558.680	OC	0.30	-
0+520	0+720	558.680	556.320	CL, ML	0.30	-
0+720	0+920	556.320	554.420	GW, GM	0.32	-
0+920	1+040	554.420	554.180	SM, SP	0.32	-
1+040	1+100	554.180	554.060	SM	0.23	-
1+100	1+260	554.060	553.980	SM	0.23	-
1+260	1+440	553.980	553.890	SM, GP	0.23	-
1+440	1+860	553.890	550.550	GP	0.32	-
1+860	2+100	550.550	550.070	SP, GW-OM	0.32	-
2+100	2+200	550.070	549.870	CL, SM	0.32	-
2+200	2+410	549.870	549.505	CL, SM	0.42	-
2+410	2+520	549.505	549.110	CL, SM	0.26	548.555
2+520	2+620	549.110	548.950	GP, SP	0.26	548.160
2+620	2+680	548.950	548.790	GP, SP	0.26	548.000
2+680	2+800	548.790	547.980	CL, SP-SM	0.33	547.640
2+800	3+180	547.980	547.078	CL, SP-SM	0.33	546.980
3+180	3+360	547.078	547.006	GP, GM	0.33	546.078
3+360	3+420	547.006	543.982	SW-SM	0.33	546.006
3+420	3+580	543.982	543.918	SW-SM, GP-CC	0.30	543.982
3+580	3+780	543.918	543.838	GP-OC	0.30	543.918
3+780	4+200	543.838	542.992	GP-OC	0.30	543.838
4+020	4+140	542.992	542.872	GP-OC	0.30	541.192
4+140	4+280	542.872	542.732	SM	0.30	541.072
4+280	4+340	542.732	542.672	SE	0.30	540.932
4+340	4+800	542.672	539.854	SP	0.30	-
4+800	5+180	539.854	539.094	SP-SM	0.30	-
5+180	5+480	539.094	537.494	SM	0.30	-
5+480	5+660	537.494	536.422	SP	0.30	-
5+660	6+060	536.422	535.622	SP	0.38	-
6+060	6+100	535.622	534.102	SP	0.36	-
6+100	6+580	534.102	532.662	SP	0.21	533.502
6+580	6+920	532.662	531.642	SM	0.21	532.062
6+920	7+080	531.642	530.162	SE	0.21	531.042
7+080	7+320	530.162	530.642	SW-SM	0.27	528.962
7+320	7+400	530.642	528.252	SW-SM	0.27	529.442
7+400	7+560	528.252	527.772	SW-SM	0.41	527.952
7+560	7+780	527.772	527.112	SW-SM, se	0.41	527.472
7+780	7+860	527.112	526.872	se	0.41	526.812
7+860	7+920	526.872	526.848	se	0.35	525.372
7+920	7+940	526.848	526.840	se	0.30	-
7+940	8+010	526.840	526.630	se, sw-sm	0.21	-
8+010	8+020	526.630	525.350	SW-SM	0.32	526.380
8+020	8+060	525.350	525.230	SW-SM	0.32	525.100
8+060	8+820	525.230	522.95	SP	0.32	524.980
8+820	8+860	522.950	522.83	SW-SM	0.32	522.700
8+860	9+300	522.830	520.950	SP	0.28	522.680
9+300	9+520	520.950	519.900	SP, SM	0.20	-
9+520	9+640	519.900	519.600	SP, SM	0.20	519.650
9+640	9+860	519.600	519.224	SM	0.20	519.350
9+860	10+180	519.224	517.254	SM, SP-SM	0.36	519.020
10+180	10+340	517.254	516.646	SM, SP-SM	0.36	517.054
10+340	10+500	516.646	516.038	SP-SM	0.36	516.446
10+500	10+760	516.038	514.998	SP-SM	0.19	515.838
10+760	10+860	514.998	514.598	SP-SM, ML	0.19	514.798
10+860	11+080	514.598	513.718	ML	0.19	514.398
11+080	11+120	513.718	513.558	ML, SP	0.19	513.518
11+120	11+180	513.558	513.51	ML, SP	0.20	513.208
11+180	11+560	513.51	513.154	SM	0.22	513.160
11+560	11+840	513.154	512.874	SC, SM	0.22	513.054
11+840	11+920	512.874	512.794	SM	0.22	512.774
11+920	14+700	512.794	510.014	SM, ML, SP-SM	0.22	512.694
14+700	15+460	509.874	509.874	SP-SM	0.22	509.914
15+460	16+380	509.874	508.524	SP-SM	0.20	509.874
16+380	16+500	508.524	507.174	SM	0.20	507.974
16+500	16+600	507.174	506.534	SM	0.20	506.574
16+600	16+880	506.534	505.894	SM	0.44	506.434
16+880	19+620	505.894	503.154	SM	0.22	505.794
19+620	19+820	503.154	502.954	CL, SE	0.22	507.074
19+820	20+420	502.954	502.354	CL	0.22	502.854
20+420	20+560	502.354	502.214	SM	0.22	502.304

Tabla N° 2.3.16 Recomendaciones para Cimentación de Canal Lateral N° 01

Kilometraje (km)	COTAS msnm		ESTRATO DE CIMENTACION	cradm (Kg/cm <sup>2</sup> )	Nivel freático msnm
	Inicio	Final			
0+000 . 0+200	537.430	537.030	SW, SM	0.28	.
0+200 . 0+660	537.030	534.800	SW, SM	0.22	535.880
0+660 . 1+000	534.800	531.740	SW, SM	0.30	534.150
1+000 . 1+080	531.740	531.050	SW, SM	0.30	.
1+080 . 1+340	531.050	530.360	SM	0.30	529.510
1+340 . 1+560	530.360	530.305	SM	0.30	530.010
1+560 . 1+780	530.305	530.250	SP	0.30	529.955
1+780 . 1+940	530.250	530.170	SM	0.30	529.900
1+940 . 2+020	530.170	528.880	SP-SW	0.30	529.820
2+020 . 2+460	528.880	527.160	SP, SM	0.30	528.530
2+460 . 2+680	527.160	527.050	SM	0.30	526.810
2+680 . 3+000	527.050	524.916	SP, SM	0.30	526.700
3+000 . 3+140	524.916	524.874	SP, SM	0.30	.
3+140 . 3+280	524.874	524.853	SP, SM	0.30	523.653
3+280 . 3+420	524.853	524.832	SM	0.30	523.632
3+420 . 3+500	524.832	523.292	SP, SM	0.30	523.932
3+500 . 3+740	523.292	521.384	SP, SW, SM	0.30	522.392
3+740 . 4+220	521.384	520.824	SP, SW, SM	0.30	521.084
4+220 . 4+420	520.824	520.264	SM	0.30	520.524
4+420 . 4+500	520.264	518.976	SP	0.30	519.964
4+500 . 4+660	518.976	517.082	SP	0.30	.
4+660 . 4+820	517.082	515.188	SM	0.38	.
4+820 . 5+000	515.188	515.148	SM	0.38	514.438
5+000 . 5+620	515.148	515.108	SP, SM	0.36	.
5+620 . 6+660	515.108	511.754	SM	0.20	.
6+660 . 6+740	511.754	511.682	SP, SM	0.26	.
6+740 . 7+080	511.682	510.762	SP, SW, SM	0.41	.
7+080 . 7+500	510.762	507.786	CL	0.30	.
7+500 . 7+840	507.786	506.761	CL	0.30	507.586
7+840 . 7+920	506.761	506.249	CL	0.30	506.561
7+920 . 8+184	506.249	505.736	GC, CL	0.30	506.249

Tabla N° 2.3.17 Recomendaciones para Cimentación de Canal Lateral N° 02

Kilometraje (km)	COTAS msnm		ESTRATO DE CIMENTACION	cradm (Kg/cm <sup>2</sup> )	Nivel Freático. msnm
	inicio	Final			
0+000 . 0+140	526.848	526.102	SM	0.20	.
0+140 . 0+480	526.102	524.830	SP, SM	0.20	526.102
0+480 . 0+620	524.830	523.850	SP, SM	0.27	524.780
0+620 . 0+880	523.850	522.030	SM	0.27	523.800
0+880 . 1+040	522.030	521.120	SM	0.20	521.680
1+040 . 1+400	521.120	519.320	SP, SM	0.35	521.120
1+400 . 1+500	519.320	518.820	SP, SM	0.35	519.320
1+500 . 1+580	518.820	518.006	SP, SM	0.31	518.620
1+580 . 1+880	518.006	517.706	SM	0.18	518.006
1+880 . 2+000	518.820	517.586	SM	0.16	518.820
2+000 . 2+060	517.586	516.668	SP, SM	0.20	517.336
2+060 . 2+303	516.668	515.996	SM	0.20	516.418

Tabla N° 2.3.18 Recomendaciones para Cimentación de Canal Lateral N° 03

Kilometraje (km)	COTAS msm		ESTRATO DE CIMENTACION	C <sub>adm</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	Nivel freat. msnm
	inicio	Final			
0+000 - 0+160	520.920	520.856	SM	0.22	520.020
0+160 - 0+380	520.856	520.768	SP-SM	0.22	519.956
0+380 - 0+520	520.768	520.440	ML, SM, CL	0.22	519.868
0+520 - 1+120	520.440	520.112	ML, SM, CL	0.22	519.640
1+120 - 1+140	520.112	519.354	ML, SM, CL	0.27	519.562
1+140 - 1+400	519.354	518.500	SP, SM	0.27	518.804
1+400 - 1+500	518.500	518.460	ML,SM, CL	0.27	517.950
1+500 - 1+680	518.460	518.316	SP, SM	0.20	518.110
1+680 - 2+200	518.316	516.900	SP, SM	0.20	517.966
2+200 - 2+440	516.900	516.708	SP	0.20	516.550
2+440 - 2+700	516.708	516.500	SP, SM	0.20	516.358
2+700 - 2+860	516.500	516.372	SM, SC	0.20	516.150
2+860 - 3+000	516.372	515.482	SP, SM	0.35	515.622
3+000 - 3+620	515.482	513.932	SP, SM	0.31	514.882
3+620 - 3+740	513.932	513.692	SP, SM	0.16	513.682
3+740 - 4+210	513.692	512.752	SM	0.16	513.442
4+210 - 4+660	512.752	511.302	SM	0.20	512.252
4+660 - 5+460	511.302	509.852	SM	0.20	510.802
5+460 - 5+920	509.852	509.132	SP, SM	0.20	509.352
5+920 - 6+180	509.132	508.412	SM	0.20	508.932
6+180 - 6+620	508.412	507.972	SM	0.20	508.212

Tabla N° 2.3.19 Recomendaciones para Cimentación de Canal Lateral N° 04

Kilometraje (km)	COTAS msm		ESTRATO DE CIMENTACION	C <sub>adm</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	Nivel Freático msnm
	inicio	Final			
0+000 - 0+260	513.500	513.418	SM	0.20	513.250
0+260 - 0+580	513.418	512.780	SM	0.20	513.268
0+580 - 0+900	512.780	512.142	SC,SM	0.20	512.630
0+900 - 1+700	512.142	510.512	SC,SM	0.27	511.992
1+700 - 1+960	510.512	509.265	SM	0.20	510.512
1+960 - 2+099	509.265	509.040	SC,SM	0.20	509.265



Tabla N° 2.3.20 Recomendaciones para Cimentación de Canal Lateral N° 05

Kilometraje (km)	COTAS msnm		ESTRATO DE CIMENTO	CTadm (Kg/cm2)	Nivel Freático msnm
	inicio	Final			
0+000 - 0+280	505.894	504.664	ML	0.20	505.844
0+280 - 0+420	504.664	504.524	SP, ML, SM	0.20	504.664
0+000 - 0+700	504.524	503.494	ML, SM	0.20	504.524
0+700 - 1+120	503.494	502.324	CL, SM	0.20	503.494
1+120 - 1+300	502.324	502.144	CL	0.20	502.324
1+300 - 1+540	502.144	501.924	CL, SM	0.20	502.144
1+540 - 1+920	501.924	501.144	CL, SP	0.20	501.924
1+920 - 2+000	501.144	500.984	SM, SP	0.20	501.144
2+000 - 2+060	500.984	500.864	CL, SP	0.20	500.984
2+060 - 2+560	500.864	499.714	CL, SM	0.20	500.864
2+560 - 2+940	499.714	498.954	CL, SM	0.35	499.714
2+940 - 3+200	498.954	498.434	CL, SP	0.35	498.954
3+200 - 3+260	498.434	498.314	CL, SP	0.31	498.434
3+260 - 3+540	498.314	497.754	CL, SP	0.16	498.314
3+540 - 4+000	497.754	496.084	CL	0.16	497.754

## B.- Acueductos

En base a los valores de capacidad que excede la deformación admisibl(3, se recomienda una cimentación rectangular con bloques rectangulares (caissons), ver las siguientes Tablas 2.3.21, 2.3.22 y 2.3.23:

Tabla N° 2.3.21 Recomendaciones para Cimentación de Acueducto en el Canal Principal

OBRA DE ARTE	PROGRESIVAS (KM)		ESTRATO DE CIMENTO	DCMENSIONES		NIVEL CIMENTO (msnm)	Dí (m)	a adm kg/cm2	d<I" (cm)	ddif (cm)
	rNICIO	FrNAL		B (m)	L (m)					
ACUEDUCTO N° 01	1+351.5	1+384.5	GP	2.50	5.00	548.63	4.00	1.30	2.54	1.90
				3.00	5.00	548.63	4.00	1.12	2.52	1.89
ACUEDUCTO N° 02	4+273.0	4+313.0	SM,GM	2.50	4.00	535.95	4.00	0.81	2.53	1.90
				3.00	5.00	535.95	4.00	0.67	2.51	1.88
ACUEDUCTO N° 03	13+443.5	13+470.5	SM	2.00	3.00	506.18	4.00	1.19	2.54	1.90
				3.00	5.00	506.18	4.00	0.82	2.52	1.89
ACUEDUCTO N° 04	14+127.5	14+192.5	SM	2.00	3.00	504.30	4.00	1.30	2.54	1.90
				3.00	4.00	504.30	4.00	0.98	2.53	1.89
ACUEDUCTO N° 05	15+378.0	15+444.0	SM	2.00	3.00	504.20	4.00	1.19	2.54	1.90
				3.00	4.00	504.20	4.00	0.90	2.53	1.90
ACUEDUCTO N° 06	18+892.0	18+906.0	SM	2.00	3.00	500.00	2.00	0.82	1.54	1.15
				3.00	4.00	500.00	2.00	0.91	2.25	1.69
ACUEDUCTO N° 07	19+197.0	19+213.0	SM,GM	2.00	3.00	498.25	2.00	0.90	1.62	1.22
				3.00	4.00	498.25	2.00	1.00	2.38	1.79

Tabla N° 2.3.22 Recomendaciones para Cimentación de Acueductos en el Canal Lateral N° 01

OBRA DE ARTE	PROGRESIVAS (KM)		ESTRATO DE CIMIENTO	DIMENSIONES		NIVEL CIMIENTO (msl_m)	Df (m)	$\alpha$ adm kg/cm <sup>2</sup>	d<I" (cm)	ddif (cm)
	INICIO	FINAL		B (m)	L (m)					
ACUEDUCTO N° 01	6+980.0	7+024.0	SM	2.00	3.00	506.25	3.00	1.08	2.53	1.90
				2.50	4.00	506.25	3.00	0.90	2.53	1.90

Tabla N° 2.3.23 Recomendaciones para Cimentación de Acueductos en el Canal Lateral N° 03

OBRA DE ARTE	PROGRESIVAS (KM)		ESTRATO DE CIMIENTO	DIMENSIONES		NIVEL CIMIENTO (msnm)	Df (m)	$\alpha$ adm kg/cm <sup>2</sup>	d<I" (cm)	ddif (cm)
	INICIO	FINAL		B (m)	L (m)					
ACUEDUCTO N° 01	5+932.0	5+948.0	SM,GM	2.00	3.00	505.25	2.00	0.94	1.58	1.19
				2.50	4.00	505.25	2.00	0.99	1.99	1.49

### C.- Puentes Vehiculares

En base a los valores de capacidad que excede la deformación admisible, se recomienda una cimentación rectangular, ver Tabla 2.3.24:

Tabla N° 2.3.24 Recomendaciones para Cimentación de Puente Vehicular en el Canal Principal

OBRA DE ARTE	PROGRESIVA (KM)	ESTRATO DE CIMIENTO	DIMENSIONES		NIVEL CIMIENTO (msnm)	Df (m)	$\alpha$ adm kg/cm <sup>2</sup>
			B (m)	L (m)			
PTE. VEHICULAR N° 01	0+060	SM	2.10	6.00	-	-	1.15
PTE. VEHICULAR N° 02	1+064	SM	2.20	6.00	552.50	-	1.05
PTE. VEHICULAR N° 03	1+645	GP	2.20	6.00	550.50	-	1.00
PTE. VEHICULAR N° 04	2+172	GW-GM	2.10	6.00	548.40	-	1.00
PTE. VEHICULAR N° 05	2+552	GP, SP	2.10	6.00	547.50	-	1.00
PTE. VEHICULAR N° 06	3+380	SP-SM, GP-GW	2.50	6.00	545.20	-	1.15
PTE. VEHICULAR N° 07	6+586	SP-SM	3.30	6.00	530.50	-	0.90
PTE. VEHICULAR N° 09	8+720	SP, SW-SM	2.80	6.00	521.00	-	1.05

### D.- Sifones

En base a los valores de capacidad que excede la deformación admisible, se recomienda una cimentación rectangular, ver la Tabla 2.3.25:

Tabla N° 2.3.25 Recomendaciones para Cimentación de Sifones en el Canal Principal

OBRA DE ARTE	PROGRESIVAS (KM)		ESTRATO DE CIMENTO	DIMENSIONES		NIVEL CIMENTADO (msmn)	a adm kg/cm <sup>2</sup>
	INICIO	FINAL		B (m)	L (m)		
SIFON N° 01	0+698.0	0+730.3	CL	1.70	8.55	556.60	0.25
				1.70	10.00	552.80	0.70
				1.70	7.44	556.15	0.45
SIFON N° 02	2+380.0	2+415.3	CL,SM	1.70	7.20	549.60	0.35
				1.70	15.00	546.30	1.20
				1.70	6.50	549.18	0.35

### E.- Alcantarillas

En base a los valores de capacidad que excede la deformación admisible, se recomienda para las alcantarillas una cimentación rectangular con un reemplazo de material en la base en un espesor de 0.50m.(Tabla 2.3.26).

Con la finalidad de absorber los movimientos de contracción y dilatación del suelo y permitir el flujo de agua por debajo del revestimiento, evitando de esta manera las fuerzas de sub-presión, se recomienda colocar una cama de piedras de diámetro de 4", en un espesor de 50 cm.

La cama de piedras deberá tener los siguientes requisitos de calidad:

Tamaño Uniforme	:	4"
Tipo de Material	:	Gravas redondeadas a sub-redond.
Abrasión en la Máquina los Ángeles (ASTM C 131)	:	50% máx.

Tabla N° 2.3.26 Recomendaciones para Cimentación de Alcantarillas en el Canal Lateral N° 01

OBRA DE ARTE	PROGRESIVA (KM)	ESTRATO DE CIMENTO	DIMENSIONES		NIVEL CIMENTADO (msmn)	Df (m)	σ adm Kg/cm <sup>2</sup>
			B (m)	L(m)			
ALCANTARILLA N° 01	6+715.0	SM	2.50	6.00	513.63	0.80	0.70

## 2.3.6 SUSCEPTIBILIDAD DE LOS SUELOS AL COLAPSO O EXPANSIÓN.

### 2.3.6.1 Suelos Expansivos

Se dice que un suelo es expansivo cuando en contacto con el agua experimenta cambios volumétricos significativos los que se traducen en movimientos de la

cimentación. La mayoría de los suelos expansivos están conformados por arcillas plásticas en estado natural.

El U.S. Army Waterways Experiment Station (Snethen y otros, 1977) desarrolló un Sistema de Clasificación de suelos expansivos, resumido por O'Neill y Poormoayed (1980). En el Tabla N° 2.3.27 se muestra estos criterios.

Tabla N° 2.3.27 Sistema de Clasificación de Suelos Expansivos(\*)

LIMITE LIQUIDO	íNDICE DE PLASTICIDAD	EXP/\NSION POTENCIAL	CLASIFICACION DE LA EXPANSION POTENCIAL
< 50	< 25	< 0.5	BAJA
50 - 60	25 - 35	0.5 - 15	MARGINAL
> 60	> 35	> 15	ALTA
Expansión Potencial= Expansión vertical bajo una presión igual a la presión de sobrecarga			

(\*) Compilado por O'Neill y Poormoayed (1980)

De los resultados de esta evaluación realizada en los suelos encontrados en los canales de irrigación, no se tienen casos de suelos con una Expansión Potencial Alta, ni Expansión Potencial Baja. Solamente se ha encontrado en 03 muestras, suelos con una Expansión Potencial Marginal, el cual se muestra en la Tabla N° 2.3.28.

Tabla N° 2.3.28 Identificación de Suelos Expansivos en Función al Sistema de Clasificación de Suelos Expansivos (\*)

CANAL	UBICACION (Km)	PROF. (rn)	S.U.C.S	L.L.	1P.	CLASIFICACION DE LA EXPANSION POTENCIAL
PRINCIPAL	01+505.2	0.2-0.9	CH	55.88	27.54	MARGINAL
PRINCIPAL	02+558.6	0.7-0.9	CH	50.75	26.59	MARGINAL
PRINCIPAL	19+855.0	0.0-1.5	CH	52.53	25.15	MARGINAL

(\*) Compilado por O'Neill y Poormoayed (1980)

En los casos de las muestras ubicadas en los Km. 01+505.2, 02+558.6 y 19+855.0 del Canal Principal, la rasante del canal está cimentada por debajo de estos estratos susceptibles a una Expansión Potencial Marginal, por lo que estos estratos serán eliminados durante el proceso constructivo.

### 2.3.6.2 Suelos Colapsables

Un suelo colapsable es aquel que bajo carga y/o saturación sufre asentamientos bruscos. Generalmente la mayoría de los suelos colapsables que se presentan en estado natural, son eólicos.

Ambos fenómenos pueden ser determinados en base a la relación del Límite Líquido y el Peso Volumétrico Seco.

De los resultados de esta evaluación realizada en los suelos encontrados en los canales de irrigación, se tienen casos de suelos con un alto Potencial de colapso, el cual se muestra en la Tabla N° 2.3.29.

Tabla N° 2.3.29 Identificación de Suelos Colapsables en Función al Sistema de Clasificación de Suelos Expansivos (\*)

CANAL	UBICACIÓN (Km)	PROF. (m)	S.U.C.S	LL.	yd (gr/ce)	CLASIFICACION DEL POTENCIAL DE COLAPSO
PRINCIPAL	00+217.0	0.0-2.4	SM	22.50	1.26	ALTO
PRINCIPAL	00+217.0	2.4-4.5	SM	21.80	1.41	ALTO
PRINCIPAL	00+640.3	0.0-0.4	SM	29.95	1.22	ALTO
PRINCIPAL	00+640.3	0.4-0.8	SM	21.86	1.20	ALTO
PRINCIPAL	00+641.1	2.0-2.6	SM	26.60	1.25	ALTO
PRINCIPAL	01+937.5	0.65-0.9	SM	22.41	1.41	ALTO
PRINCIPAL	02+558.6	0.9-1.2	se	23.12	1.31	ALTO
PRINCIPAL	04+588.4	0.2-0.5	SM	23.94	1.27	ALTO
PRINCIPAL	05+693.3	0.2-0.7	SM	21.96	1.22	ALTO
PRINCIPAL	07+786.4	0.5-0.9	se	23.81	1.40	ALTO
PRINCIPAL	08+406.8	0.15-0.5	se	23.08	1.36	ALTO
PRINCIPAL	08+406.8	0.5-0.9	SW-SM	23.18	1.34	ALTO
PRINCIPAL	08+687.8	0.2-0.5	SM	21.59	1.40	ALTO
PRINCIPAL	09+296.8	0.2-0.5	se	28.53	1.25	ALTO
PRINCIPAL	10+353.0	0.15-0.5	se	25.65	1.34	ALTO
PRINCIPAL	10+353.0	0.5-0.8	SM	27.60	1.16	ALTO
PRINCIPAL	10+648.7	0.2-0.4	SM	21.73	1.35	ALTO
PRINCIPAL	11+378.4	0.2-0.5	SM	30.46	1.26	ALTO
PRINCIPAL	12+925.4	0.2-0.5	ML	30.71	1.21	ALTO
PRINCIPAL	13+283.8	0.2-0.5	SM	36.65	1.11	ALTO
PRINCIPAL	13+587.0	0.2-0.5	SM	29.79	1.28	ALTO
PRINCIPAL	14+003.6	0.1-0.4	se	29.21	1.11	ALTO
PRINCIPAL	15+387.1	0.2-0.5	CL	33.56	1.11	ALTO
PRINCIPAL	15+712.9	0.2-0.4	CL	26.00	1.24	ALTO
LATERAL 1	00+372.5	0.0-0.6	ML	23.13	1.26	ALTO
LATERAL 1	01+850.9	0.0-0.7	SM	24.21	1.38	ALTO
LATERAL 1	02+530.2	0.0-0.6	SM	25.06	1.23	ALTO
LATERAL 1	03+587.1	0.2-1.0	SM	23.11	1.31	ALTO
LATERAL 1	04+480.5	2.4-3.0	CL	32.88	1.07	ALTO
LATERAL 1	04+798.8	0.2-0.8	SM	20.24	1.20	ALTO
LATERAL 1	05+464.7	0.2-0.6	se	30.00	1.28	ALTO
LATERAL 1	06+031.6	0.2-0.6	se	23.05	1.33	ALTO
LATERAL 1	06+031.6	0.6-1.1	SM	21.53	1.41	ALTO
LATERAL 3	00+000.0	0.2-0.5	se	28.53	1.25	ALTO
LATERAL 3	03+092.1	0.3-0.8	SM	21.64	1.39	ALTO
LATERAL 4	00+020.0	0.5-0.8	SM	21.73	1.35	ALTO

(\*) Criterio del Bureau of Reclamation (U.S.B.R.)

## **A.- Canal Principal**

Los estratos de las muestras ubicadas entre los Kms. 00+217.0 y 00+641.1 del canal principal, susceptibles a un alto potencial de colapso, están asociadas a la inestabilidad de los taludes, generada por las fuerzas de infiltración en los taludes conformados por suelos de compacidad suelta, por lo que se recomienda el empleo de una infraestructura de conducción flexible, cerrada (tubería).

En los casos de las muestras ubicadas entre los Kms. 01 +937.5 al 11+378.4 y la muestra del Km. 15+712.9 del canal principal, la rasante del canal está cimentada por debajo de estos estratos susceptibles a un Alto potencial de colapso, por lo que estos estratos serán eliminados durante el proceso constructivo.

En los casos de las muestras ubicadas entre los Knis. 12+925.4 - 15+387.1 del canal principal, la rasante del canal está cimentada en terraplén apoyado bajo estos estratos susceptibles a un alto potencial de colapso. La potencia de estos estratos varía de 0.30 - 0.40 m.

Para la construcción de Terraplenes ó rellenos compactados apoyados sobre el terreno natural descrito anteriormente, con la finalidad de mejorar el subsuelo de cimentación en sus propiedades físicas y mecánicas, se recomienda realizar una preparación de terreno natural empleando material adicionado en un espesor de 0.30m, previa densificación hidráulica (en suelos areno limosos, poco húmedos a secos) con un grado de compactación al 90% de la M.D.S. del Próctor Modificado.

Se recomienda realizar en una primera etapa la construcción del terraplén con un nivel superior de 10- 15cm. sobre el nivel de la plataforma del canal, realizando durante el proceso constructivo el control de niveles, para luego proseguir con la excavación de la caja.

## **B.- Canal lateral N°01**

Los estratos de las muestras ubicadas entre los Kms. 00+372.5 al 03+587.1, y 04+798.8 al 06+031.6 del canal lateral N°01, la rasante del canal está cimentada por debajo de estos estratos susceptibles a un Alto potencial de colapso, por lo que estos estratos serán eliminados durante el proceso constructivo.

En el caso de la muestra ubicada en el Km. 04+480.5 del canal lateral N°01, la rasante del canal está apoyado sobre un estrato de arcilla susceptible a un alto potencial de colapso. Este estrato se ubica entre 2.40 - 3.00 m de profundidad con una potencia de 0.60 m. La existencia de este estrato ha sido verificada con el Ensayo de Penetración Dinámica Ligera (DPL-18), además según la evaluación estratigráfica cualitativa en base a estos ensayos, bajo este estrato de arcilla se infiere un estrato de grava arenosa suelta con boleos aislados.

### **C.- Canal lateral N°03**

Los estratos de las muestras ubicadas en los Kms. 00+000.0 y 03+092.1 del canal lateral N°03, la rasante del canal está cimentada por debajo de estos estratos susceptibles a un alto potencial de colapso, por lo que estos estratos serán eliminados durante el proceso constructivo.

### **D.- Canal lateral N°04**

El estrato de la muestra ubicada en el Km. 00+020 del canal lateral N°04, la rasante del canal está cimentada por debajo de estos estratos susceptibles a un alto potencial de colapso, por lo que estos estratos serán eliminados durante el proceso constructivo.

En la mayoría de los casos analizados, los esfuerzos actuantes generados por las cargas de la infraestructura de conducción son menores a los esfuerzos admisibles de los suelos, por lo que presenta un bajo potencial de colapso para estas cargas.

## **2.3.7 SOLUCIONES A LOS PROBLEMAS PRESENTES EN EL CANAL**

### **2.3.7.1 Reemplazo de Material Natural en la Base del Canal empleando Material Adicionado**

De acuerdo a los perfiles estratigráficos, la agrupación por resistencias a la Penetración Dinámica Ligera y del análisis de los resultados de los tramos geotécnicos, presentadas en las tablas respectivos del canal Principal y de los Canales laterales, se concluye:

En la base de la caja del canal se han presentado tramos compuestos por arenas, limos y arcillas de baja capacidad de soporte y compresibles, baja resistencia a la

Penetración Dinámica Ligera, ( $N_{op} \leq 3$  golpes/10 cm), factibilidad de encontrar suelos susceptibles a un Alto potencial de colapso.

Con la finalidad de mejorar el subsuelo de cimentación en sus propiedades físicas y mecánicas, se recomienda el reemplazo de material natural en la base del canal empleando material adicionado en un espesor de 0.60m, con un grado de compactación al 90% de la M.D.S. del Próctor Modificado (Figuras N° 2.3.1 y 2.3.2)

En el caso que el canal esté cimentado 0.30m sobre la base del terraplén, no será necesario este tratamiento.

El material adicionado deberá tener los siguientes requisitos de calidad:

Tipo de Material	:	A-1 <sup>a</sup> , A-1 <sup>b</sup> , A-2-4, A-2-5 y A-3
Compactación	:	En capas de 15 ó 30 cm, al 90% MDS.
Abrasión en la Máquina los Ángeles (ASTM C 131)	:	60% máx.
Tamaño Máximo	:	4"
Porcentaje máximo de piedra	:	30%
Índice de Plasticidad	:	11% máx.

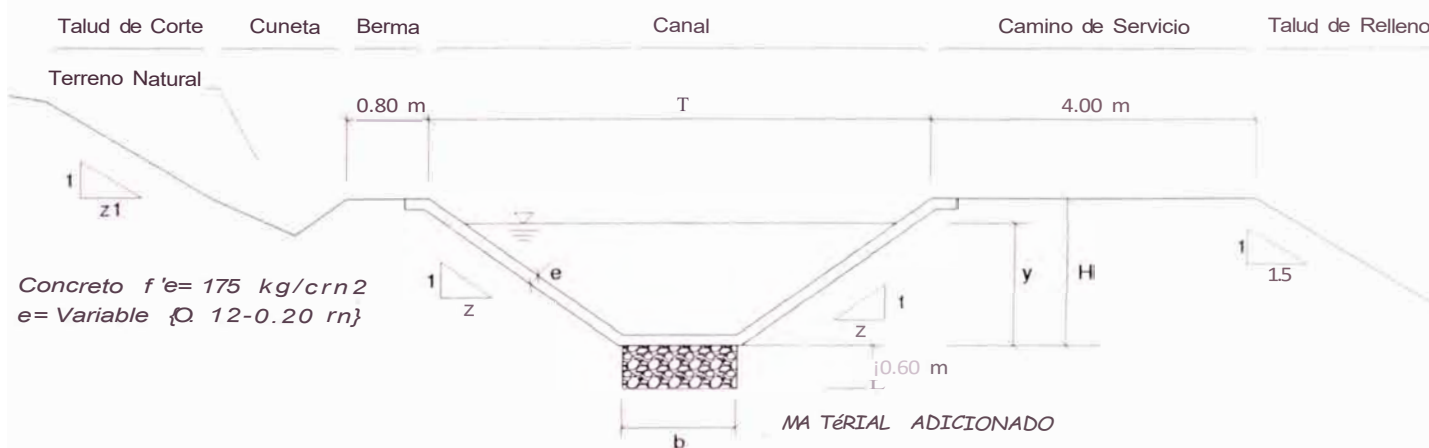


Figura N° 2.3.1 Sección Típica de Reemplazo de Material Adicionado en Canal Trapezoidal



Donde:

- H : Altura del Canal  
 Y : Tirante Normal  
 b : Ancho de Losa de fondo  
 T : Ancho de la Superficie  
 z : Talud de Paredes del Canal  
 z1 : Talud de Corte

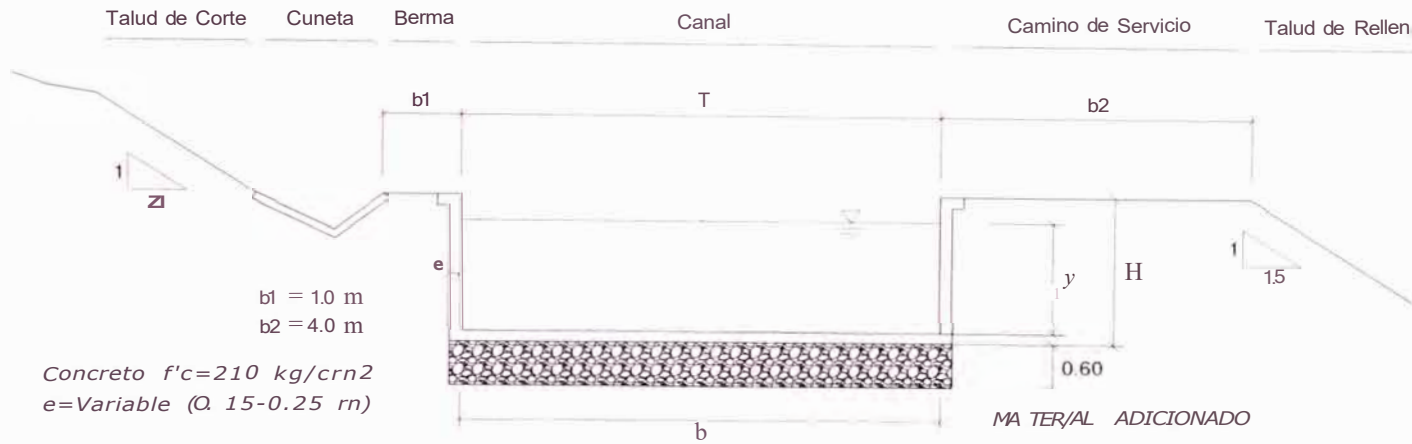


Figura N° 2.3.2 Sección Típica de Reemplazo de Material Adicionado en Canal Rectangular

En los canales de irrigación del Valle del Chontayacu, los tramos a reemplazar el material natural en la base del canal empleando material adicional se presenta en las Tablas 2.3.30, 2.3.31, 2.3.32, 2.3.33, 2.3.34 y 2.3.35.

Tabla N° 2.3.30 Tramos a Reemplazar el Material Natural en la Base del Canal Principal empleando Material Adicionado

Progresiva Inicial (Km)		Progresiva Final (Km)	Progresiva inicial (Km)		Progresiva Final (JKm)
0+080.0	-	0+610.0	11+240.0	-	11+300.0
1+120.0	-	1+351.5	11+300.0	-	11+350.0
1+351.5	-	1+357.5	11+840.0	-	12+350.0
3+025.0	-	3+120.0	13+400.0	-	13+443.5
4+140.0	-	4+200.0	13+443.5	-	13+446.5
4+200.0	-	4+220.0	13+467.5	-	13+470.5
4+220.0	-	4+240.0	13+470.5	-	13+820.0
4+240.0	-	4+250.0	14+390.0	-	14+690.0
4+250.0	-	4+273.Q	17+280.0	-	17+460.0
4+273.0	-	4+278.0	17+540.0	-	18+060.0
4+325.0	-	4+340.0	19+360.0	-	19+820.0
11+160.0	-	11+180.0	20+420.0	-	20+560.0
11+180.0	-	11+240.0			

**Tabla N° 2.3.31 Tramos a Reemplazar el Material Natural en la Base del Canal Lateral N° 01 Empleando Material Adicionado**

Progresiva Inicial (Km)		Progresiva Final (Km)	Progresiva Inicial (Km)		Progresiva Final (Km)
02+620	-	02+680.0	07+170	-	07+220.0
04+450	-	04+500.0	07+220	-	07+360.0
04+785	-	04+820.0	07+360.0	-	07+500.0
05+035	-	05+110.0	07+500.0	-	07+550.0
05+370	-	05+390.0	07+550.0	-	07+580.0
05+390	-	05+450.0	07+580.0	-	07+640.0
05+450	-	05+480.0	07+640.0	-	07+675.0
06+255	-	06+310.0	07+675.0	-	07+720.0
06+680	-	06+700.0	07+720.0	-	07+740.0
06+700	-	06+740.0	07+740.0	-	07+800.0
06+940	-	06+980.0	07+800.0	-	07+840.0
06+980	-	06+982.0	07+840.0	-	07+905.0
07+022	-	07+024.0	07+905.0	-	07+925.0
07+024	-	07+085.0	07+925.0	-	08+184.0
07+085	-	07+170.0			

**Tabla N° 2.3.32 Tramos a Reemplazar el Material Natural en la Base del Canal Lateral N° 02 Empleando Material Adicionado**

Progresiva Inicial (Km)		Progresiva Final (Km)	Progresiva Inicial (Km)		Progresiva Final (Km)
0+230.0	-	0+280.0	0+585.0	-	0+620.0
0+400.0	-	0+480.0	0+980.0	-	01+040.0
0+480.0	-	0+525.0	01+865.0	-	02+000.0

**Tabla N° 2.3.33 Tramos a Reemplazar el Material Natural en la Base del Canal Lateral N° 03 Empleando Material Adicionado**

Progresiva Inicial (Km)		Progresiva Final (Km)	Progresiva Inicial (Km)		Progresiva Final (Km)
02+075	-	02+120	04+320	-	04+500
02+565	-	02+610	04+970	-	05+080
02+780	-	02+860	05+740	-	06+060
03+980	-	04+230	06+100	-	06+240

**Tabla N° 2.3.34 Tramos a Reemplazar el Material Natural en la Base del Canal Lateral N° 04 Empleando Material Adicionado**

Progresiva Inicial (Km)		Progresiva Final (Km)	Progresiva Inicial (Km)		Progresiva Final (Km)
0+350.0	-	0+370.0	01+610.0	-	01+700.0
0+580.0	-	0+900.0	1+120.00	-	1+240.00

Tabla N° 2.3.35 Tramos a Reemplazar el Material Natural en la Base del Canal Lateral N° 05 Empleando Material Adicionado

Progresiva Inicial (Km)	Progresiva Final (Km)	Progresiva Inicial (Km)	Progresiva Final (Km)
0+00	0+160.0	02+020.0	02+060.0
0+160.0	0+200.0	02+450.0	02+720.0
0+200.0	0+270.0	02+940.0	03+020.0
0+420.0	0+540.0	03+080.0	03+130.0
0+890.0	0+1060.0	03+170.0	03+540.0
0+1120.0	0+1300.0	03+540.0	03+610.0
0+1300.0	0+1520.0	03+610.0	04+000.0
0+1520.0	0+1880.0		

### 2.3.7.2 Cama de Piedras de Diámetro de 4" en las Zonas de Contacto del Revestimiento con el Terreno Natural

A lo largo del trazo de los Canales de Irrigación, existen zonas de napa freática a niveles muy variado y casi superficial, en muchos sectores se presentan agujales.

Con la finalidad de absorber los movimientos de contracción y dilatación del suelo y permitir el flujo de agua, evitando de esta manera las fuerzas de sub-presión, se recomienda colocar en las zonas de contacto del revestimiento con el terreno natural, una cama de piedras de diámetro de 4", en un espesor de 20 cm. (Figuras N° 2.3.3, 2.3.4, 2.3.5 y 2.3.6).

La cama de piedras deberá tener los siguientes requisitos de calidad:

Tamaño Uniforme : 4"  
 Tipo de Material : Gravas redondeadas a sub-redondeadas  
 Abrasión en la Máquina los Ángeles (ASTM C 131) : 50% máx.

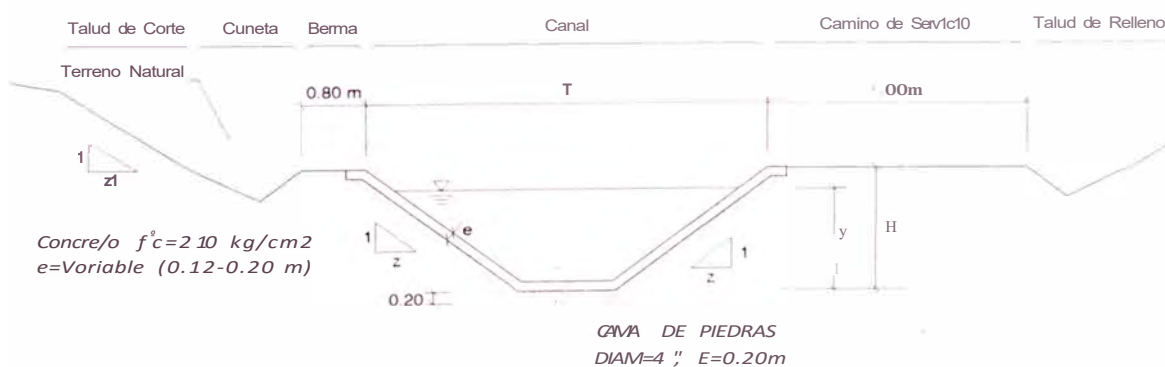


Figura N° 2.3.3 Sección Típica de Cama de Piedras en Corte del Terreno en el Canal Trapezoidal

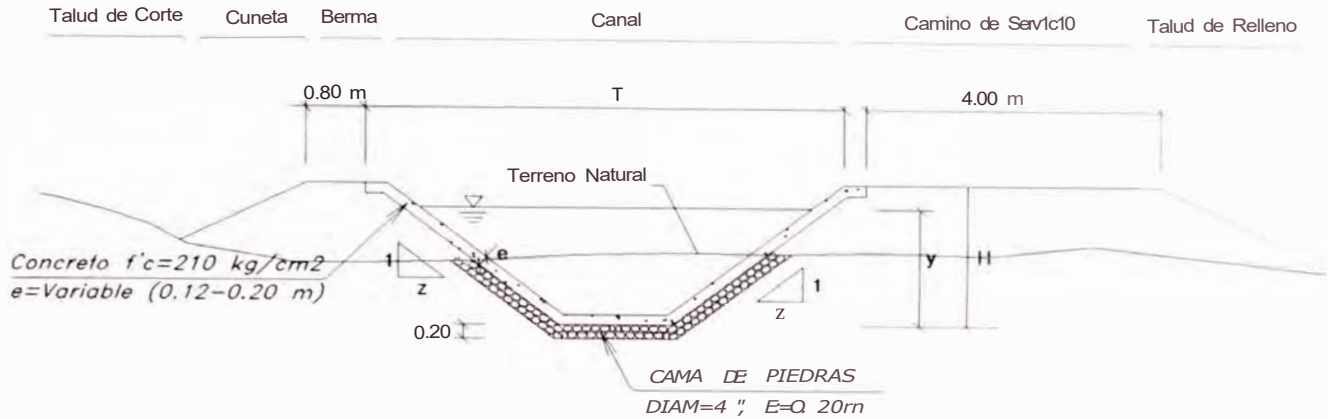


Figura N° 2.3.4 Sección Típica de Cama de Piedras en Relleno del Terreno en el Canal Trapezoidal

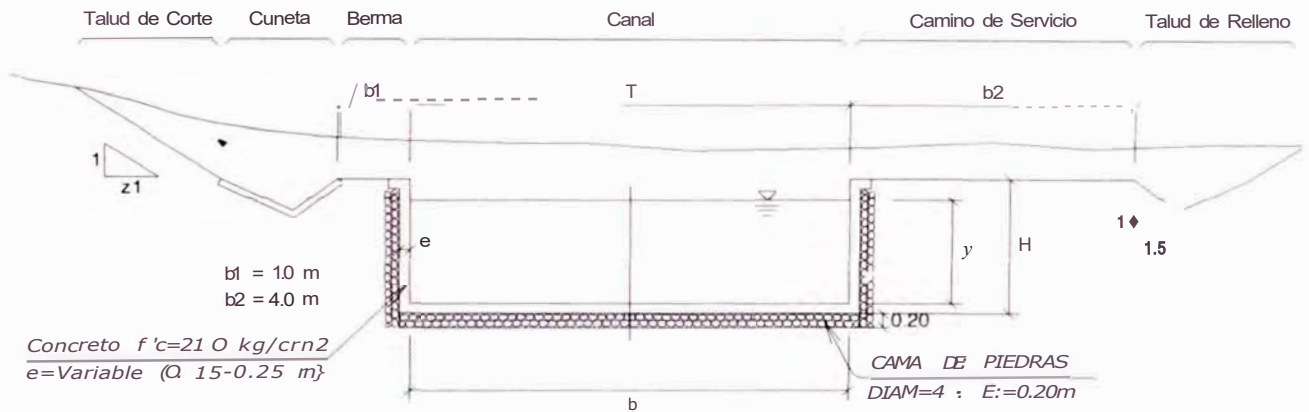


Figura N° 2.3.5 Sección Típica de Cama de Piedras en Corte del Terreno en el Canal Rectangular

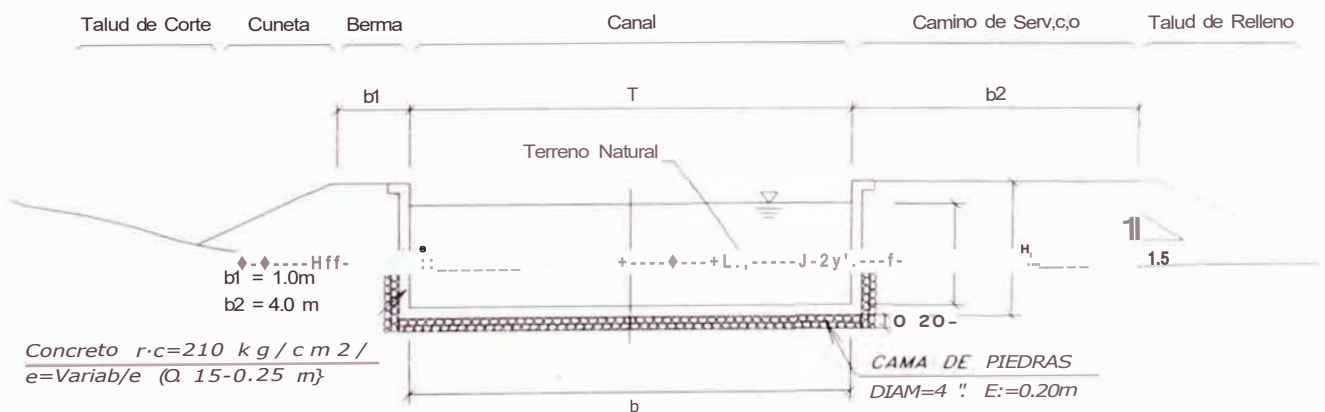


Figura N° 2.3.6 Sección Típica de Cama de Piedras en Relleno del Terreno en el Canal Rectangular

### 2.3.7.3 Preparación de Terreno Natural en Zonas de Relleno empleando

#### Material Adicionado

Basado en los detalles de las progresivas, clasificación de los suelos, espesores de estratos, y características mecánicas, se definió el perfil estratigráfico del Canal Principal y en los Canales Laterales, del cual se pudo definir: se han presentado materiales en superficie del terreno natural compuestos por de rellenos de cultivo (con alto contenido de materia orgánica) en un espesor de variable de 0.20 a 0.30 m, de baja capacidad de soporte y compresible.

Para la construcción de Terraplenes ó rellenos compactados apoyados sobre el terreno natural descrito anteriormente, con la finalidad de mejorar el subsuelo de cimentación en sus propiedades físicas y mecánicas, se recomienda realizar una preparación de terreno natural empleando material adicionado en un espesor de 0.30m, con un grado de compactación al 90% de la M.D.S. del Próctor Modificado.

Según el perfil estratigráfico, esta condición se cumple en todo el tramo del Canal Principal y de los Canales Laterales.

El material adicionado deberá tener los siguientes requisitos de calidad:

Tipo de Material	A-1 a, A-1 b, A-2-4, A-2-5 y A-3
Compactación	En capas de 15 ó 30 cm., al 90% MDS.
Abrasión en la Máquina los Ángeles (ASTM C 131)	60% máx.
Tamaño Máximo	6"
Porcentaje máximo de piedra	30%
Índice de Plasticidad	11% máx.

### 2.3.7.4 Peñilado, Nivelación y Compactación de la Subrasante en zonas de Corte, empleando Material Adicionado

En zonas de corte, en que el Afirmado del camino de servicio descansa en materiales de relleno no clasificados (contaminados) y/o limos y arcillas de de baja capacidad de soporte y compresibles, se deberá reemplazar 0.30 m adicionales de este relleno por material de préstamo compactado al 95% de la **Máxima** Densidad Seca proporcionado por el ensayo Próctor Modificado. Esta

capa servirá como anticontaminante del Afirmado a colocar y permitirá mejorar el subsuelo en sus propiedades físicas y mecánicas.

Según el perfil estratigráfico, esta condición se cumple en algunos sectores del Canal Principal y de los Canales Laterales.

El material adicionado deberá tener los siguientes requisitos de calidad:

Tipo de Material	A-1a, A-1b, A-2-4, A-2-5 y A-3
Compactación	En capas de 15 ó 30 cm., al 95% MDS.
Abrasión en la Máquina los Angeles (ASTM C 131)	60% máx.
Tamaño Máximo	3"
Índice de Plasticidad	10% máx.

### **2.3.7.5 Peñilado, Nivelación y Compactación de la Subrasante en Zonas de Corte, Involucrando Suelo Existente**

En zonas de corte, en el caso en que el Afirmado del camino de servicio descansa en materiales de rellenos clasificados (Gravas y arenas de baja densificación), se deberá escarificar 0.15 m de espesor de este relleno y compactarse al 95% de la **Máxima** Densidad Seca proporcionado por el ensayo Próctor Modificado.

### **2.3.7.6.- Porcentajes de Materiales Aprovechables**

Basado en los detalles de las progresivas, clasificación de los suelos, espesores de estratos, y características mecánicas, se definió el perfil estratigráfico del Canal Principal y en los Canales Laterales, del cual se pudo definir: se han presentado materiales en superficie del terreno natural compuestos por de rellenos de cultivo (con alto contenido de materia orgánica) en un espesor de variable de 0.20 a 0.30 m, de baja capacidad de soporte y compresible.

Adicionalmente se han presentado tramos compuestos por arenas, limos y arcillas de baja capacidad de soporte y compresibles, baja resistencia a la Penetración Dinámica Ligera, ( $N_{op} \leq 3$  golpes/10 cm), factibilidad de encontrar suelos susceptibles a un Alto potencial de colapso.

Los materiales aprovechables para movimiento de tierras en el caso de Terraplenes deberán tener los siguientes requisitos de calidad:

Tipo de Material	:	A-1 a, A-1 b, A-2-4, A-2-5 y A-3
Abrasión en la Máquina los Ángeles (ASTM C 131)	:	60% máx.
Tamaño Máximo	:	6"
Porcentaje máximo de piedra	:	30%
Índice de Plasticidad	:	11% máx.

También se podrán utilizar materiales del tipo A-4, A-5 y A-6, mezclados con materiales granulares de tal manera que se cumpla con un Índice de Plasticidad < a 11% y un porcentaje de Abrasión < a 60% para lo cual se deberán realizar ensayos de calidad y construir tramos de pruebas.

De acuerdo a las condiciones encontradas durante las exploraciones se recomienda utilizar los siguientes porcentajes de materiales aprovechables en movimiento de tierras (Tablas 2.3.36, 2.3.37, 2.3.37, 2.3.38, 2.3.39, 2.3.40 y 2.3.41).

Tabla N° 2.3.36 Porcentaje de Material Aprovechable en Movimiento de Tierra en el Canal principal

PROGRESYA (KM)		DISTANCIA (KM)	PORCENT. (%) MAT. DESECHABLE	PORCENTAJE(%) MAT. APROVECHABLE
INICIAL	FINAL			
0+000	0+560.0	560.0	40.00%	60.00%
0+560.0	0+700.0	140.0	75.00%	25.00%
0+700.0	01+296.0	596.0	30.00%	70.00%
01+296.0	02+092.5	796.5	45.00%	55.00%
02+092.5	02+379.0	286.5	75.00%	25.00%
02+379.0	03+768.5	1389.5	40.00%	60.00%
03+768.5	04+248.7	<b>480.2</b>	75.00%	25.00%
04+248.7	10+784.4	6535.7	10.00%	90.00%
<b>10+784.4</b>	11+270.8	<b>486.4</b>	75.00%	25.00%
11+270.8	12+775.8	1505.0	25.00%	75.00%
12+775.8	13+104.6	<b>328.8</b>	75.00%	25.00%
13+104.6	14+172.3	1067.7	12.50%	87.50%
<b>14+172.3</b>	<b>14+499.9</b>	327.6	75.00%	25.00%
<b>14+499.9</b>	<b>14+817.1</b>	317.2	10.00%	90.00%
<b>14+817.1</b>	15+550.0	732.9	75.00%	25.00%
15+550.0	15+794.3	244.3	20.00%	80.00%
15+794.3	20+560.0	4765.7	75.00%	25.00%

Tabla N° 2.3.37 Porcentaje de Material Aprovechable en Movimiento de Tierra en el Canal Lateral N° 01

PROGRESIVA (KM)		DISTANCIA (KM)	PORCENT. (%) MAT. DESECCIONABLE	PORCENTAJE(%) MAT. APROVECHABLE
INICIAL	FINAL			
0+000	0+186.3	186.3	75.00%	25.00%
0+186.3	05+600.3	514.0	80.00%	92.00%
05+883.8	06+582.4	698.7	225.00%	775.00%
06+884.8	07+203.1	318.3	100.00%	90.00%
07+203.1	08+1200	916.9	75.00%	25.00%

Tabla N° 2.3.38 Porcentaje de Material Aprovechable en Movimiento de Tierra en el Canal Lateral N° 02

PROGRESIVA (KM)		DISTANCIA (KM)	PORCENT. (%) MAT. DESECCIONABLE	PORCENTAJE(%) MAT. APROVECHABLE
INICIAL	FINAL			
0+000	02+260.0	260.0	75.00%	25.00%

Tabla N° 2.3.39 Porcentaje de Material Aprovechable en Movimiento de Tierra en el Canal Lateral N° 03

PROGRESIVA (KM)		DISTANCIA (KM)	PORCENT. (%) MAT. DESECCIONABLE	PORCENTAJE(%) MAT. APROVECHABLE
INICIAL	FINAL			
0+000	06+620.0	620.0	50.00%	50.00%

Tabla N° 2.3.40 Porcentaje de Material Aprovechable en Movimiento de Tierra en el Canal Lateral N° 04

PROGRESIVA (KM)		DISTANCIA (KM)	PORCENT. (%) MAT. DESECCIONABLE	PORCENTAJE(%) MAT. APROVECHABLE
INICIAL	FINAL			
0+000	02+090.0	209.0	75.00%	25.00%

Tabla N° 2.3.41 Porcentaje de Material Aprovechable en Movimiento de Tierra en el Canal Lateral N° 05

PROGRESIVA (KM)		DISTANCIA (KM)	PORCENT. (%) MAT. DESECCIONABLE	PORCENTAJE(%) MAT. APROVECHABLE
INICIAL	FINAL			
0+000	04+000.0	400.0	90.00%	100.00%



### 2.3.7.7 Permeabilidad de los Suelos

A continuación se va a mencionar la permeabilidad de los suelos en los diferentes tramos del Proyecto:

- **Canal Principal:**

Casi la totalidad lo conforman suelos granulares, de arenas mal gradadas, arenas limo-arcillosas, algunos lentes de limos, en condiciones semi-permeables, suelos permeables (suelos gravosos o arena gravosos), un último tramo impermeable de un canal a media ladera. Alrededor del 96.57% de este canal se recomienda que sea revestido.

- **Canal Lateral N° 1:**

Los suelos de arenas bien y/o mal gradadas predominan en este canal (semi-impermeables a permeables), con intercalaciones de limo y/o arcillas (semi-impermeables). En el último kilómetro y medio aparecen arcillas impermeables. Un 92.36% de este canal se recomienda revestir.

- **Canal Lateral N° 2, N° 3, N° 4:**

Los estratos impermeables se encuentran muy superficiales estratos arenosos y arena limo-arcillosos se encuentran debajo en condiciones semi-impermeables. Por lo que se recomienda revestir la totalidad de los canales.

- **Canal Lateral N° 5:**

Un primer tramo lo conforman estratos de limos impermeables, intercaladas con arenas limosas semi-impermeables (con un % de finos alto), otro tramos predominantemente de arenas limosas semi-impermeables y por último un tramo de arcillas impermeables. Este tramo el 87.5% del canal se recomienda revestir.

A).- En general se tienen suelos con características aptas para un canal no revestido, se encuentran en algunos casos muy superficiales de 0.40 a 0.9 m de profundidad, debajo de ellos aparecen suelos permeables. El nivel freático se encuentra alto y en tramos de cochas o aguajales están inundados.

8).- Además cabe mencionar que según la topografía, muestra terrenos de pendiente muy baja, por lo que aparecerán tramos de conducción en relleno, y

teniendo canteras de río (suelos gravosos permeables) como material del cuerpo del terraplén, estos tramos serán necesariamente revestidos.

El 95.62% del canal se manifiesta revestir, pero que según la rasante a proyectar, aparecerá inconvenientes descritos en los ítems A) y B) por lo que **se recomienda** para el proyecto, **que el 100% de los canales sean revestidos.**

## **2.3.8 SISMICIDAD**

### **2.3.8.1 Sismicidad Regional -Antecedentes**

El departamento de San Martín en cuanto a registros sísmicos importantes ha tenido el del año 1746 (6.0 grados); el 15 de Mayo de 1928 (7.3 grados), el 6 de Agosto de 1945 (6.3 grados), el 15 de Junio de 1954 (6.3 grados), el 19 de Junio de 1968 (6.4 grados).

En los últimos años el departamento de San Martín sufrió el sismo de 1990 en la cual se activo la falla de Pucatanbo, y la de 1991 en la que se activa la falla de Angaiza; la primera ubicada sobre la margen derecha del río Mayo y la segunda en su margen izquierda, las cuales pasaremos a describir.

- **El 29 de Mayo de 1990**

**A las 21 :34 horas**, se produjo un movimiento de 6.2 grados Richter, con epicentro 10 Km. al sur oeste de la ciudad de Rioja, a 33 Km. de profundidad, impactando principalmente en las provincias de Rioja y Moyabamba, siendo el efecto de este desastre 70 muertos, más de 1 600 heridos y 6 000 viviendas dañadas, algunas de ellas totalmente destruidas.

- **El 4 de Abril de 1991**

**A las 23:30**, se vuelve a producir otro importante sismo de 6,2 grados Richter, con epicentro 30 km al nor-este de la ciudad de Moyabamba, siendo el resultado de 40 muertos, 700 heridos, 466 viviendas destruidas en Moyobamba y 339 en Rioja, con un total de 8 000 personas afectadas. También fueron destruidos varios locales escolares y dañados las redes de electricidad Yagua.

Cabe resaltar que esta información sísmica es solamente referencial para nuestra zona en estudio debido a que estas fallas se ubican en la zona noreste del departamento de San Martín en la región intermedia entre la sierra y la selva

(limite con el departamento con Loreto) y no afecta directamente a la cuenca del Rio Chontayacu el cual se encuentra ubicada en la parte sur del departamento de San Martin en el limite con el departamento de Huanuco.

### **2.3.8.2 Parámetros Sísmicos**

Dentro del territorio Peruano se han establecido diversas zonas que presentan diferentes características de acuerdo a la mayor o menor presencia de sismos. Según el mapa de Zonificación Sísmica presentado (Figura N° 2.3.7) la localidad de uchiza, se encuentra comprendida en la Zona 2.

Según el mapa de Distribución de Isoaceleraciones (Figura N° 2.3.8) la aceleración máxima en roca basal que pueden ocurrir en el Perú con una excedencia de 10% en un tiempo de vida útil de 50 años, es de 0.28g para la zona en estudio.

Asimismo según el mapa de zonificación sísmica el área de estudio se encuentra ubicado en la zona 2 (Departamento de San Martín) en donde el tipo de suelo predominante es de arenas limosas con algunas gravas, arenas finas mal gradadas, arcillas y/o limo de mediana a alta plasticidad de consistencia muy suave a suave, en estado saturado, intercalado con lentes de arena limosa y arcillosa con lentes de arena limosa y arcillosa con gravas. Por lo expuesto se le definirá como un suelo de perfil Tipo 111(Suelos flexibles o con estratos de gran espesor).

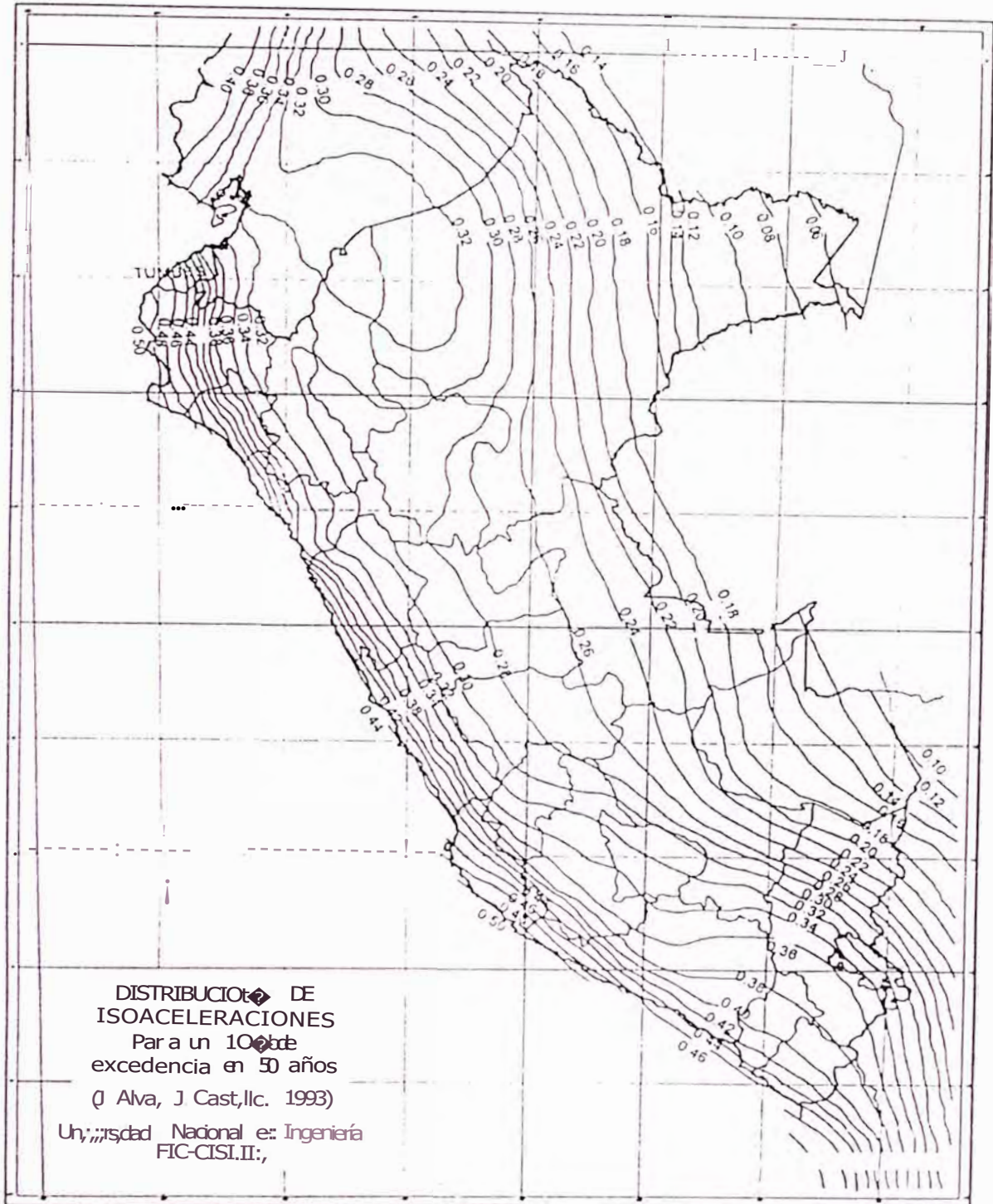


Figura Nº 2.3.8 Mapa de Distribución de Isoaceleraciones

# ZONAS SÍSMICAS



Figura N° 2.3.9 Mapa de Zonificación Sísmica

## 2.4 HIDROLOGIA

### 2.4.1 DESCRIPCIÓN GENERAL

Este río pertenece al sistema hidrográfico del Atlántico. Sus primeros tributarios nacen en las alturas de la serranía a una altitud de 4,400 msnm. En esta zona se encuentran un conjunto de lagunas y bofedales de dimensiones variadas, siendo la más importante la laguna Mamacocha.

El río Chontayacu se forma por la confluencia de los ríos Pumahuañunga y Aguragra, los cuales se juntan a una altitud de 3,050 msnm. Su principal afluente es el río Crisnejas. En su mayor longitud el río presenta pendientes cercanas o mayores a 3%.

La principal fuente de abastecimiento del flujo son las precipitaciones que se presentan de manera continua en la zona, también las filtraciones aportan sus aguas a la cuenca en los periodos de menor precipitación.

La cuenca del río Chontayacu se encuentra ubicada aproximadamente entre las siguientes coordenadas:

Longitud Oeste	76° 26' - 77° 05'
Latitud Sur	08° 27' - 08° 53'
Altitud	3,800 msnm - 525 msnm

Su cuenca es bastante húmeda, por esta razón casi el 85% de su cuenca se encuentra cubierta de vegetación permanente. Entre las principales fuentes de agua que la alimentan tenemos:

- |                        |                              |
|------------------------|------------------------------|
| 1. Laguna Ultacocha    | 10. Río Crisnejas            |
| 2. Laguna Patara       | 11. Río Chonas               |
| 3. Laguna Huatsococha  | 12. Río Acotambo             |
| 4. Laguna Asjac        | 13. Quebrada Chupalla        |
| 5. Laguna Mantacocha   | 14. Quebrada Junibamba       |
| 6. Laguna Uchungoy     | 15. Quebrada Laguna Colorada |
| 7. Laguna Munqui       | 16. Quebrada Taulle          |
| 8. Laguna Lluichococha | 17. Quebrada Huatsococha     |
| 9. Río Pumahuañungo    |                              |

Además de una decena de pequeñas lagunas que se encuentran en la parte central alta de la cuenca.

## 2.4.2 PARÁMETROS FISIAGRÁFICOS

El comportamiento hidrológico de una cuenca depende de sus características físicas y climáticas. dichas características influirán en el reparto de la escorrentía superficial a lo largo de los cursos de agua y del comportamiento de las avenidas que se presentan en la cuenca.

A continuación se presentan los principales parámetros hidrofisiográficos de la cuenca del río Chontayacu

### 2.4.2.1 Área de la Cuenca (A)

Se ha delimitado y medido la superficie de la cuenca desde la ubicación de la obra de captación hasta sus zonas más altas (Ver Plano C-01 ), obteniéndose:

$$A = 2\,014 \text{ km}^2$$

### 2.4.2.2 Perímetro de la Cuenca (P)

El perímetro medido de la cuenca fue:

$$P = 250 \text{ km}$$

### 2.4.2.3 Ancho Medio (W )

Es el resultado de dividir el área de la cuenca, entre la longitud del curso más largo que contenga la misma. Su relación es:

$$W = \frac{A}{L}$$

Donde:

W : Ancho medio de la cuenca, en Km.

A : Área de la cuenca: 2014 Km<sup>2</sup>.

L : Longitud del curso más largo: 89,5 Km

Reemplazando:  $W = 22,5 \text{ km}$

#### 2.4.2.4 Coeficiente de Compacidad (Kc)

El Coeficiente de Compacidad nos indica la relación que existe entre el perimetro de la cuenca y el de un circulo de área similar.

Si el valor de Kc es igual a la unidad indica que la cuenca tiene forma circular, lo cual favorecería que se produzcan crecientes inmediatas durante la presencia de fuertes precipitaciones, ya que los tiempos de concentración serán iguales para todos los puntos. Si por el contrario el valor de Kc supera la unidad se trata de una cuenca que tiende a ser alargada.

Su relación es: 
$$K_C = \frac{P}{2\sqrt{A}}$$

Donde:

P : Perímetro de la cuenca, 250 Km

A : Area de Cuenca, 2014 Km<sup>2</sup>

..

Reemplazando valores:  $K_C = 1,57$

#### 2.4.2.5 Factor de Forma (Ff )

El comportamiento de la tendencia mayor o menor de las avenidas extraordinarias en la cuenca es representado por la relación entre el ancho medio de la cuenca y la longitud del curso de agua más largo. Los valores que se aproximen a la unidad reflejan la mayor tendencia de la cuenca a la presencia de avenidas extraordinarias de gran magnitud.

Su relación: 
$$F_f = \frac{A}{L^2}$$

Donde:

A : Area de la cuenca: 2014 Km<sup>2</sup>

L : Longitud del curso más largo: 89,5 Km.

Reemplazando:  $F_f = 0,25$



### 2.4.2.6 Pendiente del Curso Principal (S)

Es un factor que influye en la velocidad del escurrimiento superficial, determinando por lo tanto el tiempo que el agua de lluvia demora en escurrir en los lechos fluviales que forman la red de drenaje. Se determina considerando el desnivel entre el punto más alto del cauce y el más bajo dividido por la longitud de dicho tramo. Realizando cálculos se obtiene:

$$S = \frac{3800 - 525}{89500} \times 100 = 3,66\%$$

### 2.4.2.7 Hipsométria

A partir de los valores de la Tabla N° 2.4.6 calculamos la altitud media de la cuenca ( $Z_m$ ), aplicando la relación:

$$Z_m = \frac{\sum Z_i A_i}{A}$$

Reemplazando obtenemos:  $Z_m = 2\ 887,4$  msnm

## 2.4.3 CLIMATOLOGÍA

La cuenca del río Chontayacu, que pertenece a la vertiente del Atlántico, nace en las alturas de la serranía en el lado oriental de la cordillera de los andes, estando la parte baja de la cuenca ubicada en la ceja de selva. Por esta razón la precipitación presenta mayor magnitud en las zonas bajas que en las zonas altas (La precipitación varía en forma inversamente proporcional con la altitud). De estaciones que se encuentran cercanas a la zona de estudio podemos mencionar que en las partes altas de la cuenca la precipitación total anual puede alcanzar los 770 mm mientras que en las parte bajas puede llegar a los 2,300 mm.

La temperatura presenta valores característicos a esta parte del país, la media anual es de 25°C mientras que la máxima promedio puede alcanzar los 33°C. La humedad relativa media anual alcanza 82%.

En la zona de estudio, se registra la precipitación máxima en 24 horas en las estaciones Tocache y Uchiza, pero ninguna registra la precipitación en forma

continua, es decir, no se sabe cuanto tiempo duró la precipitación máxima. por esta razón no pueden determinarse sus intensidades.

#### 2.4.4 CAUDAL GARANTIZADO

No se disponen de estaciones de aforo en la cuenca. por lo tanto. para evaluar su disponibilidad de agua se aplicarán métodos indirectos.

Se ha medido el caudal en el rio Chontayacu, aplicando el método indirecto de la ecuación de Manning, en la sección cuyo eje tiene como coordenadas:

9 063 055N                      339 800 E

De acuerdo a lo observado en campo se ha adoptado un coeficiente de rugosidad de Manning para el cauce del rio de 0,035. Asimismo, durante los trabajos topográficos se ha medido la pendiente del cauce la cual es de 4,5 por mil y se ha determinado la -sección transversal del rio, para distintos tirantes de agua; con estos valores se determinó la Curva de Descarga, cuya ecuación se muestra a continuación:

$$Q = 122,34 Y^{1,842}$$

Donde:

- Q            Caudal que transporta el rio en m<sup>3</sup>/s  
Y            Tirante de agua en la sección de análisis, en metros

Durante las mediciones de nivel de agua realizadas en la ejecución de los estudios básicos (Topografía), en el mes de Octubre del 2,002 (todavía no inicia plenamente el periodo de lluvias) se registro un tirante promedio de 0,40 m, reemplazando este valor en la ecuación de la Curva de Descarga, se obtiene que el caudal que transportó el rio durante ese mes fue de **22,6 m<sup>3</sup>/s.**

Respecto a la relación entre caudal y precipitación (Coeficiente de escorrentía) podemos mencionar que debido a la falta de estaciones de aforos y de precipitación en la cuenca en estudio se ha tenido que recurrir a valores de cuencas vecinas, habiéndose encontrado las siguiente estaciones (Tabla N° 2.4.1):

Tabla N° 2.4.1 Coeficiente de Escorrentía de cuencas vecinas

Estación	Río	Coef. Escorrentía
Puente Crisnejas	Crisnejas	0.34
San Cristóbal	Sisa	0.30
Puente Taruca	Huallaga	0.57

Las estaciones Cumbaza y Puente Taruca han sido utilizadas para la generación de caudales del río Chontayacu y la estación Puente Crisnejas se encuentra cercana a la zona de estudio, el caudal del río Chontayacu es significativo aún en meses de estiaje, por esta razón podríamos concluir que su coeficiente de escorrentía es 0,57: sin embargo, de modo conservador tomaremos el valor promedio, por lo tanto decimos que: De acuerdo a lo medido y los valores de estaciones vecinas, el coeficiente de escorrentía media anual en la cuenca del río Chontayacu es 0,40.

## 2.4.5 CAUDAL MEDIO MULTIANUAL

El caudal medio multianual para el río Chontayacu, se ha determinado aplicando los siguientes métodos:

### 2.4.5.1 Correlación con Cuencas Vecinas

Se recopiló información de cuencas vecinas a la zona de estudio, con el cual se obtuvo la siguiente ecuación de ajuste:

$$Q = 0,0108 A + 1,5758 \quad r = 0,98$$

Evaluando la ecuación para el área de 2014 km<sup>2</sup>, obtenemos que el caudal medio multianual para el río Chontayacu es:

$$Q = 23,33 \text{ m}^3/\text{s}$$

### 2.4.5.2 Similitud con estación vecina

Se ha recopilado información de caudales medios mensuales, para el periodo 1965 - 1980, de la estación de aforo Puente Taruca del río Huallaga, la cual es vecina al río Chontayacu y presenta similares características.

Considerando la relación que existe entre las áreas de cuenca generamos caudales para el río Chontayacu. De acuerdo a estos valores, el caudal multianual para el río Chontayacu sería de 25,59 m<sup>3</sup>/s

Los resultados obtenidos para el caudal medio multianual presentan valores similares, por lo tanto, de acuerdo a lo observado en campo consideraremos finalmente:

$$Q = 25,60 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### 2.4.6 CAUDAL AL 75% DE PERSISTENCIA

Por tratarse de una obra de irrigación el caudal garantizado corresponde al caudal medio al 75% de persistencia. Para su determinación hemos considerado los dos criterios siguientes:

##### 2.4.6.1 Generación de series extendidas de caudales medios mensuales aplicando el Método de Thomas - Fiering

La ecuación general para este modelo es la siguiente:

$$q_{j+1} = \overline{q_{j+1}} + b_j (q_j - \overline{q_j} + Z_{s_{j+1}} \sqrt{1+r})$$

Donde:

$q_{j+1}$ : Caudal que se está generando

$\overline{q_{j+1}}$ : Caudal promedio del mes para el cual se va a generar información.

$q_j$ : Caudal promedio del mes anterior.

$Z_i$ : Variable aleatoria normalmente distribuida

$q_j$ : Caudal generado del mes anterior

$b_j$ : Pendiente de la ecuación de regresión lineal entre el mes que se va a generar y el mes anterior, el cual viene dado por la siguiente expresión:

$$b_j = r_j \frac{S_{j+1}}{S_j}$$

$r_i$ : Coeficiente de correlación lineal entre el mes que se va a generar y el mes anterior.

$s_{j+1}$ : Desviación estándar del mes para el cual se va a generar información

Aplicando la ecuación indicada se han obtenido 10 series extendidas de caudales medios mensuales

A partir de los caudales de las series extendidas y del caudal generado se ha trazado la curva de persistencia para cada una de ellas y obtenido el caudal para una persistencia del 75%. De estos resultados podemos observar que dicho valor se encuentra entre  $6,3 \text{ m}^3/\text{s}$  a  $8,3 \text{ m}^3/\text{s}$ , por lo tanto podemos concluir:

$$Q_{75\%} = 7,4 \text{ m}^3/\text{s} \pm 0,7 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### 2.4.6.2 Comparación con registros de cuencas similares.

Se recopiló información hidrológica de cuencas que pertenecen al Huallaga Central y Bajo Mayo, estos se muestran en la Tabla N° 2.4.2. Se pudo observar que la relación entre los caudales al 75% de persistencia ( $Q_{75}$ ) y el caudal medio multianual ( $Q$ ) presenta valores similares para el caso de las estaciones San Cristóbal y Morales.

Tabla N° 2.4.2 Características Hidrológicas de ríos Pertenecientes al Huallaga Central y Bajo Mayo

Estación	Río	Área (km <sup>2</sup> )	Caudal Medio: Q (m <sup>3</sup> /s)	Caudal al 75%: Q <sub>75</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Relación Q <sub>75</sub> /Q
Shanao	Mayo	8 272	408,39	252,0	0,62
San Cristóbal	Sisa	2 008	26,46	13,0	0,49
Morales	Cumbaza	179	8,76	4,2	0,48

Se aplicó el Análisis de Consistencia para determinar si la información registrada en una estación esta libre de saltos y tendencias (Media y desviación estándar) y para corregir la información si esta no cumpliera con los límites estadísticos al nivel de significación considerado

Debido a que la magnitud del área de la cuenca del río Chontayacu es similar al del río San Cristóbal consideraremos que la relación entre estos caudales es 0,49.

Se ha determinado que el caudal medio multianual para el río Chontayacu es  $25,6 \text{ m}^3/\text{s}$ , por lo tanto, siguiendo este procedimiento obtenemos que el caudal al 75% de persistencia es:

$$Q_{75} = 25,6 \times 0,49 \quad \text{entonces:}$$

$$Q_{75} = 12,5 \text{ m}^3/\text{s}$$

De los dos valores diferentes obtenidos, y de acuerdo al caudal observado en el río con las indicaciones de los pobladores se decidió considerar el mayor valor hallado, por lo tanto:

$$Q_{75} = 12,5 \text{ m}^3/\text{s}$$

Finalmente la oferta de agua para el Proyecto, constituida por los sobrantes de agua del río Chontayacu en el mes de estiaje mínimo, con una persistencia no menor de 75% se muestra en la Tabla N° 2.4.3.

Tabla N° 2.4.3 Caudales Mensuales (m<sup>3</sup>/s) al 75% de Persistencia del Río Chonayacu

Mes	Relación Q75%/Q	Caudal mensual 075%
Ene.	3,458	43,23
Feb.	5,427	67,84
Mar.	5,746	71,83
Abr.	3,421	42,76
May	1,475	18,43
Jun.	0,743	9,28
Jul.	0,631	7,89
Ago.	0,568	7,10
Set.	0,653	8,16
Oct.	1,052	13,15
Nov.	1,408	17,60
Dic	1,663	20,79

## 2.4.7 CAUDAL DE AVENIDAS

Tal como se indicó, no existe información que permita determinar en forma directa los caudales de avenidas en la cuenca del río Chontayacu.

Debido a la extensión de la cuenca y la variación altitudinal de la precipitación se han tenido que aplicar métodos indirectos de cálculo basados en ecuaciones de regionalización. Dada la importancia de la obra se calculará el caudal de avenidas para un periodo de retorno de 100 años. Las expresiones utilizadas fueron las siguientes:

- $Q_{100} = 42.45 A^{0.36}$

Ecuación obtenida a partir de los estudios realizados por SEINTEC (1997) para 22 subcuencas del río Huallaga. Evaluando la ecuación para el río Chontayacu ( $A = 2014 \text{ km}^2$ ) tenemos:  $Q_{100} = 657 \text{ m}^3/\text{s}$

- $Q_{100} = 14,946 A^{0.52}$

Ecuación obtenida a partir de los estudios realizados por **INRENA** (1980) para la evaluación de los recursos naturales de las cuencas del Huallaga central y bajo Mayo. Evaluando la ecuación en río Chontayacu ( $A = 2014 \text{ km}^2$ ), tenemos:  $Q_{100} = 781 \text{ m}^3/\text{s}$

Podemos observar que ambas expresiones dan resultados diferentes. La primera ecuación fue hallada a partir de cuencas de menores dimensiones que la del río Chontayacu, mientras que para la obtención de la segunda se analizaron cuencas de dimensiones similares y aún mayores. Por esta razón, consideramos que el caudal para el periodo de retorno de 100 años se encuentra entre los valores hallados (Promedio), es decir:

$Q_{100} = 720 \text{ m}^3/\text{s}$ : Caudal de avenidas en el río Chontayacu para un periodo de retorno de 100 años.

Los resultados mostrados en el Estudio Hidrológico corresponden a un periodo de retorno de 100 años, que es el tiempo adecuado para este tipo de proyectos dada su importancia y su riesgo de falla. A manera de referencia mostramos a continuación la Tabla N° 2.4.4; donde aparecen los caudales de máximas avenidas en ríos vecinos al Chontayacu y que también pertenecen a la cuenca del Atlántico<sup>1</sup>:

Tabla N° 2.4.4 Cuadro de Caudales de Máximas Avenidas en Ríos Vecinos al Río Chontayacu

Nombre del río	Mayo	Cumbaza	Sisa
Área cuenca ( $\text{km}^2$ )	8,272	179	2,008
Periodo de retorno	Caudales de avenidas ( $\text{m}^3/\text{s}$ )		
10	1,210	110	240
20	1,320	140	280
50	1,490	180	340
100	1,600	220	410

<sup>1</sup> ONERN, INRENA: Inventario de los Recursos Naturales de la cuenca del Huallaga Central y Bajo Mayo

De acuerdo este cuadro se puede observar que el caudal de avenida considerado para el río Chontayacu ( $Q_{100} = 720 \text{ m}^3/\text{s}$ ) se encuentra dentro del orden de magnitud esperado.

## 2.4.8 CALCULO DE LA PRECIPITACIÓN ANUAL MEDIA EN LA CUENCA DEL RÍO CHONTAYACU

Para el cálculo de la precipitación total anual media en la cuenca, utilizaremos información de estaciones que se encuentran en las cercanías de la cuenca, estas se muestran en la Tabla N° 2.4.5.

Tabla N° 2.4.5 Cuadro de Precipitación de Estaciones Vecinas a la Cuenca del Río Chontayacu

N°	Estación	Latitud	Longitud	Altitud	Precipitación total (mm)
1	Uchiza	8° 26'	76° 24'	544	3654,4
2	Aucayacu	8° 52'	76° 17'	650	2888,4
3	La Morada	8° 47'	76° 09'	542	3357,7
4	Cajas	8° 14'	77° 02'	3000	1221,8

Mediante el análisis de regresión lineal, podemos hallar la relación entre la precipitación y la altitud:  $P = f(z)$ , esta se muestra en el siguiente gráfico (Figura N° 2.4.1):

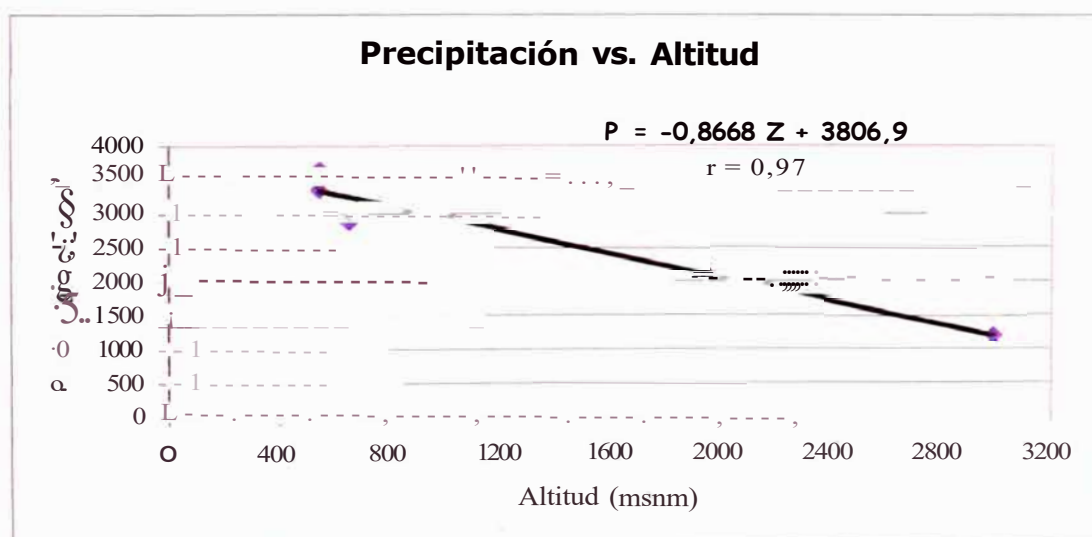


Figura N° 2.4.1 Precipitación vs Altitud



Aplicando la ecuación  $P = -0,8668 Z + 3806,9$  y el área que existe entre curvas de nivel de la cuenca, determinaremos la precipitación en cada una de estas áreas y la precipitación media en toda la cuenca. A continuación se muestran estos resultados en la Tabla N° 2.4.6:

Tabla N° 2.4.6 Características de Cuenca del Río Chontayacu

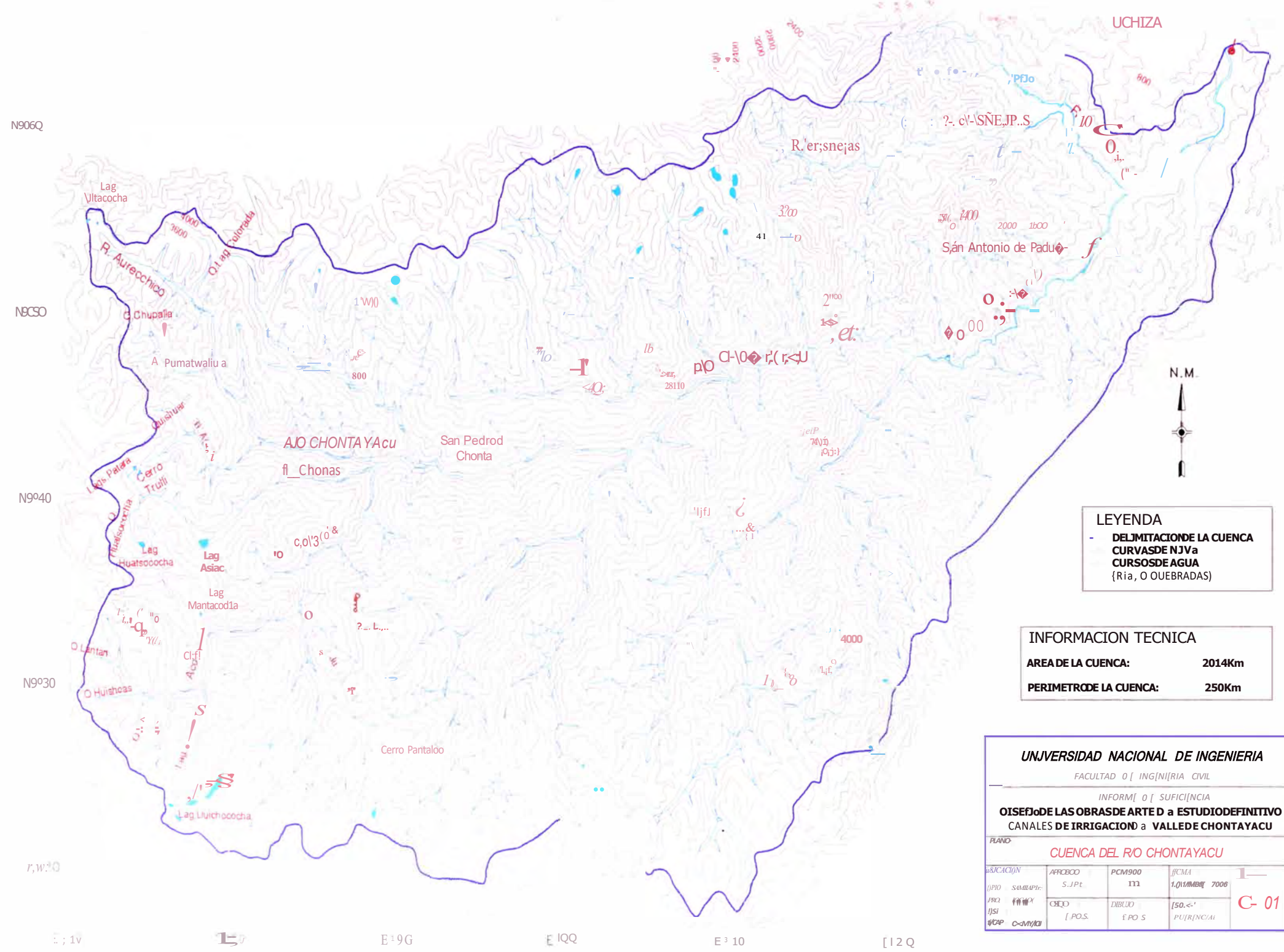
Curvas		Altitud Media: Z	Arca A (km <sup>2</sup> )	Precipitación P (mm)	P.A
4400	4200	4300,0	9,39	79,7	748,07
4200	4000	4100,0	42,17	253,0	10670,32
4000	3800	3900,0	264,90	426,4	112948,16
3800	3600	3700,0	284,05	599,7	170356,15
3600	3400	3500,0	202,56	773,1	156598,36
3400	3200	3300,0	138,67	946,5	131242,98
3200	3000	3100,0	130,61	1119,8	146256,15
3000	2800	2900,0	128,69	1293,2	166414,46
2800	2600	2700,0	124,15	1466,5	182065,48
2600	2400	2500,0	116,52	1639,9	191080,05
2400	2200	2300,0	102,07	1813,3	185085,54
2200	2000	2100,0	94,61	1986,6	187963,70
2000	1800	1900,0	77,16	2160,0	166673,30
1800	1600	1700,0	58,36	2333,3	136173,41
1600	1400	1500,0	53,10	2506,7	133116,20
1400	1200	1300,0	51,10	2680,1	136958,37
1200	1000	1100,0	48,11	2853,4	137285,51
1000	800	900,0	40,25	3026,8	121832,63
800	600	700,0	39,52	3200,1	126459,35
600	525	562,5	8,00	3319,3	26554,60

**E p x A: 2626482,8**

Calculamos la Precipitación Total Anual Media (Pm) aplicando la relación:

$$P_m = \frac{\sum P_i A_i}{A}$$

Reemplazando valores:  **$P_m = 1304 \text{ mm}$**



**LEYENDA**

- DELIMITACION DE LA CUENCA
- CURVAS DE NIVEL
- CURSOS DE AGUA (Ria, O QUEBRADAS)

**INFORMACION TECNICA**

**AREA DE LA CUENCA:** 2014Km<sup>2</sup>

**PERIMETRO DE LA CUENCA:** 250Km

<b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA</b>				
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL				
INFORME DE SUFICIENCIA				
<b>PROYECTO DE LAS OBRAS DE ARTE A ESTUDIO DEFINITIVO</b>				
<b>CANALES DE IRRIGACION A VALLE DE CHONTAYACU</b>				
PLANO:				
<b>CUENCA DEL R/O CHONTAYACU</b>				
ESCALA	PROYECTO	PCN 900	FECHA	<b>C-01</b>
1:1000	S. J. P. T.	111	15/01/2008	
PROYECTO	PROYECTO	DISEÑO	[50.00]	
PROYECTO	[PROYECTO]	[PROYECTO]	[PROYECTO]	

## 2.5.- HIDRAULICA

### 2.5.1 DESCRIPCIÓN GENERAL

La Hidráulica del Proyecto consiste en aprovechar los sobrantes de agua del río Chontayacu, para beneficiar con riego a unas 7,180 ha con capacidad agrícola del Distrito de Uchiza, satisfaciendo las necesidades de agua de los cultivos, animales de crianza, población y agroindustrias a desarrollarse como consecuencia de la ampliación de la frontera agrícola propuesta para la zona del Proyecto.

En efecto, este Planteamiento Hidráulico, comprende una serie de obras de captación, conducción, distribución y aplicación del agua, que vializarán el balance hídrico entre el caudal mínimo ofertado por el río Chontayacu y la máxima demanda planteada por el Proyecto, ampliando la frontera agrícola de 224 ha a 7,180 ha.

### 2.5.2 PLANTEAMIENTO HIDRÁULICO

Para el dimensionamiento de las obras que conforman la Infneestructura Principal de Riego del Distrito de Uchiza, se han seguido las consideraciones, criterios y parámetros básicos de diseño que se citan a continuación:

- El tiempo de funcionamiento normal del sistema de riego es de 18 horas/día
- Módulo de riego determinados para el mes de máxima demanda:

qd= 1.44 lt/seg-ha, para áreas mayores a 100 ha

qd= 1.21 lt/seg-ha, para áreas mayores a 1000 ha

Las obras hidráulicas consideradas en el presente informe son:

- Obras de Conducción
- Obras de Distribución
- Obras de Arte

### 2.5.2.1 OBRAS DE CONDUCCION

La Obra de Conducción del Proyecto esta conformada por el Canal Principal, el cual permitirá conducir las aguas captadas del Río Chontayacu hacia los terrenos de cultivo de la zona de Uchiza

#### Canal Principal

Las Principales Características Hidráulicas son los siguientes:

- Longitud total de 20.56 Km, con una cota de partida de 559.200 m.s.n.m y termina en la cota 502.214 m.s.n.m,
- Se ha considerado un caudal de diseño de  $Q = 6.0 \text{ m}^3/\text{seg.}$ , caudal máximo de captación del río Chontayacu y una final de  $0.380 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- Se ha considerado obtener una velocidad permisible, evitando producir sedimentación y erosión en el canal, ( $0.60 \text{ m/s} < V < 4.40 \text{ m/s}$  )
- El coeficiente de rugosidad de la sección revestida de concreto del canal se ha estimado en,  $n = 0.015$  para régimen subcrítico.
- Se consideró hasta una pendiente mínima de  $S = 0.0004$ , con el propósito de mantener a un mínimo la pérdida en la elevación, requiriendo un nivel alto en los puntos de entrega de las Tomas Laterales.
- Para la determinación de las características geométricas e hidráulicas se ha utilizado la fórmula de Manning, para flujo uniforme.
- Presenta dos tipos de sección hidráulica; una trapezoidal y otra rectangular.
- La sección trapezoidal tiene un ancho de solera variable de 0.30 m a 1.40 m y un talud 1.25:1, considerando un terreno de arcilla compactada.
- La sección rectangular un ancho variable de 1.00 m a 3.00 m
- Se ha tenido en consideración la relación de máxima eficiencia hidráulica.
- A lo largo del canal Principal, se construirán cinco (05) canales Laterales.

A continuación se muestra la principales Características Geométricas e Hidráulicas del Canal Principal en la Tabla N° 2.5.1

Tabla N° 2.5.1 Características Geométricas e Hidráulicas del canal Principal

Nº	TRAMO I Km		L (m)	Q (m³/s)	b (m)	y (m)	lle (m)	bl (m)	s	n	z	V (mis)	T (m)	Γ (m)	j <sub>f</sub> (m)	A (m²)	I
	INICIO	FINAL															
1	0+000	0+040	80	6 00	1 20	1 10	1 70	0 40	0 0010	0 015	1 25	1 64	4 45	5 157	0 684	1 665	0 53
2	0+040	0+720	80	6 00	1 20	1 30	1 70	0 40	0 0010	0 015	1 25	1 64	4 45	5 157	0 684	3 665	0 53
3	0+720	1+100	180	6 00	1 00	1 15	1 40	0 24	0 0020	0 015	1 25	2 12	3 89	4 700	0 601	2 825	0 80
4	1+100	1+440	340	6 00	1 30	1 50	1 90	0 40	0 0005	0 015	1 25	1 26	5 04	6 096	0 780	4 752	0 42
5	1+440	2+200	760	6 00	1 00	1 15	1 40	0 24	0 0020	0 015	1 25	2 12	1 89	4 700	0 601	2 825	0 80
6	2+200	2+410	210	6 00	1 20	1 37	1 60	0 23	0 0008	0 015	1 25	1 51	4 62	5 582	0 714	3 984	0 52
7	2+410	2+680	270	6 00	1 00	1 15	1 40	0 24	0 0020	0 015	1 25	2 12	3 89	4 700	0 601	2 825	0 80
8	2+680	2+800	120	6 00	1 30	1 50	1 90	0 40	0 0005	0 015	1 25	1 26	5 04	6 096	0 780	4 725	0 42
9	2+800	3+420	620	6 00	1 40	1 55	1 90	0 35	0 0004	0 015	1 25	1 15	5 27	6 359	0 813	5 168	0 37
10	3+420	4+020	600	6 00	3 00	1 73	2 20	0 47	0 0004	0 015	0 00	1 15	3 00	6 469	0 804	5 203	0 28
11	4+020	4+340	320	6 00	2 50	1 48	1 90	0 42	0 0010	0 015	0 00	1 61	2 80	5 453	0 677	1 692	0 43
12	4+340	4+580	240	6 00	2 50	1 14	1 40	0 26	0 0020	0 015	0 00	2 11	2 50	4 775	0 595	2 843	0 63
13	4+580	4+800	220	6 00	3 00	1 73	2 20	0 47	0 0004	0 015	0 00	1 15	3 00	6 469	0 804	5 203	0 28
14	4+800	5+180	380	6 00	2 50	1 14	1 40	0 26	0 0020	0 015	0 00	2 11	2 50	4 775	0 595	2 843	0 63
15	5+180	5+260	80	6 00	3 00	1 59	2 00	0 41	0 0005	0 015	0 00	1 26	1 00	6 187	0 773	4 780	0 12
16	5+260	5+480	220	6 00	2 50	1 14	1 40	0 26	0 0020	0 015	0 00	2 11	2 50	4 775	0 595	2 843	0 63
17	5+480	5+660	160	6 00	3 00	1 73	2 20	0 47	0 0004	0 015	0 00	1 15	1 00	6 469	0 804	5 203	0 28
18	5+660	6+060	400	6 00	1 00	1 15	1 40	0 24	0 0020	0 015	1 25	2 12	3 89	4 700	0 601	2 825	0 80
19	6+060	6+100	40	6 00	1 30	1 50	1 90	0 40	0 0005	0 015	1 25	1 26	5 04	6 096	0 780	4 752	0 42
20	6+100	7+080	980	6 00	1 00	1 05	1 10	0 25	0 0030	0 015	1 25	2 47	3 68	4 362	0 557	2 428	0 96
21	7+080	7+400	320	6 00	1 30	1 80	1 90	0 40	0 0005	0 015	1 25	1 26	5 04	6 096	0 780	4 752	0 42
22	7+400	7+860	460	6 00	1 00	1 05	1 30	0 25	0 0030	0 015	1 25	2 47	1 61	4 362	0 557	2 428	0 96
23	7+860	7+940	60	6 00	1 40	1 55	2 00	0 45	0 0004	0 015	1 25	1 15	5 27	6 359	0 813	5 168	0 37
24	7+940	8+010	70	6 00	1 00	1 05	1 30	0 25	0 0030	0 015	1 25	2 47	3 68	4 362	0 557	2 428	0 96
25	8+010	8+860	850	2 85	0 70	0 81	1 10	0 29	0 0030	0 015	1 25	2 05	2 73	1 295	0 421	1 389	0 92
26	8+860	9+300	440	2 85	0 80	0 86	1 20	0 34	0 0020	0 015	1 25	1 76	2 95	3 558	0 454	1 617	0 76
27	9+300	9+400	50	2 85	1 00	1 08	1 40	0 12	0 0006	0 015	1 25	1 12	3 70	4 459	0 570	2 540	0 48
28	9+400	9+860	460	1 50	0 60	0 69	0 90	0 21	0 0020	0 015	1 25	1 50	2 31	2 795	0 357	0 999	0 73
29	9+860	10+500	640	1 50	0 50	0 62	0 90	0 28	0 0038	0 015	1 25	1 91	2 04	2 477	0 317	0 785	0 98
30	10+500	11+120	620	1 50	0 50	0 61	0 90	0 29	0 0040	0 015	1 25	1 95	2 03	2 453	0 314	0 770	0 99
31	11+120	11+300	20	1 50	0 70	0 82	1 00	0 18	0 0008	0 015	1 25	1 07	2 74	3 118	0 424	1 409	0 47
32	11+300	15+660	4360	0 90	0 50	0 66	0 85	0 19	0 0010	0 015	1 25	1 02	2 15	2 625	0 116	0 883	0 51
33	15+660	16+600	940	0 90	1 00	0 69	0 90	0 21	0 0020	0 015	0 00	1 31	1 00	2 379	0 290	0 689	0 50
34	16+600	17+950	280	0 90	0 50	0 66	0 85	0 19	0 0010	0 015	1 2	1 02	2 15	2 625	0 336	0 883	0 51
35	17+950	20+560	2610	0 18	0 10	0 50	0 65	0 15	0 0010	0 015	1 25	0 82	1 35	1 901	0 243	0 463	0 48

Donde:

L	: Longitud del canal	z	: talud del canal
Q	: Caudal de diseño	V	: velocidad
b	: ancho de solera del canal	T	: espejo de agua
y	: tirante	p	: perímetro
He	: Altura del canal	R	: Radio Hidráulico
bl	: borde libre	A	: Area hidráulica
s	: pendiente del canal	F	: Número de freud
n	: Coeficiente de rugosidad		

### 2.5.2.2 OBRAS DE DISTRIBUCION

Permiten distribuir las aguas conducidas por el canal Principal, hacia las zonas de cultivo, las mismas que se encuentran ubicadas en ambos márgenes del canal Principal. En total son 05 canales laterales, que hacen una longitud total de 23.206 Km, y son las siguientes:

## Canal Lateral N° 01

Las Principales Características Hidráulicas son los siguientes:

- Longitud de 8.184 Km y se inicia en la Progresiva 5+640 del canal Principal.
- Conduce un caudal de 2.20 m<sup>3</sup>/s
- Sección hidráulica de forma rectangular, con un ancho variable de 0.80 m a 2.00 m y una altura también variable de 0.60 m a 1.40 m
- Presenta una pendiente que varia de 0.0005 a 0.004.
- Se han considerado los mismos criterios de velocidad permisible, coeficiente de rugosidad y talud que el canal principal.

A continuación se muestra la principales Características Geométricas e Hidráulicas del Canal Lateral N° 01 en la Tabla N° 2.5.2

Tabla N° 2.5.2 Características Geométricas e Hidráulicas del Canal Lateral N° 01

N°	TRAMO( Km)		L (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	b (m)	y (m)	lle (m)	bl (m)	s	n	7	V (m/s)	T (m)	I (m)	R (m)	A (m <sup>2</sup> )	F
	INICIO	FINAL															
1	0+000	0+1200	200	2.20	1.50	0.89	1.20	0.31	0.0020	0.015	0.00	1.64	1.50	3.280	0.409	1.142	0.55
2	0+200	0+660	460	2.20	2.00	1.13	1.40	0.27	0.0005	0.015	0.00	0.98	2.00	4.260	0.529	2.254	0.29
3	0+660	1+000	340	2.20	1.50	0.77	1.00	0.23	0.0030	0.015	0.00	1.91	1.50	3.040	0.379	1.151	0.70
4	1+000	1+080	80	2.20	2.00	1.13	1.40	0.27	0.0005	0.015	0.00	0.98	2.00	4.260	0.529	2.254	0.29
5	1+080	1+340	260	2.20	1.50	0.89	1.20	0.31	0.0020	0.015	0.00	1.64	1.50	3.280	0.409	1.342	0.55
6	1+360	3+000	1640	2.20	2.00	1.13	1.40	0.27	0.0005	0.015	0.00	0.98	2.00	4.260	0.529	2.254	0.29
7	3+000	3+140	140	2.20	1.80	0.97	1.20	0.23	0.0010	0.015	0.00	1.27	1.80	3.740	0.464	1.737	0.41
8	3+140	3+420	280	2.20	2.00	1.05	1.30	0.25	0.0006	0.015	0.00	1.05	2.00	4.100	0.513	2.103	0.33
9	3+420	3+740	320	2.20	2.00	1.13	1.40	0.27	0.0005	0.015	0.00	0.98	2.00	4.260	0.529	2.254	0.29
10	3+740	4+500	760	2.20	2.00	1.05	1.30	0.25	0.0006	0.015	0.00	1.05	2.00	4.100	0.513	2.103	0.33
11	4+500	4+740	240	2.20	1.50	1.00	1.30	0.30	0.0015	0.015	0.00	1.47	1.50	3.500	0.428	1.459	0.47
12	4+740	4+820	80	2.20	2.00	1.13	1.40	0.27	0.0005	0.015	0.00	0.98	2.00	4.260	0.529	2.254	0.29
13	4+820	5+000	180	2.20	1.50	0.77	1.00	0.23	0.0030	0.015	0.00	1.91	1.50	3.040	0.379	1.151	0.70
14	5+000	5+480	480	2.20	2.00	0.90	1.20	0.30	0.0009	0.015	0.00	1.22	2.00	3.800	0.476	1.808	0.41
15	5+480	5+580	100	2.20	1.80	0.94	1.20	0.26	0.0008	0.015	0.00	1.17	2.00	3.880	0.487	1.888	0.38
16	5+580	5+940	360	2.20	1.80	0.97	1.20	0.23	0.0010	0.015	0.00	1.27	1.80	3.740	0.464	1.737	0.41
17	5+940	6+700	760	2.20	2.00	0.90	1.20	0.30	0.0009	0.015	0.00	1.22	2.00	3.800	0.476	1.808	0.41
18	6+700	6+740	40	0.50	1.50	0.41	0.80	0.39	0.0009	0.015	0.00	0.82	1.50	2.320	0.263	0.609	0.41
19	6+740	7+220	480	0.50	1.20	0.62	0.80	0.18	0.0005	0.015	0.00	0.67	1.20	2.440	0.304	0.712	0.27
20	7+220	7+500	280	0.50	1.00	0.57	0.80	0.23	0.0010	0.015	0.00	0.87	1.00	2.140	0.267	0.572	0.37
21	7+500	7+840	340	0.50	1.20	0.50	0.80	0.30	0.0009	0.015	0.00	0.84	1.20	2.200	0.271	0.296	0.38
22	7+840	8+184	344	0.50	0.80	0.43	0.60	0.17	0.0040	0.015	0.00	1.47	0.80	1.660	0.205	0.340	0.72

## Canal Lateral N° 02

Las Principales Características Hidráulicas son los siguientes:

- Longitud de 2.303 Km y se inicia en la Progresiva 7+920 del canal Principal.
- Conduce un caudal de 0.350 m<sup>3</sup>/s.
- Sección hidráulica de forma trapezoidal, con un ancho de solera variable de 0.30 m a 0.40 m
- Presenta una pendiente que varia de 0.0008 a 0.007.
- Se han considerado los mismos criterios de velocidad permisible, coeficiente de rugosidad y talud que el canal principal.

A continuación se muestra la principales Características Geométricas e Hidráulicas del Canal Lateral N° 02 en la Tabla N° 2.5.3

Tabla N° 2.5.3 Características Geométricas e Hidráulicas del canal lateral N° 02

N°	TRAMO( Km)		L (m)	Q (m3/s)	b (m)	y (m)	He (m)	bl (m)	s (m/m)	n	z	V (mis)	T (m)	p (m)	R (m)	A (m2)	F
	INICIO	FINAL															
1	0+000.0	0+080.0	80	0.35	0.30	0.462	0.60	0.14	0.0012	0.015	1.25	0.862	1.456	1.780	0.228	0.406	0.521
2	0+080.0	0+480.0	400	0.35	0.40	0.476	0.60	0.12	0.0008	0.015	1.25	0.740	1.589	1.922	0.246	0.473	0.433
3	0+480.0	0+880.0	400	0.35	0.30	0.307	0.40	0.09	0.0070	0.015	1.25	1.668	1.067	1.283	0.164	0.210	0.990
4	0+880.0	1+040.0	160	0.35	0.40	0.451	0.60	0.15	0.0010	0.015	1.25	0.805	1.528	1.845	0.236	0.435	0.482
5	1+040.0	1+500.0	460	0.35	0.30	0.333	0.40	0.07	0.0050	0.015	1.25	1.471	1.131	1.365	0.174	0.238	0.980
6	1+500.0	1+580.0	80	0.35	0.40	0.476	0.60	0.12	0.0008	0.015	1.25	0.740	1.589	1.922	0.246	0.473	0.433
7	1+580.0	2+000.0	420	0.35	0.40	0.451	0.60	0.15	0.0010	0.015	1.25	0.805	1.528	1.845	0.236	0.435	0.482
8	2+000.0	2+303.0	303	0.35	0.30	0.381	0.50	0.12	0.0028	0.015	1.25	1.184	1.252	1.519	0.195	0.296	0.778

### Canal Lateral N° 03

Las Principales Características Hidráulicas son los siguientes:

- Longitud de 6.62 Km y se inicia en la Progresiva 9+350 del canal Principal.
- Conduce un caudal de 1.350 m3/s.
- Sección hidráulica de forma trapezoidal, con un ancho de solera variable de 0.50 m a 0.90 m
- Presenta una pendiente que varia de 0.0004 a 0.0025.
- Se han considerado los mismos criterios de velocidad permisible, coeficiente de rugosidad y talud que el canal principal.

A continuación se muestra la principales Características Geométricas e Hidráulicas del Canal Lateral N° 03 en la Tabla N° 2.5.4

Tabla N° 2.5.4 Características Geométricas e Hidráulicas del Canal Lateral N° 03

N°	TRAMO ( Km)		L (m)	Q (m3/s)	b (m)	y (m)	lle (m)	bl (m)	s (m/m)	n	z	V (mis)	T (m)	p (m)	R (m)	A (m2)	F
	INICIO	FINAL															
1	0+000.0	0+520.0	520	1.35	0.80	0.885	1.20	0.31	0.0004	0.015	1.25	0.800	3.013	3.635	0.464	1.688	0.341
2	0+520.0	1+120.0	600	1.35	0.60	0.767	1.00	0.23	0.0010	0.015	1.25	1.128	2.519	3.057	0.391	1.197	0.523
3	1+120.0	1+500.0	380	1.35	0.80	0.885	1.20	0.31	0.0004	0.015	1.25	0.800	3.013	3.635	0.464	1.688	0.341
4	1+500.0	2+860.0	1360	1.35	0.90	0.724	1.00	0.28	0.0008	0.015	1.25	1.034	2.709	3.217	0.406	1.306	0.475
5	2+860.0	3+000.0	140	1.35	0.60	0.767	1.00	0.23	0.0010	0.015	1.25	1.128	2.519	3.057	0.391	1.197	0.523
6	3+000.0	3+620.0	620	1.35	0.70	0.591	0.80	0.21	0.0025	0.015	1.25	1.586	2.179	2.593	0.328	0.851	0.810
7	3+620.0	4+210.0	590	1.35	0.80	0.599	0.80	0.20	0.0020	0.015	1.25	1.456	2.297	2.717	0.341	0.927	0.732
8	4+210.0	4+660.0	450	0.70	0.50	0.501	0.70	0.20	0.0020	0.015	1.25	1.240	1.753	2.104	0.268	0.564	0.698
9	4+660.0	5+920.0	1260	0.70	0.50	0.475	0.70	0.23	0.0025	0.015	1.25	1.348	1.687	2.021	0.257	0.519	0.776
10	5+920.0	6+620.0	700	0.70	0.70	0.536	0.70	0.16	0.0010	0.015	1.25	0.953	2.040	2.416	0.304	0.734	0.507

### Canal Lateral N° 04

Las Principales Características Hidráulicas son los siguientes:

- Longitud de 2.099 Km. y se inicia en la Progresiva 9+350 del canal Principal.
- Conduce un caudal de 0.400 m<sup>3</sup>/s.
- Sección hidráulica de forma trapezoidal, con un ancho de solera variable de 0.40 m a 0.50 m
- Presenta una pendiente que varía de 0.0003 a 0.0020.
- Se han considerado los mismos criterios de velocidad permisible, coeficiente de rugosidad y talud que el canal principal.

A continuación se muestra la principales Características Geométricas e Hidráulicas del Canal Lateral N° 04 en la Tabla N° 2.5.5

Tabla N° 2.5.5 Características Geométricas e Hidráulicas del Canal Lateral N° 04

N°	TRAMO (K m)		L (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	b (m)	y (m)	He (m)	bl (m)	s (m/m)	n	z	V (m/s)	T (m)	p (m)	R (m)	A (m <sup>2</sup> )	F
	INICIO	FINAL															
1	0+000.0	0+260.0	260	0.40	0.50	0.602	0.80	0.20	0.0003	0.015	1.25	0.530	2.006	2.429	0.311	0.755	0.276
2	0+260.0	0+900.0	640	0.40	0.40	0.408	0.50	0.09	0.0020	0.015	1.25	1.078	1.419	1.706	0.218	0.371	0.673
3	0+900.0	1+700.0	800	0.40	0.40	0.470	0.60	0.13	0.0011	0.015	1.25	0.862	1.575	1.904	0.244	0.464	0.507
4	1+700.0	2+099.0	399	0.40	0.40	0.413	0.50	0.09	0.0019	0.015	1.25	1.058	1.432	1.722	0.220	0.378	0.657

### Canal Lateral N° 05

Las Principales Características Hidráulicas son los siguientes:

- Longitud de 4.00 Km. y se inicia en la Progresiva 16+880 del canal Principal.
- Conduce un caudal de 0.320 m<sup>3</sup>/s.
- Sección hidráulica de forma trapezoidal, con un ancho de solera variable de 0.30 m a 0.50 m
- Presenta una pendiente que varía de 0.0010 a 0.0020.
- Se han considerado los mismos criterios de velocidad permisible, coeficiente de rugosidad y talud que el canal principal.

A continuación se muestra la principales Características Geométricas e Hidráulicas del Canal Lateral N° 05 en la Tabla N° 2.5.6



Tabla N° 2.5.6 Características Geométricas e Hidráulicas del Canal Lateral N° 05

N°	PROGRESIVA		L (m)	Q (1113/s)	b (tn)	y (111)	H <sub>e</sub> ( m )	bl ( m )	s (m/111)	i	z	V ( m/s )	T ( 111 )	p ( m )	R ( m )	A ( 1112 )	F
	INICIO	FINAL															
1	0+000.0	0+200.0	200	0.32	0.40	0.366	0.55	0.18	0.0020	0.015	1.25	1.019	1.315	1.572	0.200	0.314	0.666
2	0+200.0	1+540.0	1340	0.32	0.40	0.432	0.55	0.12	0.0010	0.015	1.25	0.787	1.481	1.785	0.228	0.407	0.479
3	1+540.0	2+060.0	520	0.32	0.40	0.366	0.55	0.18	0.0020	0.015	1.25	1.019	1.315	1.572	0.200	0.314	0.666
4	2+060.0	2+560.0	500	0.14	0.40	0.289	0.40	0.11	0.0010	0.015	1.25	0.637	1.122	1.325	0.166	0.220	0.459
5	2+560.0	3+200.0	640	0.14	0.30	0.267	0.35	0.08	0.0020	0.015	1.25	0.828	0.967	1.154	0.146	0.169	0.633
6	3+200.0	3+260.0	60	0.14	0.30	0.341	0.45	0.11	0.0020	0.015	0.00	0.820	0.500	1.183	0.144	0.171	0.448
7	3+260.0	4+000.0	740	0.14	0.30	0.267	0.35	0.08	0.0020	0.015	1.25	0.828	0.967	1.154	0.146	0.169	0.633

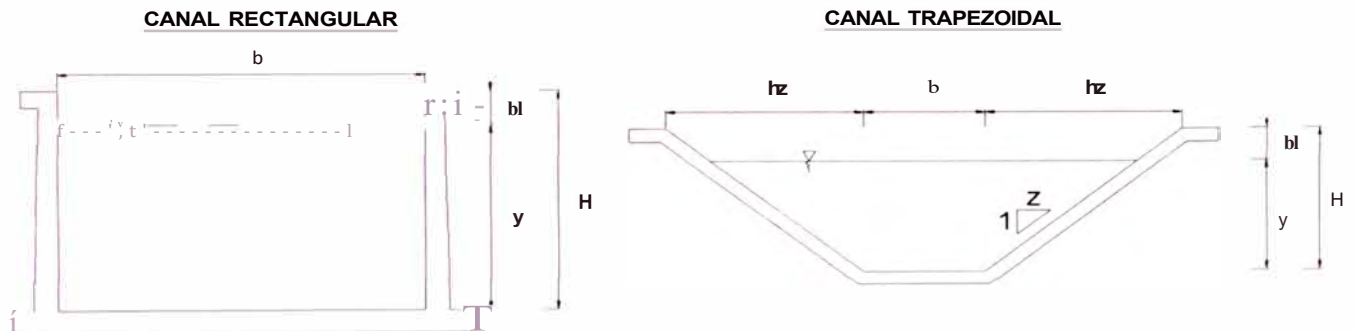


Figura N° 2.5.1 Características Geométricas e Hidráulicas de Canales

### 2.5.2.3 OBRAS DE ARTE

A continuación se presenta el planteamiento hidráulico de las obras de arte consideradas en la infraestructura de riego.

#### A.- Acueductos

Las Principales Características Hidráulicas son los siguientes:

- Se han considerado 9 acueductos a lo largo del canal, con una longitud variable de 10.00m. a 60.00m., de tres tramos y una sección transversal rectangular también variable de 0.70 x 0.65m a 2.50 x 2.30 m
- La caja elevada estará apoyada en ambos extremos por estribos de concreto y a distancias equitativas se colocarán columnas de apoyo.
- Se han considerado las elevaciones del fondo del canal de riego, tanto aguas arriba como aguas abajo de la estructura.
- La ubicación del acueducto asegura que el flujo de agua hacia la estructura sea lo más uniforme posible, orientando y alineando el acueducto de tal forma que no sea un obstáculo para el canal que pasa por él, ni para la quebrada o riachuelo que cruza.

- La transición aguas arriba y abajo del acueducto produce un cambio gradual de la velocidad del agua en el canal mismo, hacia el tramo elevado.
- Los acueductos tendrán una transición de entrada y salida que tienen una longitud variable de 2.00 a 6.00 m
- Se ha tratado de considerar una sección hidráulica más eficiente, cuya relación entre el ancho y el tirante esté entre 1.0 y 3.0
- La sección más económica del acueducto tiene una velocidad de agua más alta que la velocidad del agua en el canal y consecuentemente la pendiente del acueducto será también mayor que la pendiente del canal.
- Usando un valor para el factor de rugosidad ( $n$ ), reducido en un 20%, se verificó si el flujo no se acerca mucho al flujo super-crítico, para evitar un flujo inestable en el acueducto.

A continuación se muestra la principales Características Geométricas e Hidráulicas del Acueducto en la Tablas N° 2.5.7, 2.5.8 y 2.5.9

Tabla N° 2.5.7 Características Geom. e Hidráulicas del Acueducto en el Canal Principal

N°	CARACTERISTICAS								DIMENSIONES						ELEVACION			
	PROGRESIVA		Q (m <sup>3</sup> /s)	CANAL DE ENTRADA					TRANSICIÓN		ACUEDUCTO				Cota A (msnm)	Cota B (msnm)	Cota C (msnm)	Cota D (msnm)
	INICIO	FIN		Be (m)	He (m)	s	z	y	LT1 (m)	LT2 (m)	L (m)	s	B (m)	H (m)				
01	1+351.5	1+384.5	6.00	1.30	1.90	0.0005	1.25	1.50	6.00	6.00	21.00	0.0005	2.50	2.30	553.934	553.507	553.497	553.926
02	4+273.0	4+313.0	6.00	2.50	1.90	0.0010	1.25	1.48	5.00	5.00	30.00	0.0010	2.20	2.10	542.739	542.533	542.503	542.712
03	13+443.5	13+470.5	0.90	0.50	0.85	0.0010	1.25	0.66	3.00	3.00	21.00	0.0020	1.00	0.90	512.120	512.045	512.003	512.050
04	14+127.5	14+192.5	0.90	0.50	0.85	0.0010	1.25	0.66	3.00	3.00	60.00	0.0020	1.00	0.90	510.586	510.511	510.391	510.438
05	15+378.0	15+444.0	0.90	0.50	0.85	0.0010	1.25	0.66	3.00	3.00	60.00	0.0020	1.00	0.90	509.336	509.261	509.141	509.188
06	18+892.0	18+906.0	0.38	0.30	0.65	0.0010	1.25	0.50	2.00	2.00	10.00	0.0020	0.70	0.65	503.882	503.834	503.814	503.844
07	19+197.0	19+213.0	0.38	0.30	0.65	0.0010	1.25	0.50	2.00	2.00	12.00	0.0020	0.70	0.65	503.577	503.505	503.481	503.546

Donde:

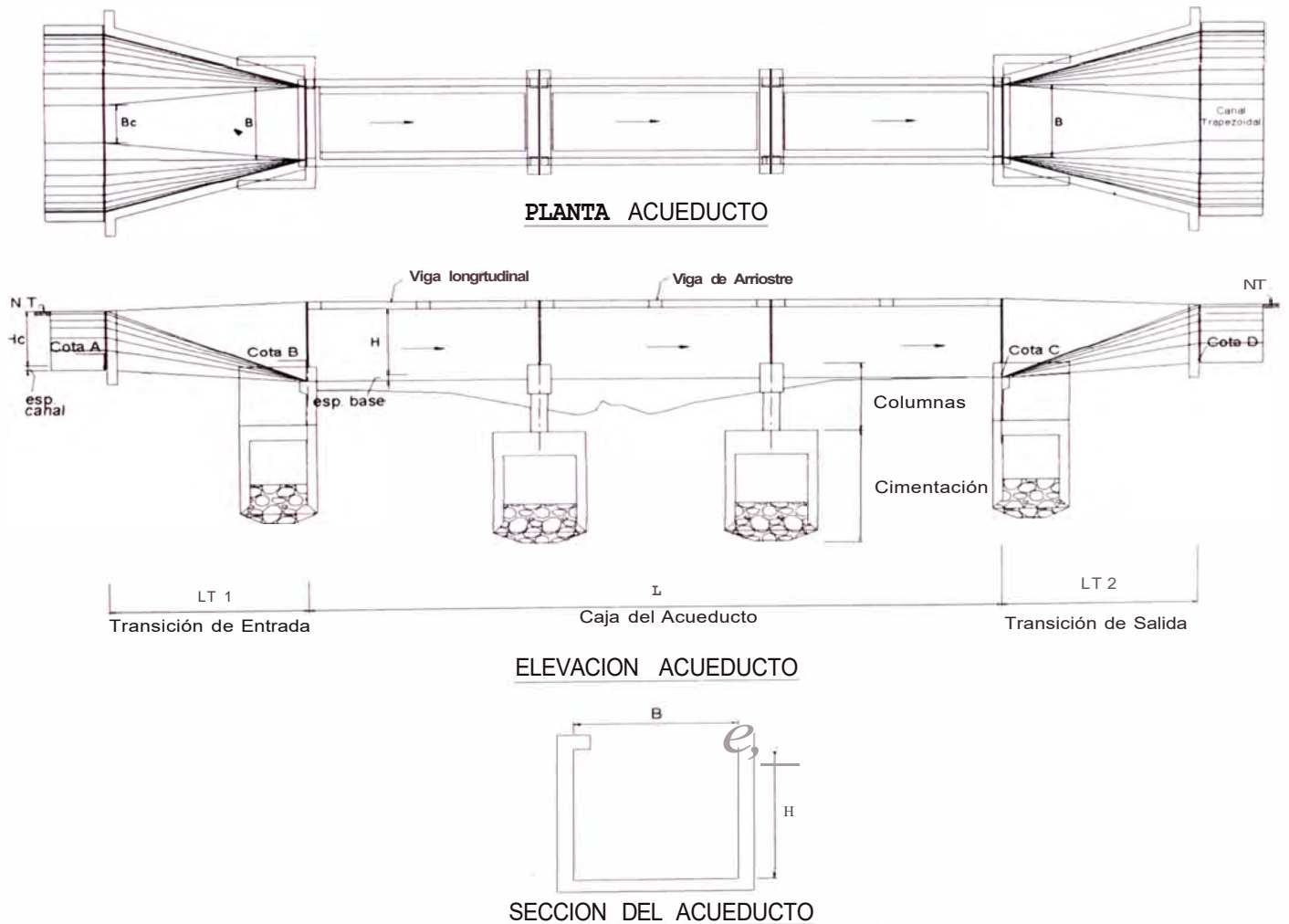
Q	: caudal	L	: Longitud del acueducto
Be	: Ancho de canal de entrada	B	: Ancho del acueducto
He	: Altura de canal de entrada	H	: Altura del acueducto
s	: pendiente	Cota A	: cota de ingreso a transición de entrada
z	: talud de canal de entrada	Cota B	: cota de ingreso a acueducto
Y	: tirante	Cota C	: cota de salida a acueducto
LT1	: Long. De transición de entrada	Cota D	: cota de salida a trans. salida
LT2	: Long. de transición de salida		

**Tabla N° 2.5.8 Características Geométricas e Hidráulicas del Acueducto en el Canal lateral N° 01**

N°	CARACTERISTICAS							DIMENSIONES						ELEVACION				
	PROGRESIVA		Q (l1113/s)	CANAL DE ENTRADA				TRANSICION		ACUEDUCTO				Cota A (msnm)	Cota B (rnsnm)	Cota C (rnsnm)	Cota D (l111s11111)	
	INICIO	FIN		Be (m)	He (m)	s	z	y	LT1 (m)	LT2 (m)	L (m)	s	B (m)					H (m)
01	6+984.0	7+028.0	0.50	1.20	0.80	0.0005	0.00	0.62	200	200	40.00	0.0005	1.00	0.90	510.810	510.680	510.660	510.790

**Tabla N° 2.5.9 Características Geométricas e Hidráulicas del Acueducto en el Canal lateral N° 03**

N°	CARACTERISTICAS							DIMENSIONES						ELEVACION				
	PROGRESIVA		Q (m³/s)	CANAL DE ENTRADA				TRANSICION		ACUEDUCTO				Cota A (msnm)	Cota B (msnm)	Cota C (msnm)	Cota D (msnm)	
	INICIO	FIN		Be (m)	He (m)	s	z	y	LT1 (m)	LT2 (m)	L (m)	s	B (m)					H (m)
01	5+932.0	5+948.0	0.70	0.50	0.70	0.0025	1.25	0.48	2.00	2.00	12.00	0.0030	0.80	0.80	508.672	508.514	508.478	508.628



**Figura N° 2.5.2 Características Geométricas e Hidráulicas de Acueductos**

## B.- Sifones

- Se han considerado 02 sifones, un primer sifón ubicado en el Km O+715 de longitud 25.99 m y un segundo ubicado en el Km 2+400 de longitud 28.70 m.
- Los sifones conducirán un caudal máximo de 6.00 m<sup>3</sup>/s.
- Se han considerado una sección transversal cuadrada de 1.70 m de lado en ambos sifones.
- El tramo recto tiene una pendiente se 0.005 y el ángulo de inclinación de los tramos inclinados es 26.6°
- Las transiciones de salida tendrán una longitud de 4.00m.
- Las elevaciones del fondo del canal de riego, tanto aguas arriba como aguas abajo de la estructura.
- La profundidad de sumergencia de la abertura superior del sifón este comprendida entre un mínimo de 1.1 hv y un máximo de 1.5 hv (hv = carga de velocidad), para evitar la entrada de aire que pueda producir un funcionamiento defectuoso.

A continuación se muestra la principales Características Geométricas e Hidráulicas del Sifón en la Tabla N° 2.5.1 O

Tabla N° 2.5.1 O Características Geométricas e Hidráulicas del Sifón en el Canal Principal

N'	CARACTERISTICAS												DIMENSIONES							COTAS				
	PROGRESNA	O	CANAL DE ENTRADA				CANAL DE SALIDA				TRANSICION		SIFON					Cola (m)						
			BI	HI	sI	Z1	Y1	B2	H2	s2	Z2	Y2	LT 1	LT2	AB	BC	CD	s	Hs	CarBI	Cola A	Cola B	Cola C	Cola D
01	0-698 o 10+730.3	6.00	1.20	1.60	0.0010	1.25	1.30	1.00	1.40	0.0020	1.25	1.16	4.00	4.00	8.50	10.00	7.49	0.0050	1.70	0.15	556.800	553.000	552.950	556.300
02	2+380 o 12+415.3	6.00	1.20	1.60	0.0008	1.25	1.37	1.00	1.40	0.0020	1.25	1.16	4.00	4.00	7.22	15.00	6.48	0.0050	1.70	0.15	549.726	546.496	546.421	549.326

Donde:

Q	: caudal	AB	: Tramo inclinado de entrada del sifón
B1	: Ancho de canal de entrada	BC	: Tramo recto del sifón
HI	: Altura de canal de entrada	BC	: Tramo inclinado de salida del sifón
sI	: pendiente de canal de entrada	s	: pendiente del sifón
ZI	: talud de canal de entrada	Hs	: Altura del conducto del sifón
Y1	: tirante de canal de entrada	Cota A	: cota de ingreso a tramo inclinado de entrada del sifón
B2	: Ancho de canal de salida	Cota B	: cota de ingreso a tramo recto del sifón
H2	: Altura de canal de salida	Cota C	: cota de salida de tramo recto del sifón
s2	: pendiente de canal de salida	Cota D	: cota de salida de tramo inclinado de salida del sifón
Z2	: talud de canal de salida		
Y2	: tirante de canal de salida		
LT1	: Longitud de transición de entrada		
LT2	: Longitud de transición de Salida		

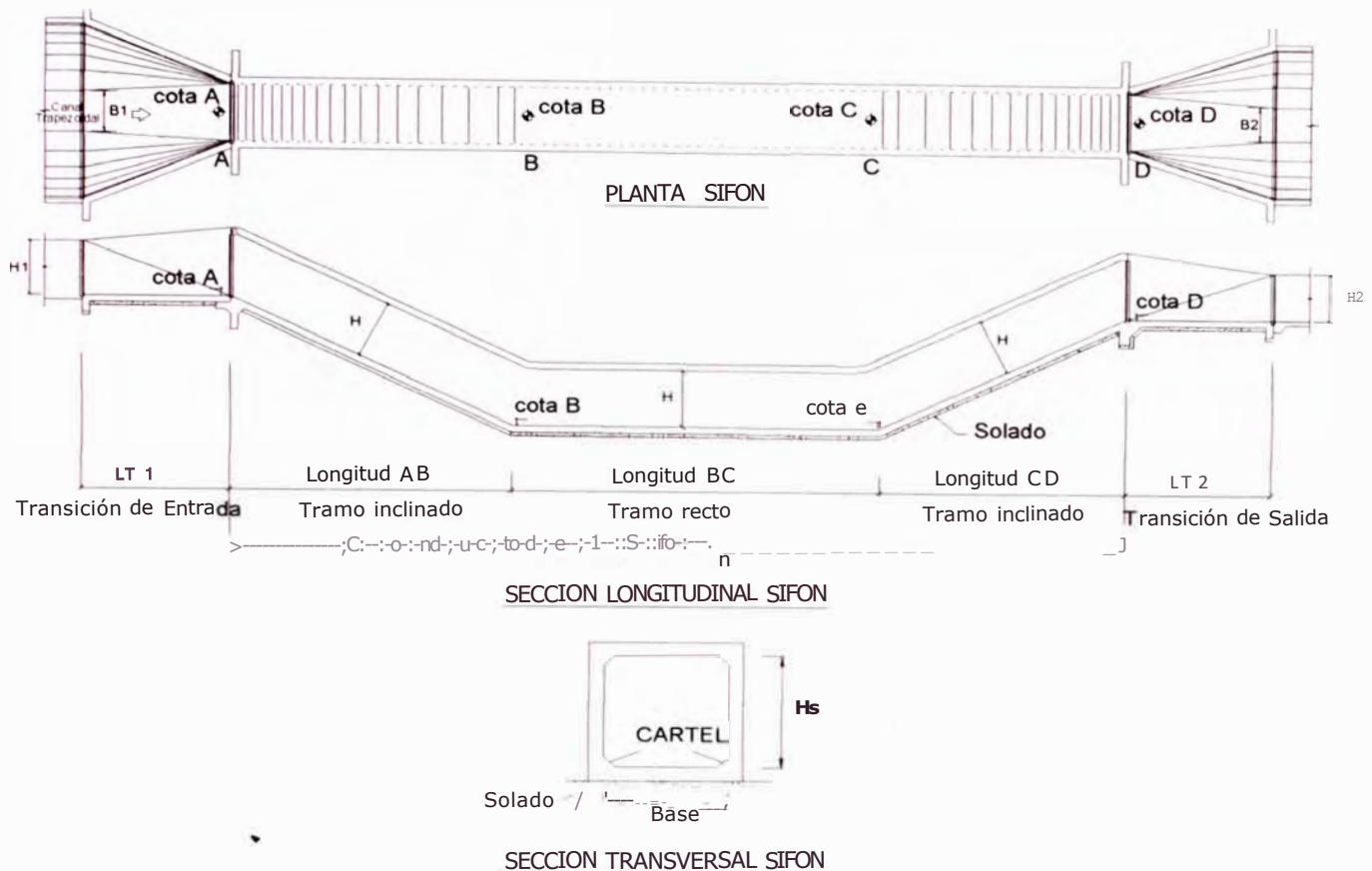


Figura N° 2.5.3 Características Geométricas e Hidráulicas de Sifones

### C.- Alcantarillas

Las Principales Características Hidráulicas son los siguientes:

- Se han considerado 11 alcantarillas a lo largos del canal una longitud variable de 9.00 m a 11.00 m Estas estructuras tendrán una forma rectangular con dimensiones variables desde 1.00 x 1.00 m a 3.00 x 1.00 m.
- Estas obras tienen una transición de entrada y salida con longitudes iguales de 3.00 m. en todos los casos y de forma emboquillada.
- Se consideró que la quebrada o cauce natural, debe ser alterada en lo mínimo, tratando de mantener sus condiciones existente.
- El cálculo del caudal de la quebrada o cauce natural, se obtuvo por aproximaciones del tirante máximo obtenido en el campo y por ende su área mojada, como asimismo su velocidad.
- Se trató de disponer la pendiente natural del cauce principal de la quebrada, ya que este factor fijará el nivel de libertad del flujo en relación a la rasante del caudal.

A continuación se muestra la principales Características Geométricas e Hidráulicas de las Alcantarillas en la Tablas N° 2.5.11, 2.5.12 y 2.5.13

Tabla N° 2.5.11 Características Geométricas e Hidráulicas de alcantarillas en el Canal Principal

N°	CARACTERISTICAS						DIMENSIONES							ELEVACION				OBSERVACION
	PROG	Q (m <sup>3</sup> /s)	CANAL				TRANSICION		ALCANTARILLA					(msnm)				
			BI (m)	HI (m)	ZI	YI	LTI (m)	LT2 (m)	L (m)	s	a (m)	b (m)	d (m)	Cola A	Cola B	Cola e	Cota D	
01	11+ 1940	284	0.50	0.85	125	0.66	3.00	3.00	9.00	0.0018	2.50	1.00	2.45	511.985	511.984	511.976	511.975	Tipo Cajon
02	12+555.0	173	0.50	0.85	125	0.66	3.00	3.00	10.00	0.0010	2.00	1.00	2.20	510.607	510.605	510.595	510.594	Tipo Cajon
03	12+850.0	0.58	0.50	0.85	125	0.66	3.00	3.00	10.00	0.0008	1.00	1.00	1.70	510.355	510.354	510.346	510.345	Tipo Cajon
04	12+990.0	163	0.50	0.85	125	0.66	3.00	3.00	10.00	0.0010	2.00	1.00	2.20	510.207	510.205	510.195	510.194	Tipo Cajon
05	13+ 1380	0.65	0.50	0.85	125	0.66	3.00	3.00	10.00	0.0010	1.00	1.00	1.70	510.057	510.055	510.045	510.044	Tipo Cajon
06	14+645.0	3.10	0.50	0.85	125	0.66	3.00	3.00	10.00	0.0008	2.00	1.00	4.30	508.555	508.554	508.546	508.545	Tipo Doble Cajon
07	17+636.0	7.26	0.50	0.85	125	0.66	3.00	3.00	10.00	0.0018	3.00	1.00	5.30	503.642	503.639	503.621	503.618	Tipo Doble Cajon
08	20+450.0	5.35	0.30	0.65	125	0.50	3.00	3.00	9.00	0.0012	2.50	0.75	7.15	501.057	501.055	501.045	501.043	Tipo Tmple Cajon

Donde

Q	: caudal	s	: pendiente
BI	: Ancho de canal de entrada	a	: Ancho de alcantarilla
HI	: Altura de canal de entrada	b	: Altura de alcantarilla
ZI	: talud de canal de entrada	d	: Semiancho de pantalla
YI	: tirante	Cota A:	cota de ingreso a trans. entrada
LTI	: Long. de transición entrada	Cota B:	cota de ingreso de alcantarilla
LT2	: Long. de transición salida	Cota C:	cota de salida de alcantarilla
L	: Long. de alcantarilla	Cota D:	cota de salida de trans. salida

Tabla N° 2.5.12 Características Geométricas e Hidráulicas de Alcantarillas en el Canal lateral N° 01

N°	CARACTERISTICAS						DIMENSIONES							ELEVACION				OBSERVACION	
	PROG	Q (m <sup>3</sup> /s)	CANAL				TRANSICION		ALCANTARILLA					(msnm)					
			BI (m)	HI (m)	ZI	YI	LTI (m)	LT2 (m)	TIPO	L (m)	s	a (m)	b (m)	d (m)	A	B	e		O
01	6+720.0	3.46	1.50	0.80	0.00	0.41	3.00	3.00	18	9.00	0.0010	2.00	1.00	4.30	510.135	510.135	510.146	510.144	Tipo Doble CaEn

Tabla N° 2.5.13 Características Geométricas e Hidráulicas de Alcantarillas en el Canal lateral N° 05

N°	CARACTERISTICAS						DIMENSIONES							ELEVACION				OBSERVACION	
	PROG	Q (m <sup>3</sup> /s)	CANAL				TRANSICION		ALCANTARILLA					(msnm)					
			BI (m)	HI (m)	ZI	YI	LTI (m)	LT2 (m)	TIPO	L (m)	s	a (m)	b (m)	d (m)	A	B	e		D
01	2+330.0	10.89	0.40	0.40	125	0.31	3.00	3.00	11C	5.00	0.0007	3.50	1.00	8.65	498.403	498.402	498.398	498.397	Tipo Inok CaEn
02	2+675.0	4.87	0.40	0.35	125	0.27	3.00	3.00	1C	5.00	0.0008	2.50	1.00	7.15	497.983	497.982	497.978	497.977	Tipo Inple CaEn

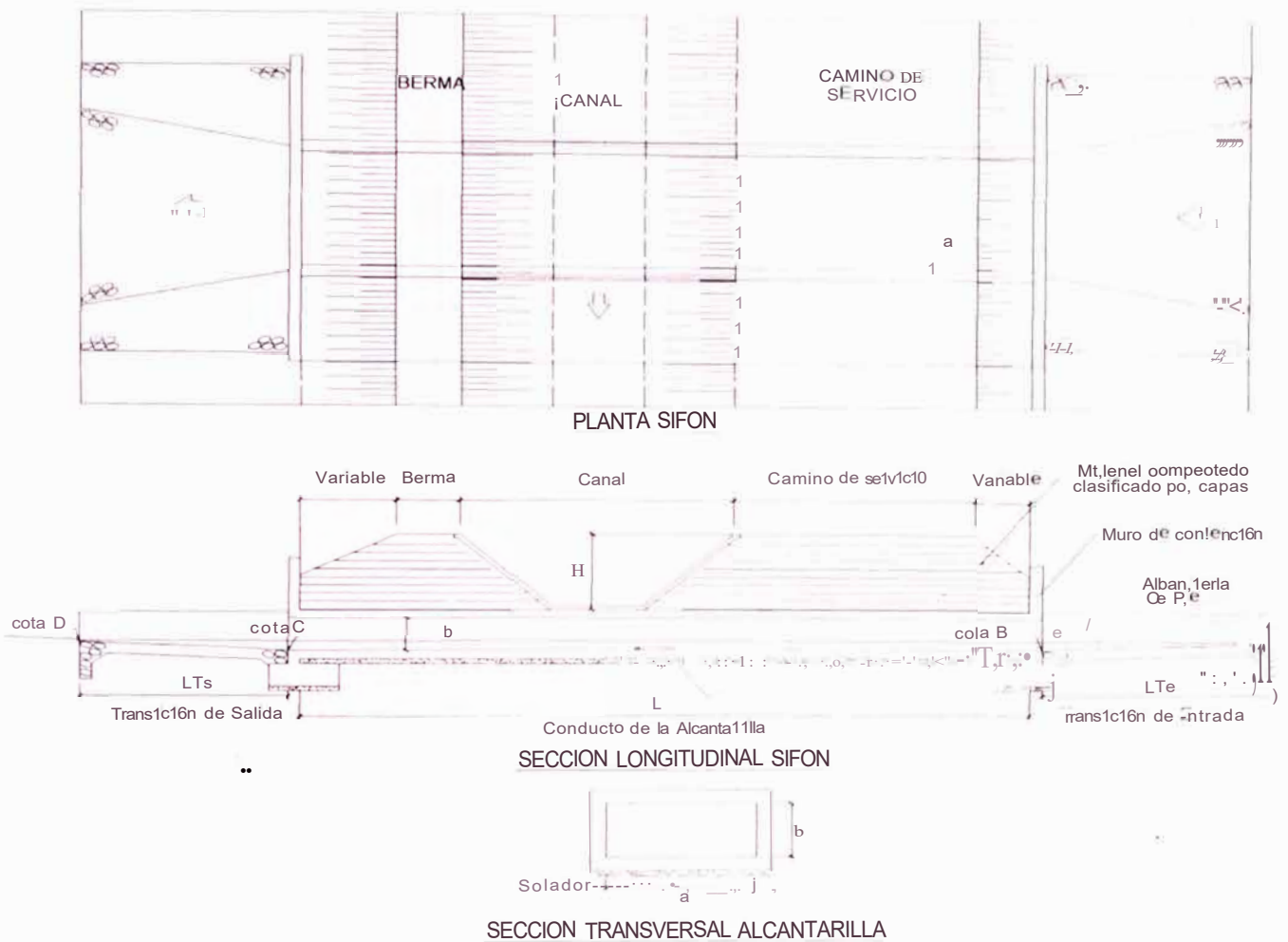


Figura N° 2.5.4 Características Geométricas e Hidráulicas de Alcantarillas

## D.- Puentes Vehiculares

Las Principales Características son los siguientes:

- Se han considerado 09 puentes a lo largos del canal principal una longitud variable de 4.60 m a 7.00 m
- La superestructura del puente consiste en una losa en todo su ancho, cuyo espesor de dependiendo de la luz varía entre 0.40 m y 0.45 m. La losa está simplemente apoyada y para permitir adecuado comportamiento, libertad a los desplazamientos y giros se han considerado apoyos de neopreno de 20 mm.

A continuación se muestra la principales Características Geométricas de los Puentes Vehiculares en la Tabla N° 2.5.14

**Tabla N° 2.5.14 Características Geométricas de Puentes Vehiculares en el Canal Principal**

N°	PROG	CANAL					PUENTE		
		SECCION	b (m)	He (m)	Z	COTA (msnm)	L (m)	B (m)	COTA (msnm)
01	0+060.0	TRAPEZOIDAL	1.20	1.70	1.25	559.140	6.25	3.60	561.240
02	1+064.0	TRAPEZOIDAL	1.00	1.40	1.25	554.132	5.30	3.60	555.932
03	1+645.0	TRAPEZOIDAL	1.00	1.40	1.25	552.230	5.30	3.60	554.030
04	2+172.0	TRAPEZOIDAL	1.00	1.40	1.25	549.926	5.30	3.60	551.726
05	2+552.0	TRAPEZOIDAL	1.00	1.40	1.25	549.046	5.30	3.60	550.846
06	3+380.0	TRAPEZOIDAL	1.40	1.90	1.25	546.998	6.95	3.60	549.298
07	6+586.0	TRAPEZOIDAL	1.00	1.30	1.25	532.644	5.05	3.60	534.344
08	7+910.0	TRAPEZOIDAL	1.40	2.00	1.25	526.852	7.00	3.60	529.252
09	8+720.0	TRAPEZOIDAL	0.80	1.20	1.25	523.250	4.60	3.60	524.850

**Donde:**

**b** : Ancho de canal

**He** : Altura del canal

**Z** : Talud del canal

**B** : Ancho del Puente

**L** : Longitud del Puente



# **CAPITULO 111**

## **ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL**

### 3.1.- CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO

En la actualidad existen, básicamente, dos métodos de diseño en concreto Armado: Diseño elástico o por carga de servicio y diseño a la rotura o por resistencia última. El primero fue utilizado con mucha fuerza hasta mediados del siglo XX y el segundo ha adquirido impulso en los últimos cuarenta años

Para el presente trabajo se está tomando como referencia para el diseño el ACI 350 (Código para Estructuras de Concreto Expuestas al Medio Ambiente y Estructuras Retenedoras de agua)

#### 3.1.1 METODOS DE DISEÑO

##### 3.1.1.1 Método Elástico

El diseño elástico parte de la hipótesis de que existe una distribución lineal de esfuerzos en el concreto, al ser sometido a una carga de servicio. Asume un comportamiento elástico en el acero y el concreto. El diseño consiste en conseguir que los esfuerzos no excedan los esfuerzos admisibles que son una fracción de la resistencia última a compresión del concreto y del esfuerzo de fluencia a tracción del acero. En la actualidad, pruebas de laboratorio han permitido comprobar que el complejo comportamiento del concreto con el paso del tiempo conlleva a una constante redistribución de esfuerzos entre éste y el acero. En el diseño elástico sólo se considera una de estas distribuciones. Con el tiempo, las condiciones no consideradas pueden ocasionar la falla.

Por otro lado, en el diseño de estructuras es importante considerar el tipo de falla dúctil o frágil, que representa un elemento bajo determinadas sollicitaciones y en la medida de lo posible, orientar la falla según sea conveniente. El método elástico no considera este punto. El método elástico tampoco determina la carga que ocasiona la rotura de la pieza y por ello, su factor de seguridad no es conocido.

Los parámetros a usarse para este método de diseño son los siguientes:

Esfuerzos permisibles:

Para el concreto :  $f_e = 0.45f'_c$

Para el acero :  $f_s = 0.40f_y$

Esfuerzo Cortante máximo =  $0.29 \sqrt{f'_c}$

Las ecuaciones en este método de diseño serán deducidas con ayuda del siguiente esquema:



Figura N° 3.1.1 Diagrama de esfuerzos y deformaciones de una sección rectangular con esfuerzos en tensión sometida a flexión

Siendo:

K : parámetro que define la posición del eje neutro con respecto a la fibra más alejada en compresión.

h : altura de la sección de concreto.

b : Ancho de la sección de concreto

d : Peralte efectivo de la sección, igual a la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del área del refuerzo en tensión.

As: Area de refuerzo en tensión de la sección.

De la distribución de esfuerzos mostrada en la figura N° 3.1.1 se establece la condición de equilibrio:

$$M = C j d = T j d \dots\dots\dots (3.1.1); \quad j d = d - (k/3) d$$

$$M = A_s f_s j d \dots\dots\dots (3.1.2); \quad j = 1 - k/3$$

Siendo M el momento resistente interno o externo actuante de la sección en análisis y despejando de la ecuación (3.1.2) tenemos:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} \dots\dots\dots (3.1.3)$$

De la ecuación (3.1.1) despejamos el parámetro d, el cual nos servirá para obtener el predimensionamiento de una estructura determinada:

$$M = Cjd = Fd^2$$

$$F = \frac{kd f_e b j}{2}$$

$$M = F d^2 ; d = \sqrt{\frac{M}{Fb}} \dots\dots\dots (3.1.4)$$

Entonces la expresión de predimensionamiento es:  $d_{\min} = \sqrt{\frac{M_{\max}}{Fb}}$

Para fines de predimensionamiento se debe buscar para la condición en que estén actuando los esfuerzos máximos permisibles.

Del diagrama de deformaciones tenemos:

$$\frac{Kd}{d} = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_s} = \frac{\epsilon_c E_c}{\epsilon_c E_c + \frac{\epsilon_s E_s E_c}{E_s}} = \frac{f_e}{1 + \frac{f_s}{n}}$$

Entonces :  $K = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_e}}$  ; n: relación de módulos de elasticidad,  $n = E_s / E_c$

### 3.1.1.2 Método por Resistencia Ultima

El diseño por resistencia se fundamenta en la predicción de la carga permisible que es capaz de soportar el elemento en cuestión. En pruebas de laboratorio se ha podido comprobar que es posible predecir estas cargas con precisión suficiente. Este método toma en consideración el comportamiento inelástico del acero y del concreto y por lo tanto se estima mejor la capacidad de carga de la pieza. Algunas de las ventajas de este procedimiento son:

1.- El diseño por resistencia permite controlar el modo de resistencia de una estructura compleja considerando la resistencia última de las diversas partes del sistema. Algunos elementos se diseñan con menor margen de seguridad que otros para inducir su falla primero.

2.- Permite obtener un diseño más eficiente, considerando la distribución de esfuerzos que se presenta dentro del rango inelástico.

3.- Este método no utiliza el modulo de elasticidad del concreto el cual es variable con la carga. Esto evita inducir imprecisiones en torno a este parámetro.

4.- El método de diseño por resistencia permite evaluar la ductilidad de la estructura.

5.- Este método permite usar coeficientes de seguridad distintos para los diferentes tipos de carga.

La desventaja de usar este método es que solo se basa en criterios de resistencia. Sin embargo, es necesario garantizar que las condiciones de servicio sean óptimas, es decir, que no se presenten deflexiones excesivas, ni agrietamientos críticos. Con la mejora en la calidad del concreto y la obtención de secciones cada vez menores, se tiende a perder rigidez e incrementar las deflexiones y el grosor de las fisuras. Para ello es conveniente usar este método en combinación con otros procedimientos para verificar el adecuado comportamiento de las piezas bajo cargas de servicio.

Los parámetros a usarse para este método de diseño serán deducidos con el siguiente esquema:

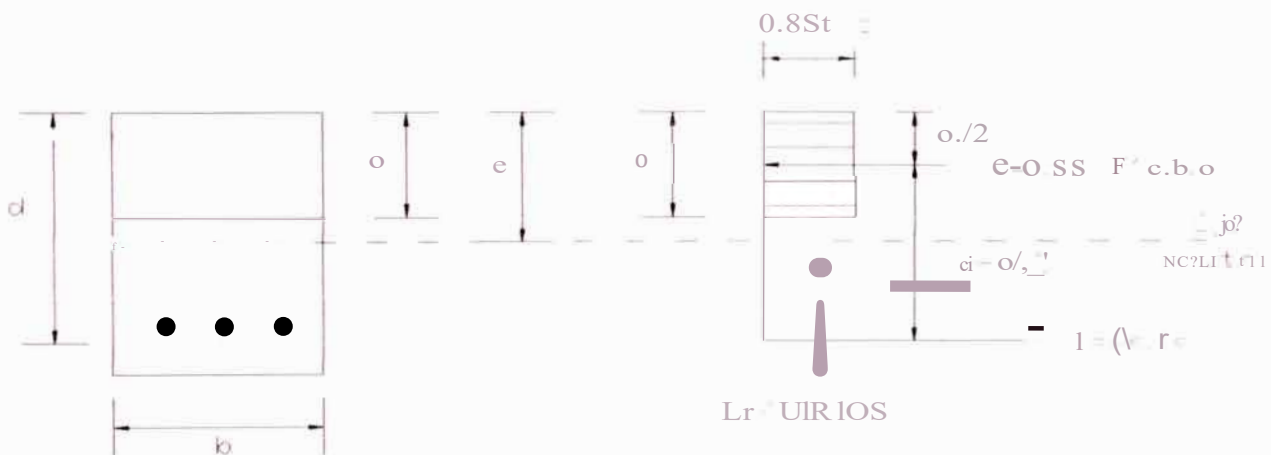


Figura N° 3.1.2. Diagrama de esfuerzos en una sección rectangular con refuerzo en tensión sometida a flexión.

Partiendo de la distribución de esfuerzos mostrada en la figura N° 3.1.2 se establece la condición de equilibrio:

$$C = T \quad 0.85 f_c b a = A_s f_y \dots \dots \dots (3. 1.5)$$

Donde b: Ancho de la sección de concreto.

a: Altura del bloque rectangular de esfuerzos de compresión en el concreto

A<sub>s</sub>: área del refuerzo en tensión de la sección.

Despejando de (3.1.5) se obtiene:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} \dots\dots\dots (3.1.6)$$

Se define índice de refuerzo,  $w$ , como:

$$w = \frac{p f_y}{f_c} \dots\dots\dots (3.1.7)$$

Donde  $p$  : Cuantía de acero en tensión definida a través de la siguiente expresión:

$$p = \frac{A_s}{bd} \dots\dots\dots (3.1.8)$$

$d$ : Peralte efectivo de la sección igual a la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del área del refuerzo en tensión.

El índice de refuerzo o cuantía mecánica es un parámetro adimensional usado para medir el comportamiento de la sección ya que involucra las tres variables principales que la afectan :  $p$ ,  $f_y$ ,  $f_c$ . Entonces de (3.1.6), (3.1.7) y (3.1.8) se concluye:

$$a = \frac{p d f_y}{0.85 f_c} = \frac{w d}{0.85} \dots\dots\dots (3.1.9)$$

Finalmente, el momento resistente nominal de la sección estará dado por:

$$M_n = C (d-a/2) = T (d-a/2) \dots\dots\dots (3.1.10)$$

De donde se obtiene :

$$M_n = 0.85 f_c b a (d - a/2) \dots\dots\dots (3.1.11)$$

$$M_n = A_s f_y (d - a/2) \dots\dots\dots (3.1.12)$$

Y haciendo uso de las ecuaciones (3.1.9) y (3.1.11) se tiene :

$$M_n = b d^2 w f_c (1-0.59 w) \dots\dots\dots (3.1.13)$$

En la ecuación (3.1.11), el momento resistente nominal es función de la compresión en el concreto, mientras que en la ecuación (3.1.12), de la tensión en el refuerzo. La expresión (3.1.13) se suele usar para efectos de diseño.

Estas expresiones deducidas son válidas siempre que el refuerzo en el acero sea igual a su esfuerzo de fluencia. Ello se verifica siempre que la cuantía de la sección sea menor o igual que la cuantía balanceada o básica.

En la figura N° 3.1.3 se muestra las características de una sección balanceada por resistencia. En el diagrama de deformaciones, por semejanza de triángulos, se puede plantear la siguiente relación:

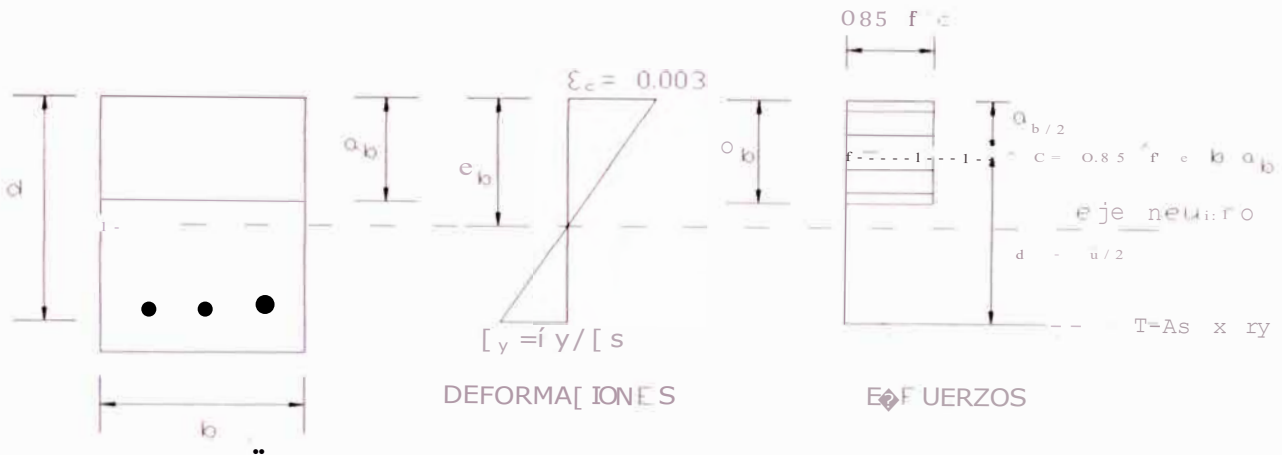


Figura N° 3.1.3. Diagrama de esfuerzos y deformaciones en una sección rectangular con falla balanceada.

$$\frac{0.003}{c_b} = \frac{\epsilon_y}{d - c_b} = \frac{f_y/E_s}{d - c_b} \dots\dots\dots (3.1.14)$$

Donde:

$c_b$  = Distancia del eje neutro a la fibra extrema en compresión en una sección con cuantía balanceada. En adelante los parámetros que tengan el subíndice "b" estarán referidos a la condición particular de cuantía balanceada.

$\epsilon_y$  : Deformación unitaria correspondiente al esfuerzo de fluencia del acero

Despejando  $c_b$  se obtiene:

$$c_b = \frac{0.003 d E_s}{f_y + 0.003 E_s} \dots\dots\dots (3.1.15)$$

Reemplazando el valor de  $E_s = 2.00 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$  (módulo de elasticidad del acero):

$$c_b = \frac{6117 d}{f_y + 6117} \dots\dots\dots (3.1.16)$$

Sabiendo que  $a_b = \beta_1 c_b$  y haciendo uso de las ecuaciones (3.1.7) y (3.1.9) :

$$a_b = \beta_1 c_b = \frac{w_b d}{0.85} = \frac{p_b f_y d}{0.85 f_c} \dots\dots\dots(3.1.17)$$

Donde  $p_b$ : cuantía balanceada o básica.

Finalmente

$$p_b = \frac{0.85 f_c}{f_y} \left[ \frac{1}{\sqrt{f_y + 6117}} \right] \dots\dots\dots(3.1.18)$$

Por razones de seguridad el código del ACI ( ACI 10.3.3) limita la cuantía de acero  $p$  a  $0.75p_b$

En la práctica, una sección con este refuerzo es antieconómica por lo que normalmente se procura usar cuantías menores a  $0.50p_b$ . En la Tabla N° 3.1.1 se muestran los valores de  $p_b$ ,  $0.75p_b$  y  $0.50p_b$ , para diferentes calidades de concreto.

Tabla N° 3.1.1 Cuantía Básica para concretos de diferentes calidades

$f_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	210	280	350	420
$p_b$	0.85	0.85	0.80	0.75
$p_b$	0.0214	0.0285	0.0335	0.0377
0.75 $p_b$	0.0160	0.0214	0.0252	0.0283
0.50 $p_b$	0.0107	0.0143	0.0167	0.0189



### 3.1.2 CRITERIOS GENERALES PARA EL DISEÑO

#### 3.1.2.1 Cálculo Del Refuerzo

El refuerzo se calcula conforme a la norma para concreto ciclópeo y armado del código ACI 350 y en base al diseño a la rotura. La resistencia del concreto será  $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$  y el esfuerzo de fluencia del acero  $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

El procedimiento del cálculo es el siguiente:

1. Determinar los factores de carga;
2. Multiplicar las cargas o los momentos con los factores de carga respectivos para calcular el momento último;
3. Determinar el recubrimiento;
4. Estimar el diámetro del refuerzo principal;
5. Calcular la cantidad del refuerzo necesario.

#### 3.1.2.2 Factores de Carga

Las cargas de diseño se calcularán como sigue:

- a) Para estructuras en lugares y de proporciones tales que los efectos de viento y sismo puedan despreciarse, la resistencia requerida  $U$ , que debe resistir la carga muerta  $D$  y la carga viva  $L$ , no debe ser menos que:

$$U = 1.40 D + 1.70 L$$

donde:

$D$  = carga muerta;

$L$  = carga viva

- b) Si los efectos de carga por sismo deben ser considerados en el diseño,  $U$  no debe ser menos que:

$$U = 1.05D + 1.28L + 1.00E$$

Cuando el efecto del sismo esta basado en fuerzas sísmicas de nivel de servicio, debe usarse  $1.40E$  en lugar de  $1.00E$

- c) Cuando se incluyan en el diseño las cargas laterales  $H$ , debidas al empuje del suelo, a la presión de agua freática, o a la presión debida a materiales granulares, las ecuaciones de resistencia requerida se convierten en:

$$U = 1.400 - 1.70L + 1.70H$$

Y cuando  $O$  o  $L$  reducen el efecto de  $H$

$$U = 0.90O + 1.70H$$

- d) Si la resistencia a cargas debido a peso y presión de fluidos  $F$  es incluido en el diseño, aunque la densidad del fluido y altura son usualmente conocidos, el factor de carga de 1.70 es usado como una parte del concepto de durabilidad y servicialidad de la estructura; por lo que las ecuaciones de resistencia requerida se convierten en:

$$U = 1.400 - 1.70L + 1.70F$$

Y cuando  $D$  o  $L$  reducen el efecto de  $F$ :

$$U = 0.90D + 1.70F$$

El factor de carga de 1.70 en fluidos es usado también cuando existe considerable incertidumbre en las presiones, como en el caso de presiones de aguas subterráneas o incertidumbre respecto a la profundidad máxima de líquidos, como en el caso de empozamiento de agua.

- e) Adicionalmente las cargas factoradas evaluadas a través de las expresiones planteadas, serán incrementadas por un coeficiente de durabilidad; por lo que en los cálculos para refuerzo por flexión, la resistencia requerida debe ser  $1.3U$

### 3.1.2.3 Factores de Reducción de Resistencia

Los factores de reducción de resistencia  $\phi$  toman en cuenta las inexactitudes en los cálculos y fluctuaciones en la resistencia de material, en la mano de obra y en las dimensiones.

A continuación se presentan algunos factores de reducción de resistencias para diversas solicitaciones de acuerdo a la sección 9.3.2 de código ACI-350

- Secciones controladas por tracción  $\phi \leq 0.90$
  - Secciones controladas por compresión
    - a) Elementos con refuerzo en espiral  $\phi \leq 0.75$
    - b) Otros elementos  $\phi \leq 0.70$
- Quando la deformación en el acero a tracción a la resistencia nominal está en los límites entre la sección controlada por tracción o por compresión, el factor  $\phi$  se puede aumentar linealmente entre el valor de  $\phi$  de la sección controlada por compresión hasta 0.9 cuando la deformación unitaria por tracción tiene un límite de 0.0005
- Fuerza cortante o torsión  $\phi \leq 0.85$
  - Compresión pura, aplastamiento  $\phi \leq 0.65$

### 3.1.2.4 Momento Flector Resistente en Elementos Rectangulares con Refuerzo de Tracción Únicamente.

El momento flector resistente a la rotura de diseño en elementos rectangulares con refuerzos de tracción únicamente, será calculado según:

$$M_u = \phi A_s f_y (d - \frac{a}{2}) \quad \dots (3.1.19)$$

donde:  $a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$

$A_s$  : área del refuerzo de tracción ( $\text{cm}^2$ );

$f_y$  : límite de fluencia del refuerzo ( $\text{kg/cm}^2$ );

$d$  : distancia de la fibra extrema en compresión al centroíde del refuerzo de tracción (cm.)

$a$  : profundidad del prisma rectangular de esfuerzos (cm);

$f_c$  : resistencia a la compresión del concreto ( $\text{kg/cm}^2$ );

$b$  : ancho de la cara de compresión de un elemento sujeto a flexión (cm);

$\phi$  : factor de reducción de capacidad.

La cuantía de refuerzo  $p = A_s / bd$  no excederá de 0.75 de la cuantía  $P_b$ , que produce la condición de falla balanceada, dado por:

$$P_b = \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \left( \frac{6,117}{6,117 + f_y} \right) \dots\dots\dots(3.1.20)$$

El factor  $\beta_1$  se tomará igual a 0.85 para resistencias de  $f'_c$  hasta de  $280 \text{ kg/cm}^2$ , y se reducirá continuamente a razón de 0.05 por cada  $70 \text{ kg/cm}^2$  de resistencia en exceso de  $280 \text{ kg/cm}^2$ .

Cuando se conoce el momento  $M_u$ , se puede calcular la cuantía  $A_s$ , modificando la ecuación (3.1) a:

$$A_s = \frac{M_u}{f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)} \dots\dots\dots(3.1.21)$$

### 3.1.2.5 Refuerzo Mínimo

El código ACI 350 establece lo siguiente Refuerzos mínimos:

#### A.- Refuerzo mínimo en elementos sujetos a flexión

En toda sección de un elemento sometido a flexión cuando por análisis se requiera refuerzo de tracción, el  $A_s$  proporcionado no debe ser menor que el obtenido por medio de:

$$A_{s_{\min}} = \sqrt{f'_c} b_w d \dots\dots\dots(3.1.22)$$

Pero no debe ser menor que:

$$A_{s_{\min}} = \frac{141}{f_y} b_w d \dots\dots\dots(3.1.23)$$

Para  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$  y  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$   $A_{s_{\min}} = 0.0033 b_w d$

#### B.- Refuerzo mínimo por Contracción y Temperatura

Para estructuras sujetas a condiciones de exposición del medio ambiente o requeridos para contener líquidos, la cuantía mínima de refuerzo por contracción y temperatura será los mostrados en la tabla N° 3.1.2 :

Tabla N° 3.1.2. Cuantía Mínima de Refuerzo por Contracción y Temperatura.

Longitud entre juntas de movimiento (m)	Cuantía Mínima de Refuerzo por Contracción y Temperatura	
	Grado 40	Grado 60
Menos de 6	0.0030	0.0030
de 6 a menos de 9	0.0040	0.0030
De 9 a monos de 12	0.0060	0.0040
Mas de 12	0.0060	0.0060

### B.- Refuerzo Mínimo en muros

La cuatía mínima para refuerzo vertical es 0.0030.

La cuantía mínima para refuerzo horizontal deberá e basada en la longitud entre juntas de movimiento (Tabla N° 3.1.2)

En los muros de espesor mayor que 25 cm. El refuerzo horizontal y vertical debe distribuirse en dos capas como se muestra en la figura N° 3 4 .

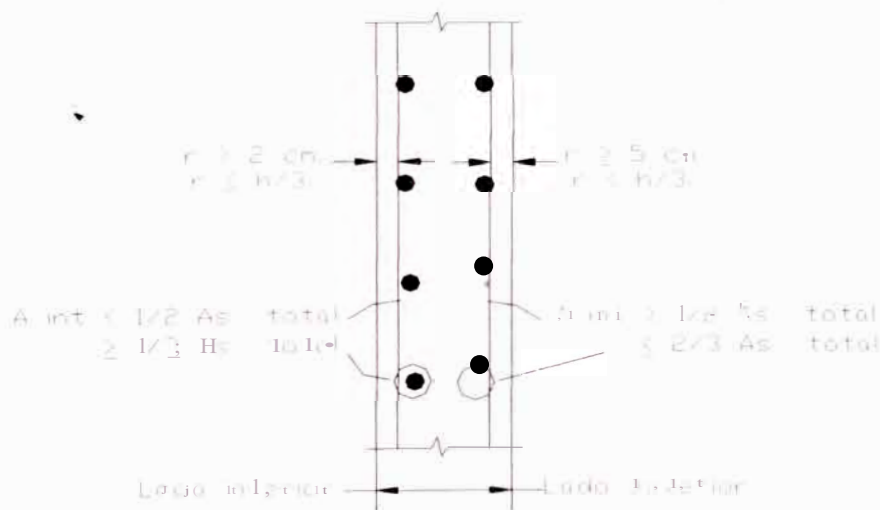


Figura N° 3.1.4. Distribución del acero en muros

### C.- Refuerzo Mínimo en losas

La cuantía mínima para refuerzo Longitudinal deberá estar basada en la longitud entre juntas de movimiento (Tabla N° 3.1.2)

#### 3.1.2.6 Espaciamiento Mínimo entre Varillas.

El Código ACI sugiere que el espaciamiento del refuerzo horizontal y vertical en losas y muros no será mayor que tres veces el espesor del elemento ni mayor que 45cm. tal como se indica en la Figura N° 3.1.5

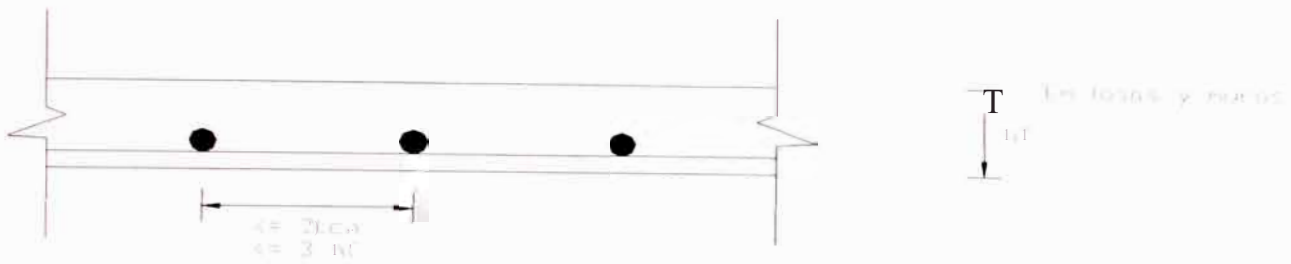


Figura N° 3.1.5. Espaciamiento mínimo entre varillas

Las barras de acero colocadas en varias capas deberán alinearse para facilitar el colocado del concreto e impedir que los agregados sean retenidos en la armadura.

### 3.1.2.7.-Anclajes y Empalmes del Refuerzo.

**Longitud del Anclaje** : Según el ACI 350, capítulo 12.2. Para barras corrugadas sujetas a tracción, las longitudes de anclaje o de desarrollo  $l_d$  en cm., son las que aparecen en la Tabla N° 3.1.3 en las columnas indicadas como normal y superior. En ellas (superior) se refiere a barras horizontales colocadas de tal manera que 30cm. o más del concreto fresco se vacía en el elemento debajo de dichas barras. También se indican las longitudes de anclaje para barras en compresión.

**Empalmes del Refuerzo (Tracción)** : La longitud mínima de traslape para los empalmes traslapados en tracción será como se indica para la clase A o B, pero no menos de 30 cm. donde :

- Empalme de Clase A = 1.0  $l_d$
- Empalme de Clase B = 1.3  $l_d$

Donde  $l_d$  es la longitud de desarrollo definida anteriormente.

Los empalmes traslapados de barras corrugadas serán siempre de clase B excepto que se permita emplear los de clase A cuando se cumplen las dos condiciones siguientes:

- El área de acero colocada es por lo menos dos veces la necesaria por el análisis en toda la longitud del traslape.
- Se traslapa el 50% o menos del área de acero existente dentro de la longitud de traslape.

Tabla N° 3.1.3. Longitudes de Anclaje de Armaduras.

N°	db (in)	Area (cm <sup>2</sup> )	f'c (kw/cm <sup>2</sup> )	ld (cm) (normal)	ld (cm) (superior)	ld (cm) (compresión)
3	3/8"	0.71	175	46	60	23
			210	42	54	21
			280	36	47	20
			350	32	42	20
4	1/2"	1.29	175	61	79	30
			210	56	73	28
			280	48	63	24
			350	43	56	23
5	5/8"	2.00	175	76	99	38
			210	70	91	35
			280	60	78	30
			350	54	70	29
6	3/4"	2.84	175	92	119	46
			210	84	109	42
			280	72	94	36
			350	65	84	34
8	I"	5.10	175	152	198	61
			210	139	181	56
			280	120	156	48
			350	108	140	46
9	1 1/8"	6.45	175	172	223	69
			210	157	204	63
			280	136	176	54
			350	121	158	52
10	1 1/4"	8.19	175	193	251	77
			210	176	229	71
			280	153	19°	61
			350	137	178	58
11	1 3/8"	10.06	175	215	279	86
			210	196	255	78
			280	170	220	68
			350	152	197	64

**Empalmes del Refuerzo (Compresión)** : La longitud mínima de un empalme traslapado en compresión será la longitud de desarrollo definida anteriormente, pero no menor de  $0.0071 f_y d_b$ , ni de 30 cm. Para  $f'c$  menor de 210 kg/cm<sup>2</sup> la longitud de traslape se incrementará en un tercio.

### 3.1.2.8 Recubrimiento de Concreto para el Refuerzo

Para estructuras retenedoras de líquidos, el ACI 350.01 (Sección 7.7.1) sugiere los recubrimientos mínimos mostrados en la tabla N° 3.1.4

Tabla N° 3.1.4 Recubrimiento mínimos del refuerzo en estructuras Retenedoras de Líquidos

Condiciones	Recubrimiento (cm)
<b>Losas:</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Bajo condiciones secas:               <ul style="list-style-type: none"> <li>Varillas# 14 y# 18</li> <li>Varillas # 11 y menores</li> </ul> </li> <li>• Concreto en contacto con el terreno, agua, intemperie, aguas servidas vaciado contra encofrado; concreto en elementos apoyados sobre losas de cimentación o que soportan terrenos:               <ul style="list-style-type: none"> <li>Varillas #5 y menores</li> <li>Varillas #6 a #18</li> </ul> </li> </ul>	 4.00 2.00  4.00 5.00
<b>Vigas y Columnas:</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Bajo condiciones secas:               <ul style="list-style-type: none"> <li>Estribos -</li> <li>Refuerzo principal</li> </ul> </li> <li>• Superficies en contacto con el terreno, agua, intemperie:               <ul style="list-style-type: none"> <li>Estribos</li> <li>Refuerzo principal</li> </ul> </li> </ul>	 4.00 5.00  5.00 6.50
<b>Muros:</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Bajo Condiciones secas:               <ul style="list-style-type: none"> <li>Varillas #11 y menores</li> <li>Varillas #14 y #18</li> </ul> </li> <li>• Superficies expuestas al terreno, agua, aguas servidas, intemperie, vaciadas contra encofrado:               <ul style="list-style-type: none"> <li>Tanque circulares</li> <li>Otros</li> </ul> </li> </ul>	 2.00 4.00  5.00 5.00
<b>Zapatas:</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Superficies vaciadas contra encofrado apoyadas en losas de cimentación:</li> <li>• Superficies vaciadas directamente contra el terreno y en contacto con él</li> <li>• Refuerzo en la cara superior de la Zapata</li> <li>• Zapatas sobre Pilotes</li> </ul>	 5.00  7.50 Similar a losas 5.00



### 3.1.3 CONTROL DE GRIETAS

Las grietas se presentan en el concreto en forma inevitable cuando se excede su resistencia a la tensión, por lo tanto lo que se busca es tan solo limitar su ancho. Las grietas se generan por los esfuerzos que ocasionan las sollicitaciones de corte, flexión, carga axial, torsión, contracción de fragua, creep, corrosión del acero, etc.

#### 3.1.3.1 Evaluación del Ancho de Grietas

La determinación del ancho de grieta, no es exacta y existen diversas teorías que tratan de explicar el mecanismo de su formación y la evaluación de su espesor; sin embargo se puede indicar que el ancho de una fisura es directamente proporcional al nivel de esfuerzo del acero traccionado ( $f_s$ ), dependiendo además del área efectiva de concreto que rodea a cada barra traccionada.

Para evaluar el ancho de las grietas se puede usar la expresión propuesta por Gergely - Lutz:

$$w_{\max} = 0.1085 \cdot \rho \cdot f_s \cdot d_e \cdot A \dots \dots \dots (3.1.24)$$

Donde:

$w_{\max}$  = ancho de la grieta en mm.

$\rho = \frac{(h-c)}{(d-c)}$  = valor promedio del factor de profundidad, puede tomarse igual a 1.2.

$f_s$  = esfuerzo máximo en el acero al nivel de carga de servicio en  $\text{kg/cm}^2$ .

$d_e$  = espesor en cm., del recubrimiento medido hasta el centro de la primera línea de refuerzo.

$A$  = área de concreto en tensión entre el número de barras en  $\text{cm}^2$ .

$A = bt / \gamma_{bc}$  ; donde :

$b$  = ancho de la sección.

$t$  = profundidad del concreto en tensión. Se determina considerando el centro de gravedad de las barras en tensión como el centroide del área en concreto en tensión.

$\gamma_{bc}$  = se define como el número de barras en el lado de tensión si todas las barras son del mismo diámetro o el área total de acero entre el área de la barra mayor.

### 3.1.3.2 Control del Ancho de Grietas

El código ACI-318-02, menciona que el control de fisuras estará de acuerdo a una adecuada distribución del refuerzo, para lo cual indica que el acero de refuerzo en tensión, cercano a una superficie no deberá exceder a

$$s \leq \frac{96636}{f_s} - 2S C_e \dots\dots\dots(3.1.25)$$

y no mayor a:  $s \leq 30 \left( \frac{2}{f_s} \right) \dots\dots\dots(3.1.26)$

Donde:

C<sub>e</sub> (cm) : Recubrimiento de los fierros

f<sub>s</sub> (kg/cm<sup>2</sup>) : esfuerzo de trabajo que se estima a través de la siguiente expresión:

$$f_s = \frac{M}{A_s j d} \dots\dots\dots(3.1.27)$$

o se puede usar:  $j d = 0.6 * f_y \dots\dots\dots(3.1.28)$

M : Momento bajo cargas de servicio (no factorizado)

A<sub>s</sub> : Area de acero en tracción.

Jd : Es el brazo del momento interno, pudiendo ser:  $d - \frac{f}{3}$

e : Distancia del eje neutro ala fibra extrema en compresión bajo consideraciones elásticas:

$$e = \frac{d}{2np + (np)^2} - np \dots\dots\dots(3.1.29)$$

n : Relación modular igual a E<sub>s</sub> / E<sub>c</sub>

p : Cuantía de refuerzo

Las fórmulas anteriores han sido evaluadas para un ancho de grieta de 0.041 cm, por lo que se puede modificar estas fórmulas dadas por el ACI para otros anchos permisibles de grietas "w"

$$s \leq \frac{(96636 - 2.5C_e)}{f_s} \frac{w}{0.041} \dots\dots\dots(3.1.30)$$

y no mayor a:  $s \leq 30 \left( \frac{2520}{f_s} \right) \frac{w}{0.041} \dots\dots\dots(3.1.31)$

### Anchos de grietas Permisibles

- Para estructuras exteriores w::; 0.033 cm
- Para estructuras sometidas a ataques químicos w::; 0.018 cm
- Para estructura retenedora de líquidos en condiciones normales w::; 0.025 cm
- Para estructuras retenedoras de líquidos en condiciones severas w::; 0.020 cm
- Para estructuras sometidas a agua de mar o salpicadura de agua de mar w::; 0.015 cm
- Para estructura con presión de agua w::; 0.010 cm

#### **3.1.3.3 Factor "Z" para verificación de control de grietas en vigas y losas**

La verificación de control de grietas solo es necesario cuando se usa acero en tensión con resistencia de fluencia  $f_y$  que excede a  $2800 \text{ kg/cm}^2$ . El código ACI en orden de reducir el tamaño de los cálculos, recomienda usar un factor Z :

$$Z = f_s^3 d_e A' \dots\dots\dots (3.1.32)$$

Donde:

$d_e$  : Distancia de la fibra exterior en tracción al centro de la varilla más cercana a ella

$A'$ : Area efectiva en tracción del concreto que rodea al refuerzo principal de tracción y que tiene el mismo centroide que este refuerzo, dividido entre el numero de barras.

Asimismo el valor Z no debe de ser mayor que los valores indicados:

Z 31 000 kg/cm para vigas en interiores, corresponde a w máx = 0.40 mm.

Z 31 000 kg/cm para vigas en interiores, corresponde a w máx = 0.40 mm.

Z 31 000 kg/cm para vigas en interiores, corresponde a w máx = 0.40 mm.

Z 31 000 kg/cm para vigas en interiores, corresponde a w máx = 0.40 mm.

Debe enfatizarse que barras pequeñas de refuerzo a espaciamiento menores dentro de la zona de tensión dan una mejor distribución del agrietamiento, por lo tanto son preferibles para conseguir el control del agrietamiento

### 3.1.4 MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

#### 3.1.4.1 Cemento Portland

El cemento se obtiene de la pulverización del clinker, el cual es producido por la calcinación hasta la fusión incipiente de materiales y arcillosos. Esta constituido por los siguientes componentes:

El **silicato tricálcico** ( $C_3S$ ) es el que produce la alta resistencia inicial del cemento Portland hidratado. Pasa del fraguado inicial al final en unas cuantas horas.

El **silicato dicálcico** ( $C_2S$ ), el cual define la resistencia a largo plazo y no tiene tanta incidencia en el calor de hidratación

El **aluminato tricálcico** ( $C_3A$ ), es un catalizador en la reacción de los silicatos y ocasiona un fraguado violento. Para retrasar este fenómeno es preciso añadirle yeso durante la fabricación del cemento.

La **aluminoferrita tetracálcica** ( $C_4AF$ ), influye en la velocidad de hidratación y secundariamente en el calor de hidratación.

**Componentes menores:** óxido de magnesio, potasio, sodio, manganeso y titanio.

Por lo general se fabrican en cinco tipos cuyas propiedades se han normalizado sobre la base de las especificaciones ASTM de Normas para el cemento Portland (C150). Los tipos se distinguen según los requisitos tanto químicos como físicos. Los tipos son

**Tipo 1:** cemento para usos generales, es el que más se emplea para fines estructurales cuando no se requieren las propiedades especiales especificada para los otros cuatro tipos de cemento.

**Tipo 11:** cemento modificado para usos generales y se emplea cuando se prevé una exposición moderada al ataque por sulfatos o cuando se requiere un calor moderado de hidratación.

**Tipo 111:** cemento de alta resistencia inicial y elevado calor de hidratación, recomendable cuando se necesita una resistencia temprana en una situación particular de construcción. El concreto hecho con el cemento tipo 111 desarrolla una resistencia en tres días, igual a la desarrollada en 28 días por concretos hechos con cemento tipo I o tipo 11.

**Tipo IV :** cemento de bajo calor de hidratación que gana resistencia con lentitud. Es por ello que se utiliza para concretos de volúmenes masivos.

**Tipo V :** cemento resistente al sulfato y se especifica cuando hay exposición intensa a los sulfatos. Las aplicaciones típicas comprende las estructuras hidráulicas expuestas a aguas con alto contenido de álcalis y estructuras expuestas al agua de mar.

### **3.1.4.2 Agregados**

#### **A.- Características Deseables.**

Los agregados constituyen alrededor del 75 % en volumen, de una mezcla típica de concreto. El termino agregado comprende las arenas, gravas naturales y la piedra triturada utilizadas para preparar morteros y concretos y también se aplica a los materiales especiales utilizados para producir concretos ligeros y pesados.

Se han desarrollado varios procesos para mejorar la calidad de los agregados que no cumplen con las especificaciones deseadas. Puede utilizarse el lavado para eliminar los recubrimientos de las partículas o para cambiar la graduación del agregado. La separación en medio pesado, con el uso de un líquido de densidad especifica variable, como una suspensión de agua y magnetita y ferrosilicio triturados muy finos, pueden utilizarse en el mejoramiento de los agregados gruesos. El material ligero dañino se elimina por flotación y las partículas pesadas se sedimentan.

## B.- Agregados fino o arena

Tanto el agregado fino como el grueso, constituyen los elementos inertes del concreto, ya que no intervienen en las reacciones químicas entre cemento y agua. El agregado fino debe ser durable, fuerte, limpio, duro y libre de materias impuras como polvo, limo, pizarra, álcalis y materias orgánicas. No debe tener más de 5% de arcilla o limos ni más de de 1.5% de materias orgánicas. Sus partículas deben tener un tamaño menor a  $\frac{1}{4}$  " y su gradación debe satisfacer los requisitos propuestos en la norma **ASTM C-33-93**, los cuales se muestran en la Tabla N° 3.1.5

Tabla N° 3.1.5 Requisitos Granulométricos del agregado fino

Requisitos Granulométricos que deben ser satisfechos por el agregado ligero o fino	
Tamiz estándar	% en peso del material que pasa por el tamiz
3/8"	100
# 4	95 al 100
# 8	80 a 100
# 16	50 a 85
# 30	25 a 60
# 50	10 a 30
# 100	2 a 10

## C.- Agregados Gruesos.

El agregado grueso está constituido por rocas graníticas, dioríticas y sieníticas. Puede usarse piedra partida en chancadora o grava zarandeada de los lechos de los ríos o yacimientos naturales. Al igual que el agregado ligero, no deben contener más de un 5% de arcillas y finos ni más de 1.5 % de materias orgánicas, carbón , etc. Es conveniente que su tamaño máximo sea menor que  $\frac{1}{5}$  de la distancia entre las paredes del encofrado,  $\frac{3}{4}$  de la distancia libre entre armaduras y  $\frac{1}{3}$  del espesor de las losas (ACI 350 -3.3.2). Para concreto ciclópeo se puede emplear piedra de hasta 15 y 20 cm. Se puede usar tamaños mayores si a criterio del Ingeniero, no inducirán la formación de vacíos. Al igual que el agregado ligero, la norma ASTM C-33-93 también establece una serie de condiciones para su gradación. Estas se muestran en la Tabla N° 3.1.6. La piedra se denomina por el tamaño máximo del agregado.

Tabla N° 3.1.6. Requisitos Granulométricos del agregado Grueso.

Tamaño Nominal (mm)	Porcentaje que pasa los tamices normalizados											
	100 mm	90 mm	75 mm	63 mm	50 mm	37.5 mm	25 mm	19 mm	2.5 mm	9.5 mm	4.75 mm	1.18 mm
90.0 a 37.5 (31/16" a 1 1/2")	100	90-100		25-60		00-15		00-5				
63.0 a 37.5 (2 1/4" a 1 1/2")			100	90-100	35-70	00-15		00-5				
50.0 a 25.0 (2" a 1")				100	90-100	35-70	00-15		00-5			
50.0 a 4.75 (2" a #4)				100	95-100		35-70		10-30		00-5	
37.5 a 19.0 (2 1/4" a 1 1/4")					100	90-100	20-55	00-15		00-5		
37.5 a 4.75 (1 1/2" a #4)					100	95-100		35-70		10-30	00-5	
25.0 a 12.5 (1" a 1 1/2")						100	90-100	20-55	00-10	00-5		
25.0 a 9.50 (1" a 3/8")						100	90-100	40-85	10-40	00-15	00-5	
25.0 a 4.75 (1" a #4)						100	95-100		25-60		00-10	
19.0 a 9.50 (3/4" a 3/8")							100	90-100	20-55	00-15	00-5	
19.0 a 4.75 (3/4" a #4)							100	90-100		20-55	00-10	
12.5 a 4.75 (1/2" a #4)								100	90-100	40-70	00-15	
9.50 a 2.36 (3/8" a #8)									100	85-100	10-30	00-5

### 3.1.4.3 Concreto

#### A.- Componentes

El concreto es el material constituido por la mezcla en ciertas proporciones de cemento, agua, agregados y opcionalmente aditivos, que inicialmente denota una estructura plástica y moldeable, que posteriormente adquiere una consistencia rígida con propiedades aislantes y resistentes, lo que lo hace un material ideal para la construcción.

#### B.- Factores que afectan la Resistencia.

El término hidráulico, utilizado en conjunto con el cemento Portland, significa que puede desarrollar su resistencia en presencia de agua. Por contraste, los materiales aglomerantes no hidráulicos, como el yeso, que desarrollan su resistencia por la pérdida de agua, no tienen resistencia en presencia de agua.

La relación agua-cemento es el factor principal que influye en la resistencia del concreto. Asimismo el tipo de cemento y las condiciones de curado afecta la manera en que se desarrolla la resistencia y la resistencia final.

#### C.- Curado

El curado es el proceso por el cual se busca mantener saturado el concreto hasta que los espacios de cemento fresco, originalmente llenos de agua sean reemplazados por los productos de la hidratación del cemento. El curado pretende controlar el movimiento de temperatura y humedad hacia dentro y hacia fuera del concreto. Busca, también, evitar la contracción de la fragua hasta que el concreto alcance una resistencia mínima que le permita soportar los esfuerzos inducidos por ésta.

Existen diversos métodos de curado:

**Curado con agua**, puede ser de cuatro tipos : por inmersión, haciendo uso de rociadores, utilizando coberturas húmedas como yute y utilizando tierra, arena o aserrín sobre el concreto recién vaciado.

**Curado con materiales sellantes**, pueden ser películas de plástico, papel impermeable o compuestos de curado. Estos últimos son sustancias que al ser aplicadas sobre el concreto forman una membrana que retiene la humedad.



Generalmente, están provistos de pigmentos de modo que se pueda identificar las superficies que lo tienen. Además, permiten reflejar los rayos solares. El color desaparece aproximadamente en una semana.

**Curado al vapor,** tiene la gran ventaja que permite ganar resistencia rápidamente. Se utiliza tanto para estructuras vaciadas en obra como para las prefabricadas, siendo más utilizado en las últimas.

Es difícil determinar el tiempo de curado necesario, pero el ACI especifica un mínimo de siete días para cemento Portland normal (ACI -5.11.1). Si se usa cementos de fraguado lento, este periodo debe incrementarse, mientras que si se usa cementos de fragua rápida, puede disminuirse pero nunca a menos de tres días (ACI -5.11.2). En general, el proceso no se suspenderá hasta que se haya alcanzado el 70% de la resistencia a la compresión en las probetas curadas bajo las mismas condiciones que el concreto vaciado en obra.

## **0.-Agua**

El agua empleada en la mezcla debe ser limpia, libre de aceites, ácidos, álcalis, sales y materias orgánicas. En general el agua potable es adecuada para el concreto. Su función principal es hidratar el cemento, pero también se el usa para mejorar la trabajabilidad de la mezcla.

Podrá emplearse agua no potable en la elaboración del concreto siempre que se de muestre su idoneidad. Para ello se fabricarán cubos de mortero elaborados con ella y se ensayarán según la norma ASTM-C109/109M-99. Si la resistencia obtenidas a los 7 y 28 días son por lo menos el 90% de las esperadas en morteros similares elaborados a base de agua potable el líquido es aceptable(ACI-3.4.3). es conveniente verificar, adicionalmente que no contenga agentes que puedan reaccionar negativamente con el refuerzo.

### 3.1.4.4 Acero

El acero es una aleación de diversos elementos entre ellos carbono, manganeso, silicio, cromo, níquel y vanadio. El carbono es el más importante y el que determina sus propiedades mecánicas. A mayor contenido de carbono, la dureza, la resistencia a la tracción y el límite elástico aumentan. Por el contrario, disminuye la ductilidad y la tenacidad. El manganeso es adicionado en forma de ferro-manganeso. Aumenta la forjabilidad del acero, su templabilidad y resistencia al impacto.

El acero para ser utilizado en el concreto armado se fabrica bajo las Normas ASTM A-615-94, A-616-93, A-617-93 y A-706-92b.

#### A.- Varillas Corrugadas y Alambres.

Las varillas corrugadas son de sección circular y, como su nombre lo indica, presentan corrugaciones en su superficie para favorecer la adherencia con el concreto. Estas corrugaciones deben satisfacer requisitos mínimos para ser tomadas en cuenta en el diseño. Existen tres calidades distintas de acero corrugado : grado 40, grado 60 y grado 75 aunque en nuestro medio sólo se usa el segundo. Las características de estos tres tipos se muestran en la Tabla N° 3. 1.7.

Tabla N° 3.17 Característica resistentes de los aceros grado 40, 60 y 75

	$f_y$ (kg / cm <sup>2</sup> )	$F_s$ (kg / cm <sup>2</sup> )
Grado 40	2800	4900
Grado 60	4200	6300
Grado 75	5300	7000

Donde:

$f_y$  : Esfuerzo de fluencia del acero

$f_s$ : Resistencia mínima a la tracción a la rotura.

Las varillas se denominan por número y sus características geométricas se presentan en la Tabla N° 3.1.8.

Tabla N° 3.1.8. Varillas corrugadas y sus características.

N°	db (in)	db (cm)	P (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	w (/m)	e (cm)	h (cm)	c (cm)	NEMP
	¼	0.635	2	0.32	0.250	-	-	-	
3	3/8	0.952	3	0.71	0.560	0.662	0.038	0.363	
4	½	1.270	4	1.29	0.994	0.888	0.051	0.485	
5	5/8	<b>1.588</b>	5	2.00	1.552	1.11 O	0.071	0.608	
6	¾	1.905	6	2.84	2.235	1.335	0.096	0.728	
7	7/8	2.222	7	3.87	3.042	1.538	0.111	0.850	X
8	1	2.540	8	5.10	3.973	1.779	0.127	0.973	
9	1 1/8	2.865	9	6.45	5.060	2.010	0.142	1.100	X
10	1 ¼	3.226	10	8.19	6.403	2.250	0.162	1.240	X
11	1 3/8	3.580	11	10.06	7.906	2.500	0.180	1.370	
14	1 11/16	4.300	14	14.52	11.384	3.020	0.215	1.640	X
18	2 ¼	5.733	18	25.81	20.238	4.010	0.258	2.190	X

Donde: db : Diámetro nominal de la varilla.

p : Perímetro de la varilla.

As : Área de la sección transversal de la varilla.

w : Peso lineal de la varilla.

e : Máximo espaciamento entre corrugaciones de la varilla.

h : Altura mínima de las corrugaciones.

e : Cuerda de las corrugaciones de la varilla.

NEMP : No existe en el mercado peruano.

En la figura N° 3.1.6. se muestra claramente el significado de los términos e, h y c.

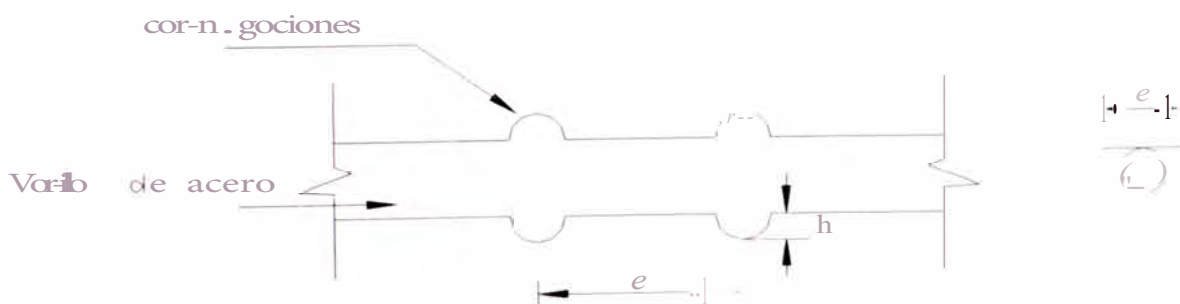


Figura N° 3.1.6 Características de las corrugaciones de las varillas

## 3.2.- CANALES

### 3.2.1 DEFINICION

Los canales son conductos abiertos por los cuales el agua circula debido a la acción de la gravedad y sin ninguna presión, dado que la superficie libre del líquido está en contacto con la atmósfera.

### 3.2.2 TIPOS DE CANALES ADOPTADOS

El estudio consta de un sistema de conducción mediante un canal principal de 20.56 km. y un sistema de distribución mediante 5 canales laterales en una longitud total de 23.090 km. cuyas dimensiones han sido obtenidas de acuerdo a los cálculos hidráulicos, geotécnicos y de ubicación. Los tipos de canales adoptados en el presente informe son los siguientes:

**A.- Canales Trapezoidales:** Presenta este tipo de sección el Canal Principal (kms 0+000 - 3+420.00 y kms 5+660.00 - 20+560.00), el Canal Lateral N° 2 (kms 0+000 - 2+303.00), el Canal Lateral N° 3 (kms 0+000 - 6+620), el Canal Lateral N° 4 (kms 0+000 - 2+099.00), y el Canal Lateral N° 5 (kms 0+000 - 4+000).

**B.- Canales Rectangulares:** Presenta este Tipo de sección el Canal Principal (kms 3+420.00 - 5+660.00) y el Canal lateral N° 1 (kms 0+000 - 8+184.00).

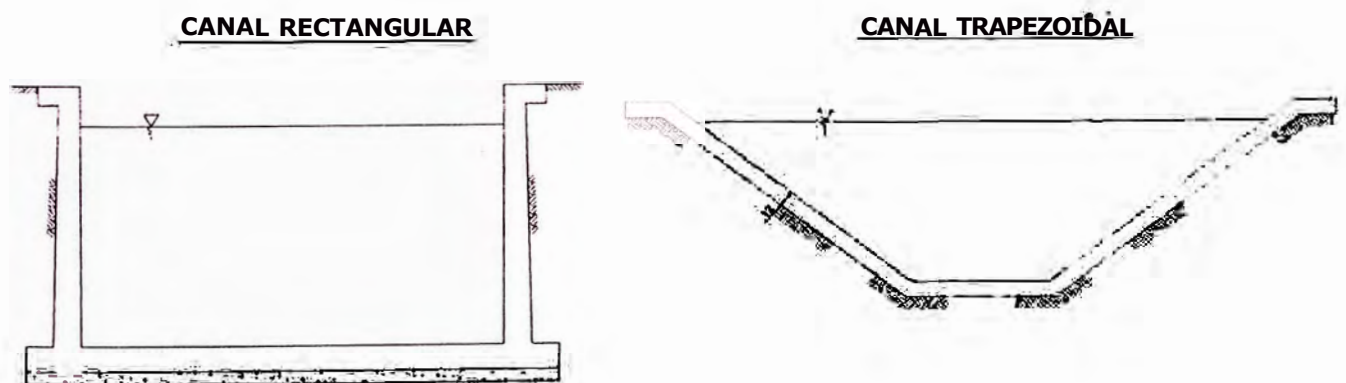


Figura N° 3.2.1 Tipos de Canales Adoptados

### 3.2.2 CONDICIONES DEL SUELO

El terreno donde se emplaza el canal está constituido por suelos arcillosos, limosos, arenosos con bastante presencia de materia orgánica. Los valores del Peso Específico, el Angulo de fricción y la Capacidad Portante del terreno se presentan en el capítulo II del presente informe, en las siguientes tablas:

- **Peso Específico:** Tablas N° 2.3.1, 2.3.2, 2.3.3, 2.3.4, 2.3.5 y 2.3.6
- **Angulo de Fricción:** Tablas N° 2.3.9, 2.3.10, 2.3.11, 2.3.12, 2.3.13 y 2.3.14
- **Capacidad Portante :**Tablas N° 2.3.15, 2.3.16, 2.3.17, 2.3.18, 2.3.19 y 2.3.20

### 3.2.3 ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

#### 3.2.3.1 Metodología de Análisis y Disefto

Los canales se han dimensionado de acuerdo a las solicitaciones de carga y las condiciones del tefreno correspondientes. En este aspecto tanto para el canal Trapezoidal y el canal rectangular se han considerado dos casos extremos:

- **Primer Caso:** El Canal se encuentra vacío con relleno a dmbos lados de las paredes y el nivel freático en su cota más alta.
- **Segundo Caso:** El canal se encuentra lleno con agua hasta la cota superior de la pared lateral, con relleno ambos lados de las paredes laterales, pero con el nivel freáticos por debajo de la cimentación de la estructura

Los canales de sección trapezoidal se han considerado de concreto simple, por lo que ha sido necesario garantizar una calidad mínima del mismo limitando su resistencia a la compresión a por lo menos  $175 \text{ kg/cm}^2$ , debido a que su resistencia se basa en el concreto. Su método de diseño es similar al empleado para estructuras de concreto armado, es decir, las cargas actuantes son amplificadas y la resistencia nominal de la pieza afectada por el factor de reducción.

La fisuración por flexión en el canal Trapezoidal se controla verificando que el esfuerzo de tracción actuante por cargas externas sea menor que el esfuerzo resistente del concreto. Asimismo la fisuración producida debido a cambios volumétricos se está controlando colocando juntas de contracción cada 3.00m.y juntas de dilatación cada 9.00 m.

Los canales de sección rectangular se han considerado ser de concreto armado con una resistencia a la compresión del concreto de  $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$  y acero de refuerzo  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ . El diseño se ha realizado usando el método de la rotura o por resistencia última, verificando el control de fisuración por flexión. Asimismo la fisuración producida debido a cambios volumétricos se está controlando colocando juntas de separación en un máximo de 12.00 m de longitud.

Finalmente tanto en el canal Trapezoidal y Rectangular se verifica que el esfuerzo producido por el peso del agua y peso propio del canal no sea mayor que la capacidad portante del terreno:

### 3.2.3.2 Características Estructurales

Concreto Armado	: $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Concreto Simple	: $f_c = 175 \text{ kg/cm}^2$
Concreto Ciclópeo	: $f_c = 140 \text{ kg/cm}^2$
Acero de Refuerzo	: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Peso Unitario del concreto simple	$\gamma_c = 2300 \text{ kg/m}^3$
Peso Unitario del concreto Armado	$\gamma_e = 2400 \text{ kg/m}^3$

### 3.2.3.3 Análisis y Diseño Estructural del Canal Trapezoidal

El proceso de análisis y diseño del canal Trapezoidal consta de los siguientes pasos:

- A.- Análisis de Casos Críticos
- B.- Control de Fisuración
- C.- Presión de la Estructura sobre el Terreno

## **A.- Análisis de Casos Críticos**

Se han considerado dos casos:

- Primer Caso : Canal Vacío
- Segundo Caso : Canal Lleno

Para realizar el análisis de los casos anteriores se están considerando las dimensiones del canal Trapezoidal obtenidas de acuerdo al estudio hidráulico mencionado en el capítulo 11(Tablas N° 2.5.1, 2.5.2, 2.5.3, 2.5.4, 2.5.5, y 2.5.6).

### **A.1.- Primer Caso: Canal Vacío**

En este caso se realizó un análisis para determinar el espesor que deben tener las paredes de concreto simple ( $f_c = 175 \text{ kg/cm}^2$ ), para lo cual se llevo a cabo una primera verificación de estabilidad de la estructura a la subpresión, debiendo de cumplirse que el peso del canal deba de ser mayor al empuje producido por la presión de agua que ejerce el nivel freático, evitando de esta manera su posible flotación. Posteriormente se realiza una segunda verificación en donde los esfuerzos actuantes debido a cargas externas deban de ser menores al esfuerzo resistente del concreto de la estructura del canal.

Las paredes se analizaron para una carga triangular producida por la presión de agua, y la losa se analizó para una carga uniformemente distribuida producida también por la presión de agua que ejerce el nivel freático (Figura N° 3.2.2). Todas los esfuerzos son comparados con los máximos permisibles según el código ACI, considerándose las siguientes combinaciones de carga.

$$1.7 H + 0.9 D \dots\dots\dots (3.2.1)$$

Donde: D es peso propio

H es subpresión

Debido a la pendiente que tiene el muro del canal los efectos de presión de tierra no influyen en el diseño. La explicación viene por la teoría de Coulomb pma presión de tierra (teoría de la cuña), el cual nos manifiesta en forma explícita que la presión activa del suelo actúa en un ángulo de  $45^\circ + \phi/2$  sobre la horizontal. En este caso el talud del canal es 1: 1.25 por lo que el ángulo de reposo de la pared

lateral del canal es menor de  $45^\circ$ , esto genera que la única presión de empuje actuante sea la fuerza debida a la subpresión.

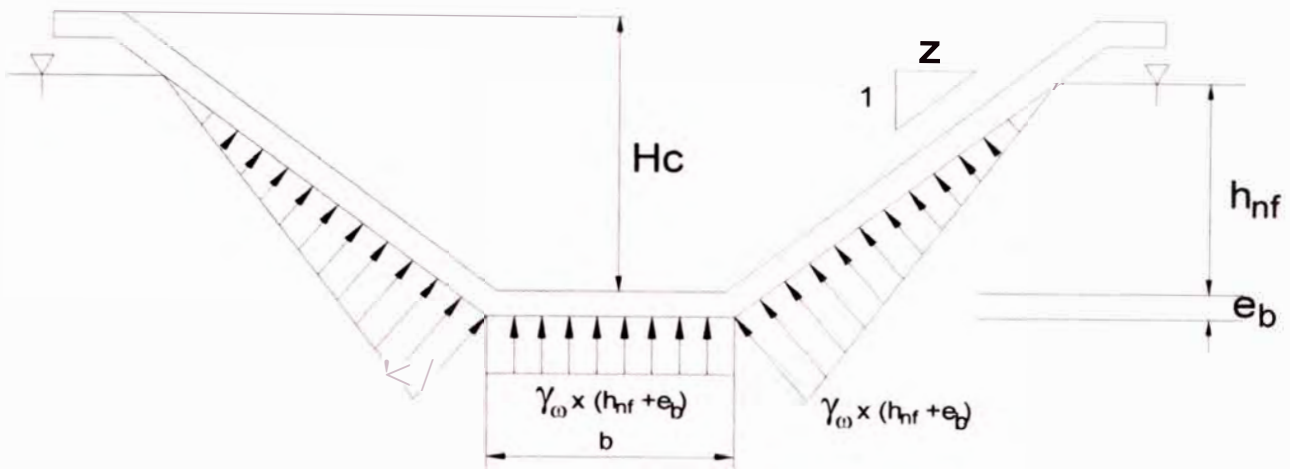


Figura N° 3.2.2. Subpresión actuante sobre el Canal Trapezoidal

Donde:

- $b$  : Ancho de solera  
 $\gamma_w$  : Peso específico del agua  
 $H_c$  : Altura del canal  
 $h_{nt}$  : altura del nivel freático  
 $z$  : talud del canal  
 $e_b$  : Espesor de solera

#### A.1.1.- Criterios de Diseño

Se debe de verificar que los esfuerzos obtenidos sean menores a los siguientes:

$$\text{Tracción por flexión} \quad : \quad 1.30 < \sigma < 1.12 \dots \dots \dots (3.2.2).$$

$$\text{Compresión por flexión} \quad : \quad 0.60 < \sigma < 0.65 \dots \dots \dots (3.2.3)$$

$$\text{Cortante} \quad : \quad 0.35 < \tau < 0.35 \dots \dots \dots (3.2.4)$$

Donde:  $\sigma < 0.65$



## A.2.- Segundo Caso: Canal Lleno

Debido a que en este caso no se está considerando el nivel freático no se realiza la verificación de estabilidad del canal, pero tomando en consideración los valores obtenidos anteriormente como una primera estimación se realiza una verificación debido a esfuerzos admisibles, debiendo cumplirse que los esfuerzos actuantes debido a cargas externas deban de ser menores al esfuerzo resistente del concreto de la estructura del canal; siendo las cargas consideradas para este análisis son el peso de flujo de agua y el peso propio.

Asimismo debido a que el material de fundación donde se emplaza el canal es de tipo arenoso en algunos lugares y arcilloso en otros, el análisis se ha realizado considerando un método flexible, en el cual el modelo del canal consiste en elementos de losa apoyados sobre resortes elásticos que simulan el terreno y toman en cuenta sus deformaciones (Figura N° 3.2.3), considerando para ello una constante elástica a la que se le denomina Coeficiente de reacción de Subrasante o Coeficiente de Balasto "Ks".

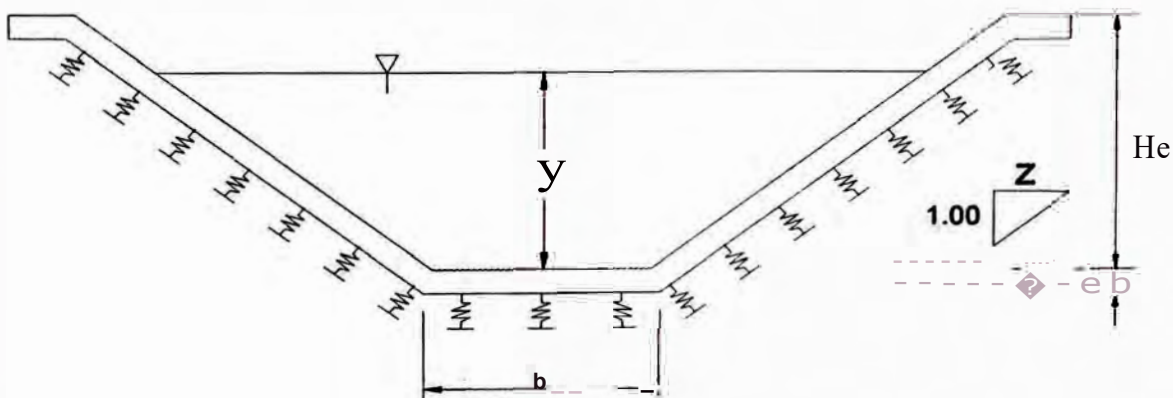


Figura N° 3.2.3 Sección de Canal Trapezoidal apoyado sobre resortes elásticos

Para el diseño se ha considerado las cargas factorizadas según la ecuación:

$$1.4D + 1.7H + 1.7F \quad \dots\dots\dots (3.2.5)$$

Donde F es la carga del flujo de agua.

Tabla N° 3.2.1 Coeficiente de reacción de Subrasante o Coeficiente de Balasto Ks\*

DESCRIPCION DE LOS SUELOS	SIMBOLO	Ks (kg/cm <sup>3</sup> )	
		RANGO	PROM.
Gravas bien Graduadas	GW	14-20	17
Gravas Arcillosas	GC	11-19	15
Gravas mal Graduadas	GP	8-14	11
Gravas Limosas	GM	6-14	10
Arenas bien graduadas	SW	6-16	11
Arenas Arcillosas	SE	6-16	11
Amas mal Graduadas	SP	5-9	7
Arenas Limosas	SM	5-9	7
Limos Orgánicos	ML	4-8	6
Arcilla con Grava o con Arena	CL	4-6	5
Limos Orgánicos y Arcillas Limosas	OL	3-5	4
Limos Lnorgánicos	MH	1-5	3
Arcillas Lnorgánicas	CH	1-5	3
Arcillas Orgánicas	OH	1-4	2

\* De la Referencia 3

### A.2.1.- Criterios de Diseño

Los criterios de diseño serán las mismas consideradas en el ítem A. 1 del Primer Caso. El canal se considera diseñado si cumple con los criterios de diseño en los dos casos.

### B.- Control de Fisuración

Las grietas se forman cuando se excede la resistencia a tensión del concreto. Para realizar el control de fisuración por flexión en elementos de concreto simple se debe cumplir la siguiente verificación:

$$\sigma_1 < \text{Esfuerzo de tracción resistente}$$

$$\sigma_1 = \text{Esfuerzo de tracción actuante}$$

### C.- Presión de la Estructura sobre el Terreno

Con los espesores obtenidos en el análisis se realiza una verificación del canal diseñado en el cual debe cumplirse que el esfuerzo producido por el peso del agua y peso propio del canal no sea mayor que la capacidad portante del terreno:

$$Q < \theta\text{-adm}$$

Q = Esfuerzo en el terreno debido a la estructura del canal.

### 3.2.3.4 Análisis y Diseño Estructural del Canal Rectangular

El proceso de análisis y diseño del canal Trapezoidal consta de los siguientes pasos:

- A.- Análisis de Casos Críticos
- B.- Cálculo del refuerzo
- C.- Control de Fisuración
- D.- Presión de la Estructura sobre el Terreno

#### **A.- Análisis de Casos Críticos**

Se han considerado dos casos críticos:

- Primer Caso : Canal Vacío
- Segundo Caso : Canal Lleno

Para realizar el análisis de los casos anteriores se están considerando las dimensiones del canal Rectangular obtenidas de acuerdo al estudio hidráulico mencionado en el capítulo 11(Tablas N° 2.5.1, 2.5.2, 2.5.3, 2.5.4, 2.5.5, y 2.5.6).

#### **A.1.- Primer Caso: Canal Vacío**

En este caso se realiza un análisis para determinar el espesor  $d$  que deben tener la base y paredes del canal, para lo cual se lleva a cabo una primera verificación de la estabilidad de la estructura a la subpresión, debiendo verificarse que el peso del canal deba de ser mayor al empuje producido por la presión de agua que ejerce el nivel freático. Es recomendable y también práctico estimar un primer valor dando el mismo espesor tanto a las paredes como a la losa, tomando como valor inicial  $d = h/15$ , donde  $h$  es la altura de las paredes laterales. Sin embargo, por razones constructivas (vaceo del concreto), se tiene que tomar como espesor mínimo  $d_{\min} = 0.15$  m. Iniciando los cálculos con  $d_{\min}$  o  $d = h/15$ , la que sea mayor. Posteriormente realiza una verificación de la resistencia del concreto al esfuerzo de corte.

Para determinar las fuerzas de empuje en las paredes del canal debido al suelo se usó la Teoría de Rankine.

**A.1.1.-Teoría de Rankine**

El empuje activo del suelo a una profundidad "h" viene dado por la siguiente expresión:

$$E_{ay} = \frac{1}{2} p_{ay} h \dots\dots\dots (3.2.6)$$

$$P_{ay} = k_a \gamma h \dots\dots\dots (3.2.7)$$

$$k_a = \cos^2 \theta \frac{\cos \theta - \sqrt{\cos^2 \theta - \cos^2 \phi}}{\cos \theta + \sqrt{\cos^2 \theta - \cos^2 \phi}} \dots\dots\dots (3.2.8)$$

Donde:

- $E_{ay}$  : Empuje activo hasta una profundidad "h"
- $P_{ay}$  : Presión debida al empuje activo
- $K_a$  : Coeficiente de empuje activo
- $\gamma$  : Peso específico del material
- $h$  : Profundidad a partir del extremo superior
- $\phi$  : Angulo de fricción interna del material
- $\theta$  : Ángulo sobre la horizontal del talud del material

Si  $\theta = 0$  (talud horizontal)

$$k_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \dots\dots\dots (3.2.9)$$

Si existe una sobrecarga uniformemente repartida, s/c

$$P_{s/c} = k_a \cdot s/c \dots\dots\dots (3.2.10)$$

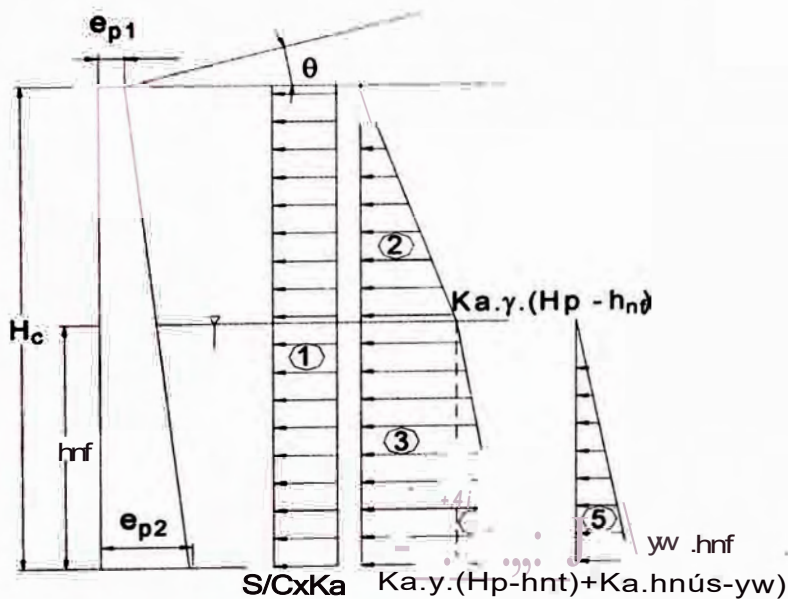


Figura Nº 3.2.4. Diagrama de Presiones sobre paredes del Canal Rectangular: Caso 1

Se puede determinar del área de diagrama de presiones de la figura N° 3.2.4 la fuerza total ( $P_o$ ) por longitud unitaria del muro:

$$P_o = A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5 \dots (3.2.11)$$

Donde: A = área del diagrama de presión: entonces:

$$P_o = k_a \gamma H_e + \frac{k_a \gamma (H_e - h_{rf})^2}{2} + k_a \gamma h_{nj} (H_e - h_{rf}) + \frac{k_a h_w^2 (\gamma_s - \gamma_w)}{2} + \frac{\gamma_w h_{rf}^2}{2} \dots (3.2.12)$$

Para el diseño del canal se consideró las cargas factorizadas según la ecuación:

$$1.7L + 1.7H + 1.7F \dots (3.2.13)$$

Donde:

L : Carga Viva

H : Carga debida a empuje lateral del terreno.

F : Carga debida a presión del agua

Nota:

- Se está considerando el factor de amplificación de carga en la presión del líquido como 1.7 y no 1.4 debido a que es una presión de agua subterránea y la altura de la napa freática es muy variable en su zona de emplazamiento (selva amazónica)

### A.1.2.- Resistencia del concreto al Esfuerzo de Corte

Se realiza una verificación de la resistencia del concreto al esfuerzo de corte, debiendo cumplir lo siguiente:

$$V_{ud} < \phi V_c$$

$$\text{Donde: } \phi = 0.53 \text{ ; } \phi_c = 0.85 \dots (3.2.14)$$

$v_{ud}$  = Esfuerzo cortante ubicada a una distancia (peralte) de la cara del apoyo.

### A.2.- Segundo Caso: Canal Lleno

Debido a que en este caso se esta considerando el nivel freático por debajo de la cimentación no se realiza la verificación de estabilidad del canal. Asimismo tomando en consideración las cargas externas debido al peso del agua y el relleno a ambos lados de la pared, se determinan las dimensiones y momentos del canal, los cuales se comparan con los obtenidos en el caso anterior tomándose para el diseño los más críticos. Finalmente se realiza también una verificación de la resistencia del concreto al esfuerzo de corte.

#### A.2.1.-Teoría de Rankine

En este caso para determinar las fuerzas de empuje debido al suelo se usa la Teoría de **Rankine** mencionada también anteriormente en el ítem A.1.1 del caso 1

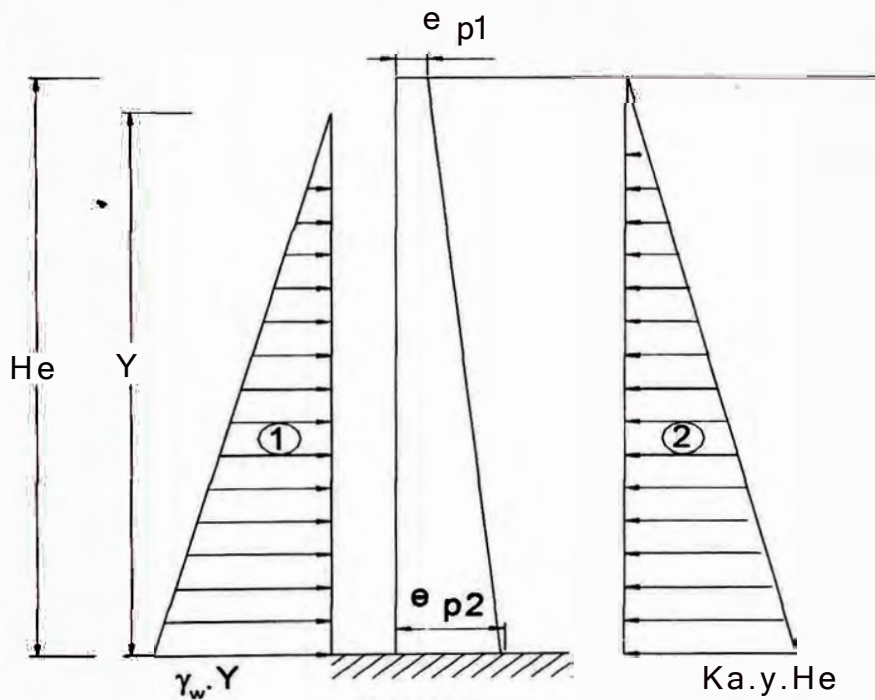


Fig. N° 3.2.5. Diagrama de Presiones sobre paredes del Canal Rectangular: Caso II

Se puede determinar del área de diagrama de presiones de la figura N° 3.2.5 la fuerza total por longitud unitaria del muro:

$$P_o = A_1 - A_2 \dots\dots\dots(3.2.15)$$

Donde:

A = área del diagrama de presión: entonces:

$$PO = \frac{Y_w y^2}{2} - \frac{k_o Y H^3}{2} \dots\dots\dots (3.2.16)$$

Para el diseño del canal se consideró las cargas factorizadas según la ecuación:

$$1.4D + 1.7H + 1.7F \dots\dots\dots (3.2.17)$$

Donde F es la carga del flujo de agua.

### **A.2.2.- Resistencia del concreto al Esfuerzo de Corte**

Se tomarán las mismas consideraciones mencionadas en el ítem 3.2.3.4 Parte A.1.2.

### **B.- Cálculo del refuerzo**

Se tomarán las mismas consideraciones mencionadas en el ítem 3.1.2.5.

### **C.- Control de Fisuración**

Se tomarán las mismas consideraciones mencionadas en el ítem 3.1.3.

### **D.- Presión de la Estructura sobre el Terreno**

Con los espesores obtenidos en el análisis se realiza una verificación del canal diseñado en el cual debe cumplirse que el esfuerzo producido por el peso del agua y peso propio del canal no sea mayor que la capacidad portante del terreno:

$$Q < aadm$$

Q = Esfuerzo en el terreno debido a la estructura del canal.

### 3.2.4 DISEÑO DEL CANAL

#### 3.2.4.1 Procedimiento de Diseño del Canal Trapezoidal

Del análisis considerado en el ítem 3.2.3.3 se tiene los siguientes pasos:

A - Análisis de Casos Críticos

B.- Control de Fisuración

C.- Presión de la Estructura sobre el Terreno

#### **A.- Casos Críticos**

Se tiene los siguientes casos críticos:

- Primer Caso : Canal Vacío
- Segundo Caso : Canal Lleno

#### **A.1.- Primer Caso: Canal Vacío**

En este primer caso se va a determinar el espesor de las paredes y base del canal mediante las siguientes verificaciones:

- Estabilidad debido a la Subpresión
- Esfuerzos Admisibles

#### **A.1.1.- Estabilidad debido a la Subpresión**

Con la intención de verificar la estabilidad de la estructura debido a la subpresión se sigue el siguiente procedimiento:

1.- Del estudio hidráulico obtenemos los valores del ancho de solera ( $b$ ), talud del terreno ( $z$ ), altura del canal ( $H_e$ ) y nivel freático ( $h_{nt}$ ).

2.- Se procede a estimar un espesor en la base ( $e_b$ ) y pared ( $e_p$ ), con el cual se puede obtener el peso del canal.

Es recomendable y práctico considerar el mismo valor inicial tanto el espesor superior e inferior de la pared como el espesor de la losa.



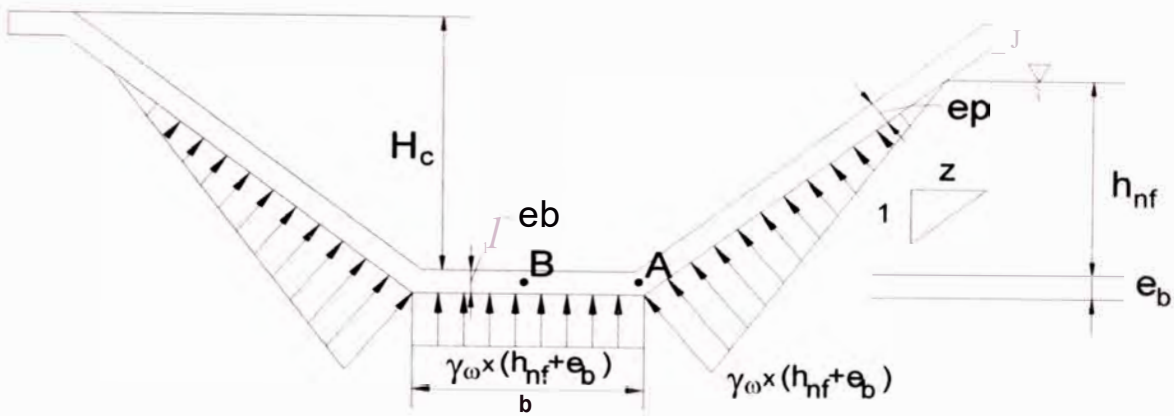


Fig. N° 3.2.6 Subpresión y Características Geométricas del Canal Trapezoidal: Caso 1

3.-Se debe de verificar la estabilidad controlando que el Peso de la estructura (W) sea mayor que las fuerzas de Empuje (E) producidas por la subpresión:

Peso de la estructura > Fuerzas de Empuje

$$W: \text{PesodelaEstructura} = \gamma_{cs} (ebb + 2e_p (H_c + e_b) - \sqrt{1+z^2}) \dots\dots\dots (3.2.18)$$

$$E : \text{Fuerza de Empuje} = \gamma_{\omega} (h_{nf} + e_b) (b + z(h_{nf} + e_b)) \dots\dots\dots (3.2.19)$$

$\gamma_{\omega}$  = Peso específico del agua

Si no cumple, asumir otros valores de espesores del canal

**A.1.2.- Esfuerzos Admisibles**

Esta verificación se va a realizar en las siguientes partes del canal:

- Paredes del Canal
- Losa del Canal.

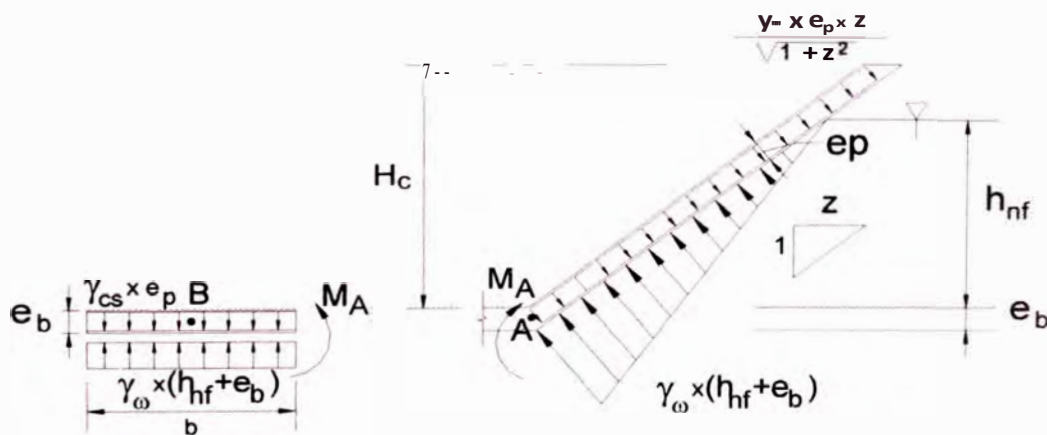


Figura N° 3.2.7. Cargas en Losa y Pared del Canal Trapezoidal: Caso 1

**A.1.2.1.- Paredes del Canal**

Se sigue el siguiente procedimiento:

1.-Se calcula en el punto A el momento crítico de la pared lateral (MA), producida por el empuje del agua y el peso propio del canal, afectados cada uno con sus respectivos factores de carga. Reemplazando en la ecuación N° 3.2.1 se obtiene:

$$M_A = 1.7 M_{n1} - 0.9 M_{ppp} \dots\dots\dots (3.2.20)$$

Donde:

$M_A$  : Momento crítico en la pared lateral

$M_{n1}$  : Momento debido al nivel freático

$M_{ppp}$  : Momento debido al peso propio

Reemplazando los valores de la figura N° 3.2.7 se obtiene la siguiente ecuación:

$$M' = I \left\{ \gamma h_{if} + e \right\} (J + z') J - 0.9 \left[ \gamma_e (H + e) z + \dots \right] \dots\dots\dots (3.2.21)$$

2.-Se calcula el esfuerzo de tracción por flexión en la pared del canal mediante la siguiente expresión:-

$$\sigma_t = \frac{M y}{I} \quad ; \text{Donde:}$$

y : Distancia del eje neutro a la fibra exterior.

I : Momento de inercia de la sección

Debiendo cumplir:  $\sigma_t < \text{Esfuerzo de tracción del concreto} = 1.30 \sqrt{f_c}^{112}; \phi = 0.65$

3.- Debido a que la sección transversal de las paredes del canal es rectangular el esfuerzo de compresión tendrá el mismo valor que el esfuerzo de tracción. Este valor debe de verificar lo siguiente:

$\sigma_c < \text{Esfuerzo de compresión resistente del concreto} = 0.60 \sqrt{f_c} \quad ; \phi = 0.65$

4.-Se calcula el esfuerzo de Corte para 1.00m de ancho longitudinal con la expresión:

$$V_{up} = V_{up} / e_p$$

$$\text{Donde: } v_{tp} = 1.7 \frac{\left[ \gamma (h_{ni} + d)^2 \sqrt{J + z'^2} J - 0.9 (\gamma_e e_p (H_e + e)) \right]}{2} \dots\dots\dots (3.2.22)$$

Debiendo cumplir:  $v_{up} < \text{Esfuerzo de corte del concreto} = 0.35 \sqrt{f_c}^{112}; \phi = 0.65$

### A.1.2.2.- Losa del Canal

Se sigue el siguiente procedimiento:

1.- Se hace una verificación para la base, calculando su momento crítico:

$$M_8 - M_A + u \left[ \gamma (h_i + e) b' J - \rho f' c b' \right] \dots \dots \dots (3.2.23)$$

Donde:  $M_B$  = Momento crítico en la base del canal

2.-Se calcula el esfuerzo de tracción por flexión en la base del canal mediante la siguiente expresión:

$$a_t = \frac{M}{I} y;$$

Debiendo cumplir:  $a_t < \text{Esfuerzo de tracción del concreto} = 1.30 (\mu f' c)^{1/2}$  ;  $(\mu = 0.65)$

3.- Debido a que la sección transversal de la base del canal es rectangular el esfuerzo de compresión tendrá el mismo valor que el esfuerzo de tracción. Este valor debe de verificar lo siguiente:

$$a_c < \text{Esfuerzo de compresión resistente del concreto} = 0.60 (\mu f' c) \quad ; \quad (\mu = 0.65)$$

4.-Se calcula el esfuerzo de Corte en la base del canal (para 1.00 m de ancho en la dirección longitudinal) mediante la expresión:

$$v_{ub} = \frac{V_{ub}}{e_b} ; \quad \text{Donde: } V_{ub} = 1.7 \frac{\gamma w (h_{nf} + e_b) b}{2} - 0.9 \frac{\gamma e_s e_b b}{2} \dots \dots \dots (3.2.24)$$

Debiendo cumplir:  $v_{ub} < \text{Esfuerzo de corte del concreto} = 0.35 (\mu f' c)^{1/2}$  ;  $(\mu = 0.65)$

A continuación se presentan las tablas N° 3.2.2, 3.2.3, 3.2.4, 3.2.5 y 3.2.6 en los cuales se muestran las dimensiones geométricas y los resúmenes de los resultados del análisis y diseño del canal Vacío; en los cuales se esta considerando que el Momento, el esfuerzo de tracción por flexión y el esfuerzo de corte actuante en el concreto tendrá valor cero debido a lo siguiente:

- El momento producido por efecto de la subpresión es menor al producido por el peso propio (el canal no tendrá problemas por subpresión).
- **No existe** nivel freático.



**TBLA N° 3.2.4 DETERMINACIÓN DEL ESPESOR DE PAREDES DE CANAL TRAPEZOIDAL  
CANAL LATERAL N° 3**

fe= 175 kg/cm2  
 fer 68 25 kg/cm2 compresión por flexión 0.50\*cp\*rc  
 ft= 11 18 kg/cm2 Tracción por flexión 1.3\*cp\*fc' " + 0.65  
 ve= 301 kg/an2 0.35\*cp\*fc,rr  
 yes= 2300 kglm3 Peso unitario del concreto simple  
 Ym= 1000 kglm3 Peso específico del agua

Kilometraje (km)	b (m)	i	y (m)	H adopl. (m)	Nivel real. h.. (m)	Esp. pared (ep) (m)	Esp. base (eb) (m)	Pfta Canal (W) (kg)	Subp..tón (E) (kg)	Obs.	CHEQUEO DE PAREO LATERAL				CHEQUEO DE LA BASE					
											Mto.de Emp. de agua Kg-m	Troccón po. flexión ka/cm2	Obs.	Esf. Cort. kg/cm2	Obs.	Mto.de Emp.d. agua Kg-m	Troccón po. flexión kg/cm2	Obs.	Esf. Cort. kg/cm2	Obs.
0+000 - 0+520	0.80	1.25	0.89	1.20	0.30	0.10	0.10	1141.27	520.00	OK	0.00	0.00	OK	0.00	OK	37.84	2.27	OK	0.19	OK
0+520 - 1+120	0.60	1.25	0.77	1.00	0.20	0.10	0.10	948.00	292.50	OK	0.00	0.00	OK	0.00	OK	13.64	0.82	OK	0.09	OK
1+120 - 1+500	0.80	1.25	0.89	1.20	0.55	0.10	0.10	1141.27	1048.13	OK	0.00	0.00	OK	0.22	OK	71.84	4.31	OK	0.35	OK
1+500 - 2+860	0.90	1.25	0.72	1.00	0.55	0.12	0.12	1238.07	1164.13	OK	0.00	0.00	OK	0.22	OK	90.17	3.76	OK	0.33	OK
2+860 - 3+000	0.60	1.25	0.77	1.00	0.25	0.10	0.10	948.00	363.13	OK	0.00	0.00	OK	0.00	OK	17.46	1.05	OK	0.12	OK
3+000 - 3+620	0.70	1.25	0.59	0.80	0.20	0.10	0.10	823.72	322.50	OK	0.00	0.00	OK	0.00	OK	18.56	1.11	OK	0.11	OK
3+620 - 4+210	0.80	1.25	0.59	0.80	0.50	0.12	0.12	1033.74	976.13	OK	0.00	0.00	OK	0.20	OK	64.45	2.69	OK	0.27	OK
4+210 - 4+660	0.50	1.25	0.59	0.70	0.50	0.12	0.12	862.58	790.50	OK	5.93	0.25	OK	0.22	OK	19.24	0.80	OK	0.17	OK
4+660 - 5+920	0.50	1.25	0.59	0.70	0.50	0.12	0.12	862.58	790.50	OK	5.93	0.25	OK	0.22	OK	19.24	0.80	OK	0.17	OK
5+920 - 6+620	0.70	1.25	0.59	0.70	0.40	0.10	0.10	750.09	662.50	OK	0.00	0.00	OK	0.13	OK	2.36	0.23	OK	0.23	OK

**TABLAN° 3.2.15 DETERMINACIÓN DEL ESPESOR DE PAREDES DE CANAL TRAPEZOIDAL  
CANAL LATERAL N° 4**

re= 175 kg/cm2  
 fe= 68 25 kg/cm2 compresión por flexión 0.60\*Cl>\*fc  
 ft= 11 18 kg/cm2 Tracción por flexión 1.3\*Cl>\*fc' " + 0.65  
 ve= 301 kg/cm2 0.35\*Cl>\*tc,....  
 ycp= 2300 kglm3 Peso unitario del concreto simple  
 Ym= 1000 kglm3 Peso específico del agua

Kilometraje (km)	b (m)	i	y (m)	H adopl. (m)	Nivel real. h.. (m)	Esp. pared (ep) (m)	Esp. base (eb) (m)	Pfta Canal (W) (kg)	Subpensión (E) (kg)	Obs.	CHEQUEO PARED LAT.				CHEQUEO BASE					
											Mto.de Emp. de agua Kg-m	Troccón por flexión kg/cm2	Obs.	Esf. Cort. kg/cm2	Obs.	Mto.de Emp. de agua Kg-m	Troccón por flexión kg/cm2	Obs.	Esf. Cort. kg/cm2	Obs.
0+000 - 0+260	0.50	1.25	0.60	0.80	0.50	0.10	0.10	777.72	750.00	OK	0.00	0.00	OK	0.26	OK	25.41	1.52	OK	0.20	OK
0+260 - 0+900	0.40	1.25	0.41	0.55	0.55	0.10	0.10	570.63	512.50	OK	3.26	0.20	OK	0.17	OK	9.60	0.58	OK	0.13	OK
0+900 - 1+700	0.40	1.25	0.41	0.55	0.55	0.12	0.12	644.27	690.00	OK	4.03	2.2	OK	0.30	OK	0.00	0.00	OK	0.16	OK
1+700 - 2+099	0.40	1.25	0.41	0.55	0.55	0.12	0.12	702.43	829.13	OK	106.81	4.45	OK	0.34	OK	0.00	0.00	OK	0.15	OK

**TABLAN° 3.2.6 DETERMINACIÓN DEL ESPESOR DE PAREDES DE CANAL TRAPEZOIDAL  
CANAL LATERAL N° 5**

fer 175 kglm2  
 fe= 68 25 kglm2 compresión por flexión 0.60\*Cl>\*tc  
 ft= 11 18 kglm2 Tracción por flexión 1.3\*Cl>\*fc' " + 0.65  
 ver 3 01 kglm2 Cortante 0.35\*Cl>\*fc 1/2  
 yes= 2300 kglm3 Peso unitario del concreto simple  
 Ym= 1000 kglm3 Peso específico del agua

Kilometraje (km)	b (m)	i	y (m)	H adopl. (m)	Nivel real. h.. (m)	Esp. pared (ep) (m)	Esp. base (eb) (m)	Pfta Canal (W) (kg)	Subpensión (E) (kg)	Obs.	CHEQUEO DE PARED LATERAL				CHEQUEO DE LA BASE					
											Mto.de Emp. de agua Kg-m	Troccón por flexión kg/cm2	Obs.	Esf. Cort. kg/cm2	Obs.	Mto.de Emp.de agua Kg-m	Troccón po. flexión kg/cm2	Obs.	Esf. Cort. kg/cm2	Obs.
0+000 - 0+200	0.40	1.25	0.46	0.55	0.40	0.10	0.10	570.63	512.50	OK	3.26	0.20	OK	0.17	OK	9.60	0.58	OK	0.13	OK
0+200 - 1+540	0.40	1.25	0.41	0.55	0.40	0.10	0.10	570.63	512.50	OK	3.26	0.20	OK	0.17	OK	9.60	0.58	OK	0.13	OK
1+540 - 2+060	0.40	1.25	0.43	0.55	0.40	0.10	0.10	570.63	512.50	OK	3.26	0.20	OK	0.17	OK	9.60	0.58	OK	0.13	OK
2+060 - 2+560	0.40	1.25	0.44	0.40	0.35	0.10	0.10	460.18	433.13	OK	14.39	0.86	OK	0.15	OK	0.00	0.00	OK	0.11	OK
2+560 - 3+200	0.40	1.25	0.43	0.35	0.30	0.10	0.10	423.36	360.00	OK	4.53	0.27	OK	0.10	OK	4.93	0.11	OK	0.09	OK
3+200 - 3+260	0.50	1.25	0.51	0.45	0.35	0.10	0.10	520.00	478.13	OK	3.51	0.21	OK	0.13	OK	13.93	0.84	OK	0.14	OK
3+260 - 4+000	0.30	1.25	0.37	0.35	0.35	0.10	0.10	400.36	388.13	OK	24.22	1.45	OK	0.16	OK	0.00	0.00	OK	0.08	OK

## A.2.- Segundo Caso: Canal Lleno

En este segundo caso tomando en consideración los valores de las dimensiones obtenidas en el caso anterior se realiza un modelo considerando las cargas debido al peso del agua y la carga muerta (peso propio) en donde se va a verificar que los esfuerzos actuantes no deben ser mayores al esfuerzo resistente del concreto.

### A.2.1.- Modelo y Análisis Estructural

Debido a que sería engorroso mostrar el modelamiento estructural de todo el canal, por cuestiones prácticas y tomando en consideración las condiciones establecidas en el ítem 3.2.3.3 parte A.2 se va a proceder a modelar la estructura usando el programa SAP2000, la verificación se va realizar considerando 3 secciones que sean representativas de todo el canal las cuales tendrán las mayores dimensiones del canal, y el mayor tirante. La idea principal radica en que si se verifican estas secciones propuestas, las progresivas que presenten menores dimensiones y menor tirante deben cumplir satisfactoriamente con los criterios de diseño establecidos.

Tabla N° 3.2.7 Secciones Reoresentativas del Canal

Sección	H adopt.	Long. de la Base 'b'	z	Pared lateral	'y' Tirante de Agua	Esp. Pared	Esp. Pared	Esf. Adm.
(m)	(m)	(m)		(m)	(m)	m	m	kg/cm <sup>2</sup>
1	2.00	1.40	1.25	3.20	1.50	0.15	0.15	0.32
2	1.40	1.00	1.25	2.24	1.20	0.12	0.12	0.20
3	1.00	1.00	1.25	1.60	0.80	0.10	0.10	0.20

El modelo del canal presentará resortes elásticos en las paredes laterales a cada 0.40 m y en la base a cada 0.35 m., considerando un coef. de balasto  $K_s = 500 \text{ ton/m}^3$

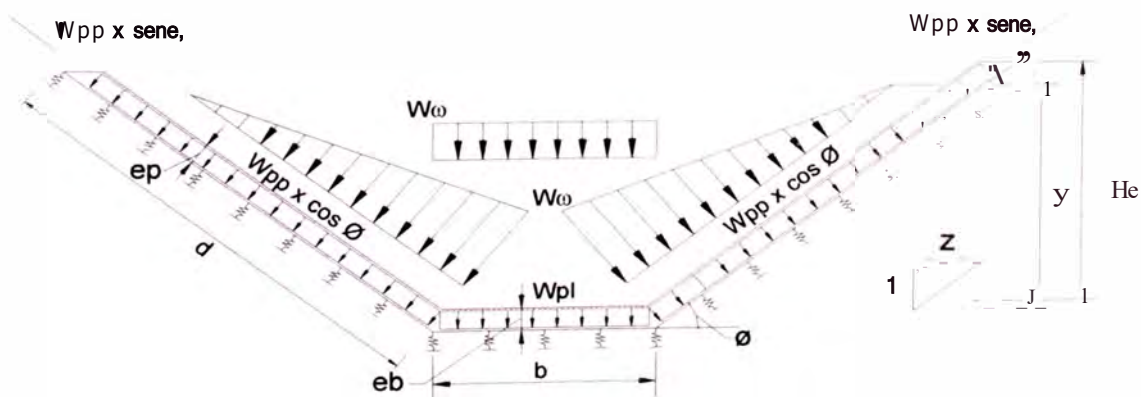


Figura N° 3.2.8 Cargas y Características Geométricas del Canal Trapezoidal: caso 11

Combinación de Carga:

- Se considera la siguiente combinación de carga:  $1.4 D + 1.7 F$

Donde:

D: Carga Muerta debido al peso propio del canal

F: Presión del agua sobre el canal

Cargas:

- Peso propio de la Pared (D)

$$W_{PP} \cos(\alpha) = \frac{\gamma_{cs} e_p z}{\sqrt{1 + z^2}} \cdot W_{PP} \sin(\alpha) = \frac{\gamma_{cs} e_p}{\sqrt{1 + z^2}}$$

- Peso propio de la Losa (D)

$$W_{pl} = \gamma_{cs} e_b$$

- Presión del agua (F)

$$W_{(j)} = \gamma_{(j)} y_{(j)}$$

### A.2.2.- Salida de Resultados

A continuación se muestra los diagramas de Momentos, y Fuerzas en el resorte de la sección 1, sección 2 y sección 3.

#### SECCION 1

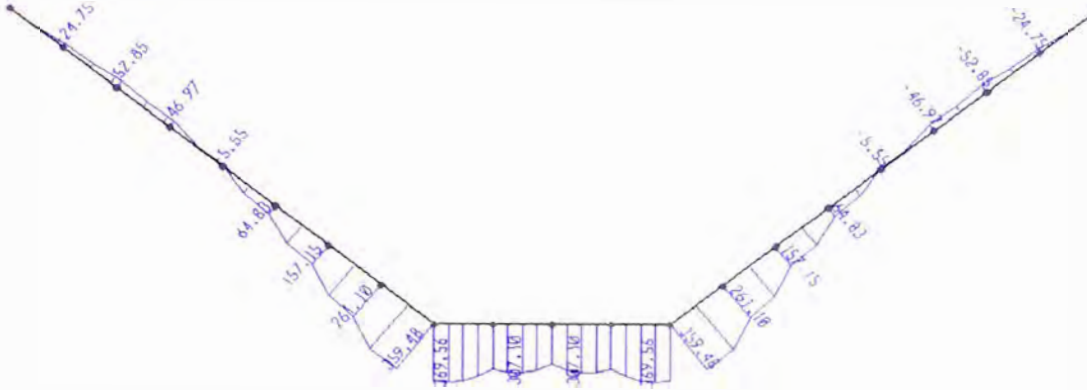


Figura N° 3.2.9. Diagrama de Momentos Últimos (kg-m)

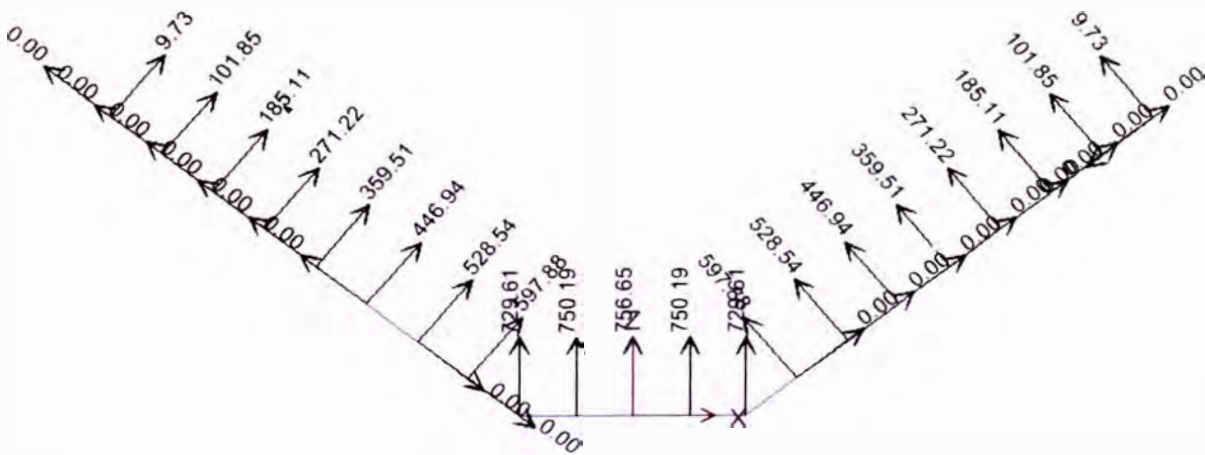


Figura N° 3.2.10. Diagrama de Fuerzas en el resorte en Cond. de Servicio (kg)

#### SECCION 2

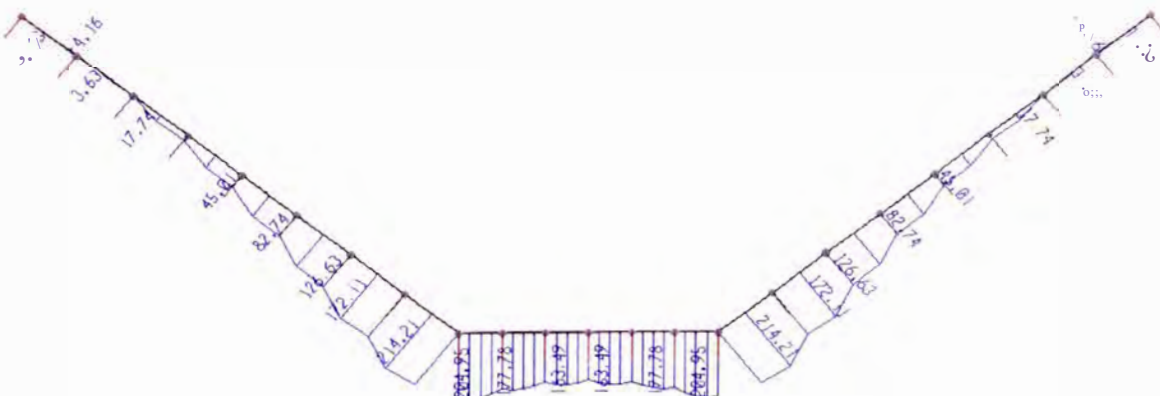


Figura 3.2.11. Diagrama de Momentos Últimos (kg-m)



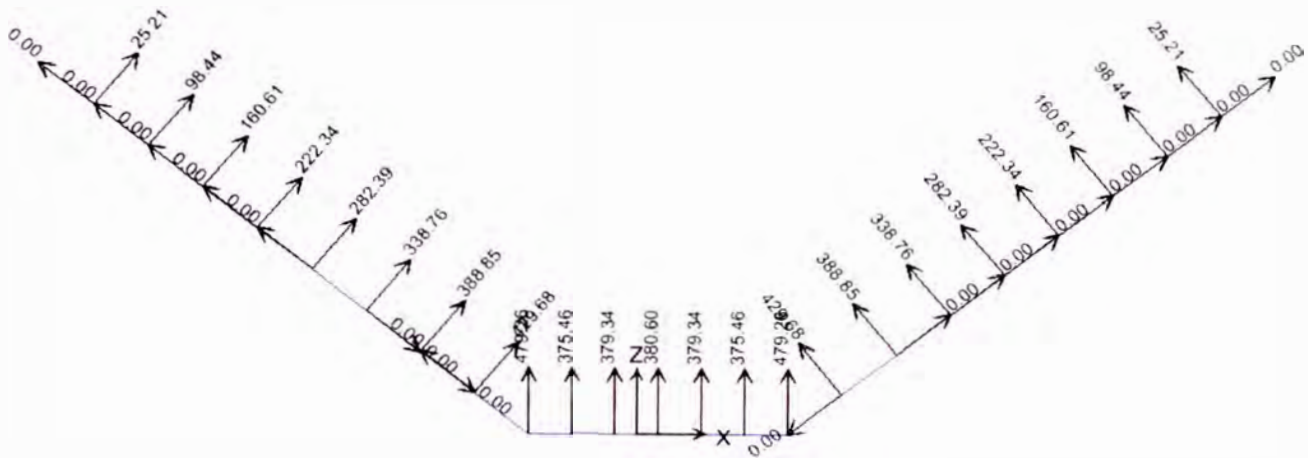


Figura 3.2.12. Diagrama de Fuerzas en el resorte en Condiciones de Servicio (kg)

**SECCION 3**

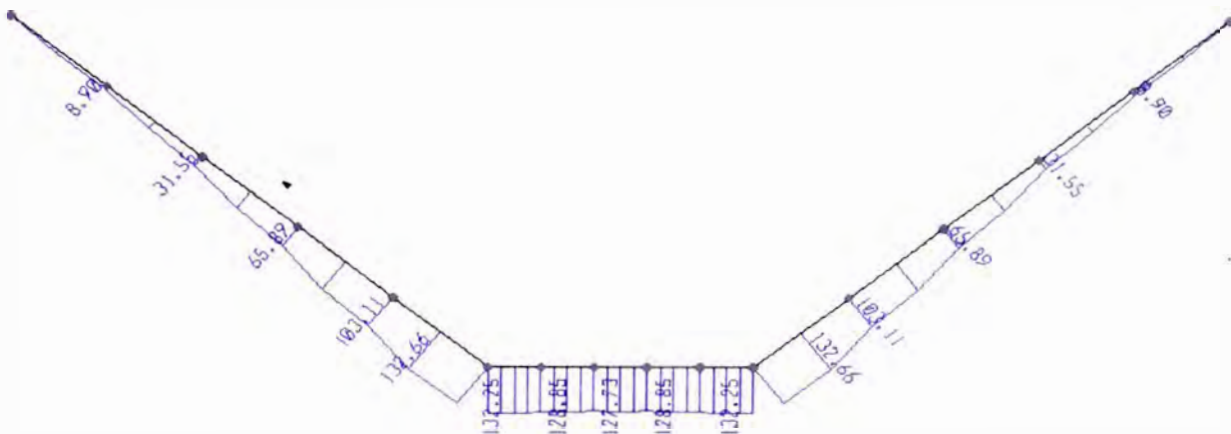


Figura 3.2.13. Diagrama de Momentos Últimos (kg-m)

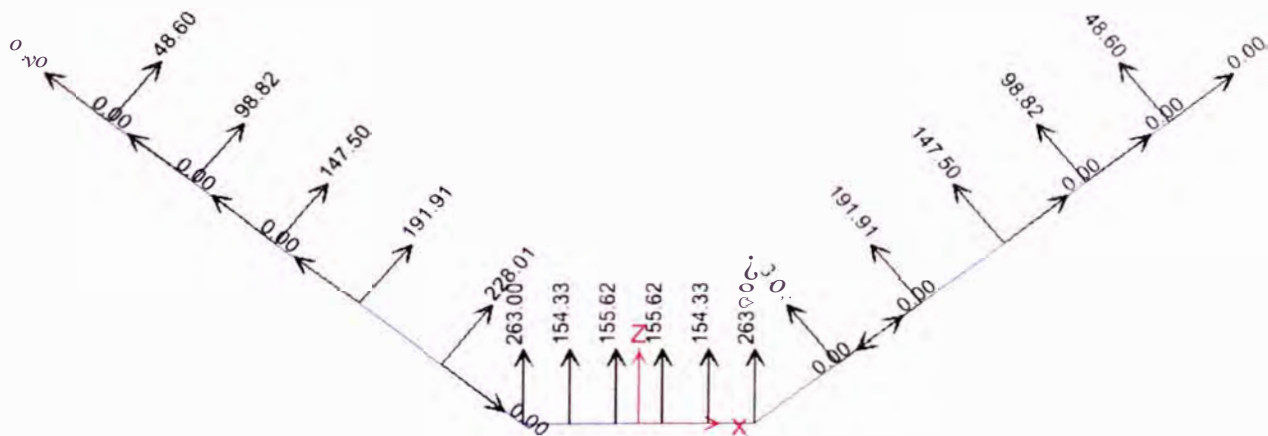


Figura 3.2.14 Diagrama de Fuerzas en el resorte en Condiciones de Servicio (kg)

A continuación se muestra la tabla resumen N° 3.2.8 con los datos de ingreso y los resultados del análisis de las 3 secciones:

**TABLA N° 3.2.8 VERIFICACION CONSIDERANDO EL PESO DEL FLUJO DE AGUA (CANAL LLENO)**

$f_c =$	175	kg/cm <sup>2</sup>	
$f_c =$	68.25	kg/cm <sup>2</sup>	Compresión por flexión
$f_t =$	11.18	kg/cm <sup>2</sup>	Tracción por flexión
$v_c =$	3.01	kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo por corte

Secc16n	H adopt.	Long. de losa "b"	z	l'ored lateral	"y" Tirante de Agujo	Esp. Pared	Mom. Obt. del SAI' 2000	Troclón por Flexión	Obs.	Max. Cortante Obt.del SAI' 2000	Esf. Corte	Obs.	Reacción en resortes (en servicio)	Esf. Act.	Esf. Adm.	Esf oct < Esf odm
(m)	(m)	(m)		(m)	(m)	m	kg-m	/ c m <sup>2</sup>	<11.18	kg	kg/cm <sup>2</sup>	<3.01	kg	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	
1	2.00	1.40	1.25	3.20	1.50	0.15	369.56	9.85	OK	694.47	0.46	Ok	756.65	0.22	0.35	Ok
2	1.40	1.00	1.25	2.24	1.20	0.12	214.00	8.92	OK	436.00	0.36	Ok	479.26	0.18	0.20	Ok
3	1.00	1.00	1.25	1.60	0.80	0.10	132.66	7.96	OK	275.00	0.28	Ok	263.00	0.11	0.20	Ok

En la tabla mostrada se esta verificando lo siguiente:

- El esfuerzo de tracción critico es menor que el esfuerzo de tracción admisible del concreto del Canal
- El esfuerzo de corte critico es menor que el esfuerzo de corte admisible del concreto del Canal

### **B.- Control de Fisuración**

En concreto simple el control de fisuración por flexión se realiza verificando lo siguiente:

Esfuerzo de tracción actuante < Esfuerzo de tracción resistente del concreto

En la tabla N° 3.2.8 se muestra que los esfuerzos de tracción actuantes son menores a los esfuerzos de tracción por flexión resistente del concreto. Por lo tanto cumple con la condición establecida.

### **C.- Presión de la Estructura sobre el Terreno**

De acuerdo a lo especificado en el Item 3.2.3.4 parte D, se debe cumplir lo siguiente

$$Q < aadm$$

Donde:

$Q$  = Esfuerzo en el terreno debido a la estructura del canal.

$$Q = \frac{Pe + Pw}{L} \dots \dots \dots (3.2.25)$$

$Pe$  : Peso del Canal sobre la base

$Pw$  : Peso del agua del canal sobre la base

$L$  : Longitud de base del canal

#### **Peso del canal sobre la base (Pe)**

$$Pe = Pb + 2Pp$$

$$Pb = \text{Peso de la losa} = \gamma_{es} e_b b$$

$$Pp = \text{Peso de la pared lateral sobre losa} = \gamma_{es} \frac{e_p (H_e + e_b)}{J+z}$$

Reemplazando se obtiene:

$$P_c = \gamma_{es} \left[ e_b b + 2 \frac{e_p (H_e + e_b)}{J+z} \right] \dots \dots \dots (3.2.26)$$

#### **Peso del agua sobre la base (Pw)**

$$Pw = \gamma_w \left( b + \frac{y^2}{J+z} \right) \dots \dots \dots (3.2.27)$$

Finalmente reemplazando en la ecuación 3.2.25 se obtiene:

$$Q = \frac{\gamma_{es} \left[ e_b b + 2 \frac{e_p (H_e + e_b)}{J+z} \right] + \gamma_w \left( b + \frac{y^2}{J+z} \right)}{b} \dots \dots \dots (3.2.28)$$

TABLAN° 3.2.9 VERIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO CANAL PRINCIPAL -TRAPEZOIDAL

Kilometraje km	b m	z	y m	He adopt m	Nivel Freato lmf m	Lsp Pared ep m	Lsp Uadq ch m	Peso Pared Lateral Wp Kg	Peso Loso Kg	Reacción de Pared Lat'fill en la base Pp Kg	Peso de Canal Pe Kg	Peso agua Pw Kg	q Kg/cm2	adm Kg/cm2	Clasif Clasif adm
0 - 0+040	1.20	1.25	1.30	1.70	0.00	0.15	0.15	1021.70	414.00	398.71	1211.42	2384.39	0.30	0.32	Oh
0+040 - 0+720	1.20	1.25	1.16	1.70	0.00	0.15	0.15	1021.70	414.00	398.71	1211.42	2048.39	0.27	0.30	Oh
0+720 - 1+100	1.00	1.25	1.35	1.50	0.00	0.12	0.12	715.74	276.00	279.31	834.63	2239.02	0.31	0.32	Oh
1+100 - 1+440	1.30	1.25	0.87	1.95	0.00	0.15	0.15	1159.77	448.50	452.59	1353.68	1500.22	0.22	0.23	Oh
1+440 - 2+200	1.00	1.25	1.37	1.50	0.00	0.12	0.12	715.74	276.00	279.31	834.63	2285.56	0.31	0.32	(fs:
2+200 - 2+410	1.20	1.25	1.16	1.80	0.00	0.15	0.15	1076.93	414.00	420.26	1254.53	2048.39	0.28	0.42	Oh
2+410 - 2+680	1.00	1.25	1.08	1.50	0.55	0.12	0.12	715.74	276.00	279.31	834.63	1648.98	0.25	0.26	(fs:
2+680 - 2+800	1.30	1.25	1.20	1.95	0.80	0.15	0.15	1159.77	448.50	452.59	1353.68	2262.44	0.28	0.33	Oh
2+800 - 3+420	1.40	1.25	1.45	2.00	1.00	0.15	0.15	1187.38	483.00	463.37	1409.74	3055.61	0.32	0.33	Oh
3+420 - 4+060	1.00	1.25	1.05	1.50	0.00	0.15	0.15	911.24	345.00	355.61	1056.22	1587.80	0.26	0.38	(fs:
4+060 - 4+100	1.30	1.25	1.50	1.95	0.00	0.15	0.15	1159.77	448.50	452.59	1353.68	3047.56	0.34	0.36	(fs:
4+100 - 4+780	1.00	1.25	0.85	1.35	0.65	0.12	0.12	649.47	276.00	253.45	782.90	1202.44	0.20	0.21	OK
4+780 - 4+860	1.30	1.25	1.10	1.95	0.75	0.15	0.15	1159.77	448.50	452.59	1353.68	2020.24	0.26	0.27	(fs:
4+860 - 4+880	1.00	1.25	1.05	1.35	0.90	0.20	0.20	1141.36	460.00	445.41	1350.82	1587.80	0.29	0.41	Oh
4+880 - 4+920	1.40	1.25	0.81	2.00	0.50	0.15	0.15	1187.38	483.00	463.37	1409.74	1454.05	0.20	0.35	Oh
4+920 - 4+940	1.40	1.25	0.86	2.00	0.00	0.15	0.15	1187.38	483.00	463.37	1409.74	1564.78	0.21	0.30	Oh
4+940 - 4+960	1.00	1.25	0.85	1.35	0.00	0.12	0.12	649.47	276.00	253.45	782.90	1202.44	0.20	0.21	Oh
4+960 - 4+980	0.70	1.25	0.69	1.05	0.70	0.15	0.15	662.72	241.50	258.62	758.75	715.24	0.21	0.32	Oh
4+980 - 4+990	0.80	1.25	0.62	1.10	0.85	0.20	0.20	957.27	368.00	373.57	1115.14	683.51	0.22	0.28	(fs:
4+990 - 5+000	1.00	1.25	0.61	1.40	0.00	0.15	0.15	839.45	276.00	327.59	931.18	793.11	0.17	0.20	Oh
5+000 - 5+040	1.00	1.25	0.82	1.40	0.00	0.12	0.12	671.56	276.00	262.07	800.14	1148.00	0.19	0.20	(fs:
5+040 - 5+060	0.60	1.25	0.56	0.90	0.55	0.12	0.12	450.65	165.60	175.86	517.33	488.98	0.17	0.20	Oh
5+060 - 5+080	0.50	1.25	0.51	0.80	0.55	0.12	0.12	406.47	138.00	158.62	455.25	381.88	0.17	0.36	Oh
5+080 - 5+100	0.50	1.25	0.58	0.80	0.55	0.12	0.12	406.47	138.00	158.62	455.25	454.10	0.18	0.19	Oh
5+100 - 5+120	0.70	1.25	0.69	1.05	0.60	0.12	0.12	516.92	193.20	201.73	596.65	715.24	0.19	0.20	Oh
5+120 - 5+140	0.70	1.25	0.63	1.05	0.60	0.12	0.12	516.92	193.20	201.73	596.65	634.61	0.18	0.20	Oh
5+140 - 5+160	0.50	1.25	0.56	0.85	0.65	0.15	0.15	552.27	172.50	215.52	603.54	432.98	0.21	0.22	Oh
5+160 - 5+180	1.00	0.00	0.56	0.90	0.15	0.15	0.15	362.25	345.00	362.25	h.169.50	560.00	0.16	0.20	Oh
5+180 - 5+200	0.80	1.25	0.81	0.85	0.65	0.15	0.15	552.27	172.50	215.52	603.54	725.05	0.27	0.44	Oh
5+200 - 5+220	0.80	1.25	0.49	0.85	0.65	0.15	0.15	552.27	172.50	215.52	603.54	362.12	0.19	0.20	Oh
5+220 - 5+240	0.30	1.25	0.50	0.65	0.55	0.12	0.12	340.20	82.80	132.76	348.32	271.95	0.21	0.22	OK

TABLAN° 3.2.10 VERIFICACIÓN POR CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO CANAL LATERAL N° 2 -TRAPEZOIDAL

Kilometraje km	b m	z	y m	He adopl m	Nivel freatio hnf m	Lsp Pared ep m	Lsp Uadq ch m	Peso Pared Lateral Wp Kg	Peso Loso Kg	Reacción de Pared Lateral en la base Pp Kg	Peso de Canal Pe Kg	Peso agua Pw Kg	q Kg/cm2	adm Kg/cm2	Clasif Clasif adm
0+000 - 0+080	0.30	1.25	0.33	0.45	0.00	0.10	0.10	202.50	69.00	79.02	227.05	152.12	0.13	0.20	Oh
0+080 - 0+480	0.40	1.25	0.48	0.65	0.65	0.15	0.15	441.82	138.00	172.42	482.83	304.39	0.20	0.20	(fs:
0+480 - 0+880	0.30	1.25	0.31	0.40	0.35	0.10	0.10	184.09	69.00	71.84	212.68	139.88	0.12	0.27	Oh
0+880 - 1+040	0.40	1.25	0.45	0.60	0.25	0.10	0.10	257.73	92.00	100.58	293.15	278.78	0.14	0.20	Oh
1+040 - 1+500	0.30	1.25	0.33	0.45	0.50	0.12	0.12	251.83	82.80	98.28	279.35	152.12	0.14	0.35	Oh
1+500 - 1+580	0.40	1.25	0.48	0.65	0.45	0.10	0.10	276.13	92.00	107.76	307.52	304.39	0.15	0.31	Oh
1+580 - 2+000	0.40	1.25	0.38	0.60	0.65	0.15	0.15	414.20	138.00	161.64	461.28	222.44	0.17	0.18	Oh
2+000 - 2+303	0.30	1.25	0.38	0.50	0.25	0.10	0.10	no.91	69.00	86.21	241.42	184.44	0.14	0.20	Oh

TABLA N° 3.2.11 VERIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO  
CANAL LATERAL N°3 - TRAPEZOIDAL

Kilometraje km	b m	z	y m	He adopt. m	Nivel freat. hnf m	Esp Pared m	Esp Lateral m	Peso Pared Lateral Wp Kg	Peso Losa Kg	Reacción de Pared Lateral en la base Pp Kg	Peso de Canal Pe Kg	Peso agua Pw Kg	q Kg/cm2	O'adm Kg/cm2	Estado
0+000 - 0+520	0.80	1.25	0.84	1.20	0.30	0.10	0.10	478.63	18400	186.78	557.57	1016	0.20	0.22	OK
0+520 - 1+120	0.60	1.25	0.75	1.00	0.20	0.10	0.10	405.00	138.00	158.05	454.10	724.4	0.20	0.22	OK
1+120 - 1+500	0.80	1.25	0.89	1.20	0.65	0.10	0.10	478.63	184.00	186.78	557.57	1098	0.21	0.27	OK
1+500 - 2+860	0.90	1.25	0.72	1.00	0.65	0.10	0.10	494.83	248.40	193.11	634.61	9009	0.17	0.20	OK
2+860 - 3+000	0.60	1.25	0.77	1.00	0.25	0.10	0.10	405.00	138.00	158.05	454.10	751.2	0.20	0.25	OK
3+000 - 3+620	0.70	1.25	0.59	0.80	0.20	0.10	0.10	331.36	161.00	129.31	419.62	582.8	0.14	0.31	OK
3+620 - 4+210	0.80	1.25	0.59	0.80	0.55	0.10	0.10	406.47	220.80	158.62	538.05	641.8	0.15	0.16	OK
4+210 - 4+660	0.50	1.25	0.59	0.70	0.60	0.10	0.10	362.29	138.00	141.38	420.76	464.8	0.18	0.20	OK
4+660 - 5+920	0.70	1.25	0.59	0.70	0.60	0.10	0.10	362.29	193.20	141.38	475.96	582.8	0.15	0.20	OK
5+920 - 6+620	0.70	1.25	0.59	0.70	0.50	0.10	0.10	362.29	193.20	141.38	475.96	582.8	0.15	0.30	OK

TABLAN' 3.2.12 VERIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO  
CANAL LATERAL N° 4

Kilometraje km	b m	z	y m	He adopt. m	Nivel freat. hnf m	Esp Pared m	Esp Lateral m	Peso Pared Lateral Wp Kg	Peso Losa Kg	Reacción de Pared Lateral en la base Pp Kg	Peso de Canal Pe Kg	Peso agua Pw Kg	q Kg/cm2	O'adm Kg/cm2	Estado
0+000 - 0+260	0.50	1.25	0.60	0.80	0.55	0.10	0.10	331.36	115.00	129.31	373.62	475.61	0.17	0.20	OK
0+260 - 0+900	0.40	1.25	0.41	0.55	0.40	0.10	0.10	239.32	92.00	93.39	278.78	246.00	0.13	0.20	OK
0+900 - 1+700	0.40	1.25	0.47	0.65	0.50	0.10	0.10	276.13	92.00	107.76	307.52	295.76	0.15	0.27	OK
1+700 - 2+099	0.40	1.25	0.41	0.55	0.55	0.12	0.12	296.02	110.40	115.52	341.44	246.00	0.15	0.20	OK

TABLAN° 3.2.13 VERIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE  
CANAL LATERAL N° 5 - TRAPZOIDAL

Kilometraje km	b m	z	y m	He adopt. m	Nivel freat. hnf m	Esp Pared m	Esp Lateral m	Peso Pared Lateral Wp Kg	Peso Losa Kg	Reacción de Pared Lateral en la base Pp Kg	Peso de Canal Pe Kg	Peso agua Pw Kg	q Kg/cm2	O'adm Kg/cm2	Estado
0+000 - 0+200	0.40	1.25	0.46	0.55	0.50	0.10	0.10	239.32	92.00	93.39	278.78	287.22	0.14	0.20	OK
0+200 - 1+540	0.40	1.25	0.41	0.55	0.55	0.10	0.10	239.32	92.00	93.39	278.78	246.00	0.13	0.20	OK
1+540 - 2+060	0.40	1.25	0.43	0.55	0.55	0.10	0.10	239.32	92.00	93.39	278.78	262.20	0.14	0.20	OK
2+060 - 2+560	0.40	1.25	0.44	0.40	0.40	0.10	0.10	184.09	92.00	71.84	235.68	270.44	0.13	0.20	OK
2+560 - 3+200	0.40	1.25	0.43	0.35	0.35	0.10	0.10	165.68	92.00	64.66	221.31	262.20	0.12	0.35	OK
3+200 - 3+260	0.50	1.25	0.51	0.45	0.40	0.10	0.10	202.50	115.00	79.02	273.05	381.88	0.13	0.31	OK
3+260 - 4+000	0.30	1.25	0.37	0.35	0.35	0.10	0.10	165.68	69.00	64.66	198.31	177.78	0.13	0.16	OK

## Diseño del Canal Principal Trapezoidal en las Progresivas 8+860 - 9+300

Para realizar el diseño se tiene los siguientes pasos:

- A.- Análisis de Casos Críticos
- B.- Control de Fisuración
- C.- Presión de la Estructura sobre el Terreno

### **A.- Casos Críticos**

Se tiene los siguientes casos críticos:

- Primer Caso : Canal Vacío
- Segundo Caso : Canal Lleno

#### **A.1.- Primer Caso: Canal Vacío**

Se va a proceder a determinar el espesor de las paredes y base del canal mediante las siguientes verificaciones:

- Verificación por estabilidad a la subpresión,
- Verificación por esfuerzos admisibles

##### **A.1.1 Verificación de Estabilidad a la subpresión**

De acuerdo al estudio hidráulico tenemos los siguientes datos:

$H_e = 1.1$  Om. (Altura del canal)

$b = 0.80$  m. (Ancho de solera)

$z = 1.25$  (Talud de paredes del canal)

$h_{nr} = 0.85$  m (Nivel freático)

Ahora se procede a estimar el espesor de paredes y base del canal, siendo recomendable y práctico dar el mismo espesor a ambos. Entonces se tiene:

$e_b = e_p = 0.20$  m.

Considerando:  $\gamma_{es} = 2300$  kg/cm<sup>2</sup> y  $\gamma_w = 1000$  kg/m<sup>3</sup>

y finalmente reemplazando en las ecuaciones N° 3.2.18 y 3.2.19; se obtiene:

$$W = \text{Peso del canal} = 2300 * (0.80 * 0.20 + 2 * 0.20 * (1.25 + 0.20) * \sqrt{1 + 1.25^2}) = 2,282.53 \text{ ton}$$

$$E = \text{Fuerza de Empuje} = 1000 * (0.85 + 0.20) * (0.80 + 1.25 * (0.85 + 0.20)) = 2,218.13 \text{ ton} < W \dots \text{Ok!}$$

### A.1.2 Verificación de Esfuerzos Admisibles

Esta verificación se va a realizar tanto en las paredes como en la losa del canal.

#### a) Paredes del Canal

Las verificaciones se realizan para los siguientes esfuerzos:

- Tracción por flexión :  $1.30 \phi' c^{1/2}$
- Compresión por flexión :  $0.60 (j) f' c$
- Cortante :  $0.35 (j) f' c^{1/2}$

Donde:  $\phi = 0.65$

#### • Esfuerzo de Tracción por Flexión

Se debe de verificar que el esfuerzo de tracción crítico sea menor a f<sub>t</sub>:

$$f_t: \text{Esfuerzo de Tracción por flexión} = 1.30 \phi' c = 1.30 * 0.65 * 210 = 11.18 \text{ kg/cm}^2$$

Reemplazando los valores del estudio hidráulico y el valor del espesor de la pared del canal asumido en la verificación de estabilidad a la subpresión en las ecuaciones N° 3.2.20 y 3.2.21 se tiene:

$$M' = u \cdot \left( \frac{1000' (0.85 + 0.0j \cdot (1 + 1.25'))}{2} \right) - 0.9 \cdot \left( \frac{2300' \cdot 0.20' (1.10 + 0 / (j' 125 \sqrt{1 + 1.25}))}{2} \right) = 140.48 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$y = \frac{e}{2} = \frac{0.20}{2} = 0.10 \text{ m}$$

$$I = \frac{1.00 * e^3}{12} = \frac{1.00 * 0.20^3}{12} = 6.7 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

Finalmente se obtiene:

$$a_t = \frac{140.48 * 0.1}{6.7 * 10^{-4}} = 21,0720 \text{ kg/m}^2 = 2.11 \text{ kg/cm}^2 < 11.18 \text{ kg/cm}^2 \text{ ok!}$$

#### • Esfuerzo de Compresión por Flexión

Se debe de verificar que el esfuerzo de compresión crítico sea menor a f<sub>c</sub>:

$$f_c: \text{Compresión por flexión} = 0.60 (j) f' c = 0.60 * 0.65 * 175 = 68.25 \text{ kg/cm}^2$$

Debido a que la sección transversal es rectangular el esfuerzo de compresión tendrá el mismo valor que el esfuerzo de tracción, entonces:

$$a_e = 2.11 \text{ kg/cm}^2 < 68.25 \text{ Ok!}$$

### • Verificación por Esfuerzo Cortante

Se debe de verificar que el esfuerzo de corte crítico sea menor a  $v_c$ :

$$v_c: \text{Esfuerzo Cortante} = 0.35 \sqrt{f'c} = 0.35 * 0.65 * \sqrt{210} = 3.01 \text{ kg/cm}^2$$

Reemplazando los valores del estudio hidráulico y el valor del espesor de la pared del canal asumido en la verificación de estabilidad a la subpresión en las ecuaciones N° 3.2.22 se tiene:

$$v_{sp} = 1.1 * \left[ \frac{1000 * (0.85 + 0.2)^2 * \sqrt{1 + 1.25^2}}{8} - 0.9 * (2300 * 0.20 * 0.10 + 0.2 * 1.25 * 1.25) \right] = 827.38 \text{ kg}$$

$$v_{sp} = \frac{827.38}{1.00 * 0.20} = 4138.91 \text{ kg/m}^2 = 0.41 \text{ kg/cm}^2 < 3.0 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ok!}$$

### b) Losa del Canal

Las verificaciones se realiza para los siguientes esfuerzos:

- Tracción y/o flexión :  $1.30 \phi f'c$  <sup>112</sup>
- Compresión por flexión :  $0.60 \phi f'c$
- Cortante :  $0.35 \phi f'c$  <sup>112</sup>

Donde:  $\phi = 0.65$

### • Esfuerzo de Tracción por Flexión

Se debe de verificar que el esfuerzo de tracción crítico sea menor a  $f_t$ :

$$f_t: \text{Esfuerzo de Tracción por flexión} = 1.30 \sqrt{f'c} = 1.30 * 0.65 * \sqrt{210} = 11.18 \text{ kg/cm}^2$$

Reemplazando los valores del estudio hidráulico y el valor del espesor de la pared del canal asumido en la verificación de estabilidad a la subpresión en la ecuación N° 3.2.23 se tiene:

$$M_g = -140.48 + 1.7 \left( \frac{1000 * (0.85 + 0.2) * 0.80^3}{8} \right) - 0.9 \left( \frac{2300 * 0.20 * 0.80^3}{8} \right) = -30.80 \text{ kg-m}$$

∴ No hay efecto de la subpresión sobre la base del canal por lo que no es necesario realizar la verificación por tracción y compresión



### • Verificación por Esfuerzo Cortante

Se debe de verificar que el esfuerzo de corte crítico sea menor a  $v_e$ :

$$v_e : \text{Esfuerzo Cortante} = 0.35 \sqrt{f'c} = 0.35 * 0.65 * \sqrt{210} = 3.01 \text{ kg/cm}^2$$

Reemplazando los valores del estudio hidráulico y el valor del espesor de la pared del canal asumido en la verificación de estabilidad a la subpresión en las ecuaciones N° 3.2.24 se tiene:

$$V_w = 1.71000 * \frac{(0.85 + 0.2) * 0.80}{2} - 0.92300 * \frac{0.20 * 0.80}{2} = 548.40 \text{ kg}$$

$$v_{ud} = \frac{548.40}{1.00 * 0.20} = 2742.00 \text{ kg/m}^2 = 0.27 \text{ kg/cm}^2 < 3.01 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ok!}$$

## A.2.- Segundo Caso: Canal Lleno

### A.2.1 Verificación de Esfuerzos Admisibles

Debido a que se ha considerado la losa y la pared del canal del mismo espesor se va a proceder a realizar la verificación por esfuerzos admisibles con los máximos momentos y fuerzas obtenidos en el resorte mostrados en los gráficos N° 3.2.9, 3.2.10, 3.2.11, 3.2.12, 3.2.13 y 3.2.14. Las verificaciones son las siguientes:

- Esfuerzo de Tracción por flexión
- Esfuerzo de Compresión por flexión
- Esfuerzo Cortante
- Esfuerzo en el Terreno

### • Esfuerzo de Tracción por Flexión

Se debe de verificar que el esfuerzo de tracción crítico sea menor a  $f_t$ :

$$f_t : \text{Esfuerzo de Tracción por flexión} = 1.30 \sqrt{f'c} = 1.30 * 0.65 * \sqrt{210} = 11.18 \text{ kg/cm}^2$$

El momento máximo obtenido es 359.48 kg/m<sup>2</sup> (Figura N° 3.2.9). Entonces se

procede a determinar el esfuerzo de tracción por flexión:  $\sigma_t = \frac{M}{I} y$

$$\text{Donde: } y = \frac{ep}{2} = \frac{0.15}{2} = 0.075 \text{ m}; \quad I = J.00 * \frac{ep^3}{12} = 1.00 * \frac{0.15^3}{12} = 2.81 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

Finalmente se obtiene:

$$f_t = \frac{369.56 * 0.075}{2.81 * 10^{-3}} = 98549.33 \text{kg/m}^2 = 9.85 \text{kg/cm}^2 < 11.18 \text{kg/cm}^2 \quad \text{Ok!}$$

- **Esfuerzo de Compresión por Flexión**

Debe de verificar que el esfuerzo de compresión crítico obtenido sea menor a  $f_c$ :

$$f_c: \text{Compresión por flexión: } 0.60 \text{ rpf}c = 0.60 * 0.65 * 175 = 68.25 \text{ kg/cm}^2$$

Debido a que la sección transversal es rectangular el esfuerzo de compresión tendrá el mismo valor que el esfuerzo de tracción, entonces:

$$f_e = 9.85 \text{kg/cm}^2 < 68.25 \quad \text{Ok!}$$

- **Verificación por Esfuerzo Cortante**

Se debe de verificar que el esfuerzo de corte crítico sea menor a  $v_e$ :

$$v_e: \text{Esfuerzo Cortante} = 0.35(f'c) = 0.35 * 0.65 * 210 = 3.01 \text{kg/cm}^2$$

La máxima fuerza de corte es 694.47 kg.; entonces el esfuerzo de corte por metro de ancho es:

$$v_u = 694.47 \text{kg} / (0.15 \text{m} * 1.00 \text{m}) = 4629.80 \text{kg/m}^2 = 0.46 \text{kg/cm}^2 < 3.01 \text{kg/cm}^2 \quad \text{ok!}$$

- **Esfuerzos en el Terreno**

Se debe de verificar que el esfuerzo en el resorte (debido a cargas en servicio) sea menor a  $0.35 \text{ kg/cm}^2$  (Esfuerzo admisible del terreno, Tabla N° 2.3.15)

La máxima fuerza obtenida en el resorte es 756.65 kg (Figura N° 3.2.10); entonces el esfuerzo por metro de ancho es:

$$v_{aet} = 756.65 \text{kg} / (0.35 \text{m} * 1.00 \text{m}) = 2161.86 \text{kg/m}^2 = 0.22 \text{kg/cm}^2 < 0.35 \text{kg/cm}^2$$

ok!

## **B.- Control de Fisuración**

En la tabla N° 3.2.8 se muestra que los esfuerzos de tracción actuantes son menores a los esfuerzos de tracción por flexión resistente del concreto. Por lo tanto cumple con la condición establecida.

### C.1.- Esfuerzo Admisible en el Terreno

Se sigue el siguiente Procedimiento:

1.- Del estudio Hidráulico y análisis anteriores se obtuvo las siguientes dimensiones:

$H_e = 1.10$  m. (Altura del canal)

$b = 0.80$  m. (Ancho de solera)

$z = 1.25$  (Talud de paredes del canal)

$Y = 0.62$  m. (Tirante)

$h_{nr} = 0.85$  m. (nivel freático)

$e_p = 0.20$  m. (espesor de pared)

$e_b = 0.20$  m. (espesor de base)

2.- Se determina el peso del canal y del agua concentrado en la base:

$$P_c = \gamma_{es} \left[ e_b b + 2 \frac{e (H + e_b)}{J + z^2} \right] = 2300 \cdot \left( 0.20 \cdot 0.80 + 2 \frac{0.20 (1.10 + 0.20)}{J + 1.25^2} \right) = 1115.14 \text{ kg}$$

$$P_w = \gamma_w Y \left( b + \frac{Y z}{J + z^2} \right) = 1000 * 0.62 * \left( 0.80 + \frac{0.62 * 1.25}{J + 1.25^2} \right) = 683.51 \text{ kg}$$

3.- Finalmente reemplazando en la ecuación 3.2.28 se obtiene:

$$q = \frac{1115.14 + 683.51}{0.80} = 0.22 < 0.28 \quad \text{ok!}$$

### 3.2.4.2 Canal Rectangular

Del análisis considerado en el ítem 3.2.3.4 se tiene los siguientes pasos:

- A.- Análisis de Casos Críticos
- B.- Cálculo del Refuerzo
- C.- Control de Fisuración
- D.- Presión de la Estructura sobre el Terreno

#### **A.- Análisis de Casos Críticos**

Se han considerado dos casos críticos:

- A) Primer Caso : Canal Vacío
- B) Segundo Caso : Canal Lleno

#### **A.1.- Primer Caso: Canal Vacío**

En el primer caso el canal se encuentra sin agua, con rellenos a ambos lados de las paredes laterales y el nivel freático elevado en la cota más alta registrada de acuerdo al estudio de suelos. Se realizarán los siguientes cálculos:

- Verificación de Estabilidad debido a la Subpresión
- Determinación de Momentos Ultimos
- Verificación al Esfuerzo Cortante

#### **A.1.1 Verificación de Estabilidad debido a la Subpresión**

En este caso se va a estimar un primer valor en el espesor el espesor de las paredes ( $e_{p1}$  y  $e_{p2}$ ) y base del canal ( $e_b$ ) (Figura N° 3.2.15); con la intención de verificar la estabilidad de la estructura debido a la subpresión. Para esto se va a seguir el siguiente procedimiento:

1.- Del estudio hidráulico obtenemos los valores del ancho de solera ( $b$ ), tirante ( $Y$ ), altura del canal ( $H_e$ ) (Tabla N° 2.5.1), nivel freático ( $h_{nr}$ ). (Tabla N° 2.3.15) y  $y$  (Tabla N° 2.3.1).

2.- Se procede a estimar un espesor en la base ( $e_b$ ), un espesor superior para el muro del canal ( $e_{pi}$ ), un ancho de corona ( $a_c$ ) y aletas inferiores de longitud  $a_i$  (sobre el cual actúa el peso del suelo).

Es recomendable y práctico considerar el mismo valor inicial tanto el espesor superior e inferior de la pared como el espesor de la losa. Por razones constructivas el valor mínimo inicial del espesor es 0.15 m. Se verificará durante el presente cálculo si este espesor será suficiente o será necesario aumentarlo.

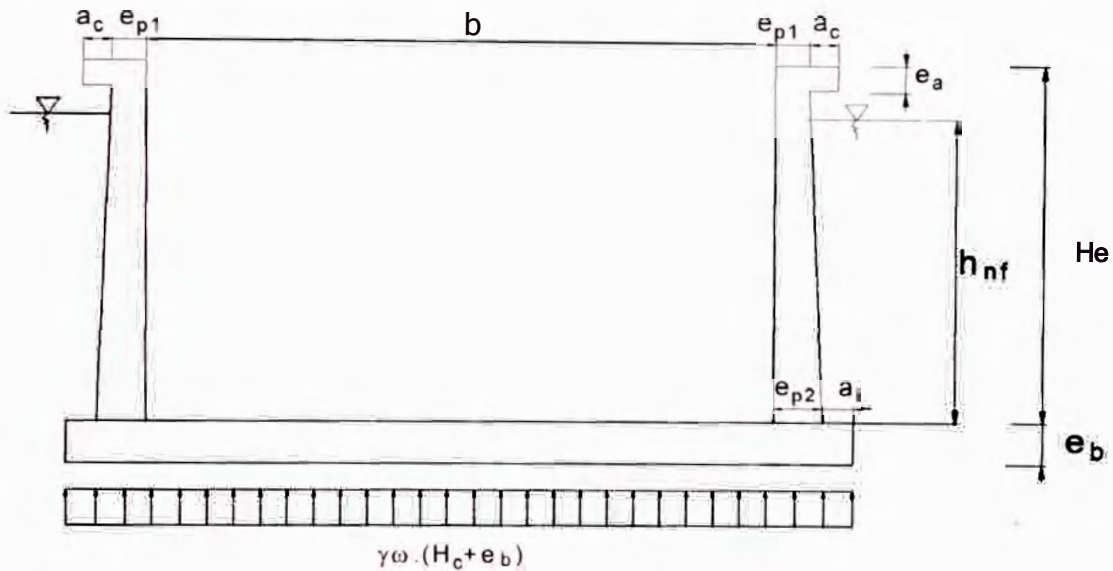


Figura 3.2.15. Características Geométricas y Diagrama de Presiones sobre el Canal Rectangular

3.-Se debe de verificar la estabilidad controlando que el peso de la estructura (0N) sea mayor que las fuerzas de Empuje (E) producidas por la subpresión:

Peso de Estructura > Fuerzas de Empuje

$$W: \text{PesodelaEstructura} = \gamma_w (e_b (b + 2e_{p1} + 2a_i) + 2(e_{p1} H_e + e_{a1} a_s)) + 2\gamma_s a_1 H_e \dots (3.2.29)$$

$$E: \text{Fuerza de Empuje} = \gamma_w (h_{nf} + e_b) (b + 2(e_{p1} + a_i)) \dots (3.2.30)$$

Nota:

Por cuestiones prácticas se está asumiendo inicialmente el espesor superior de la pared del canal ( $e_{p1}$ ) igual a su espesor inferior ( $e_{p2}$ ).

A continuación se muestra las tablas N° 3.2.14 Y 3.2.15; en donde se obtiene las dimensiones del canal principal rectangular y canal lateral 01 que cumplen la verificación de estabilidad.

**TABLAN° 3.2.14 VERIFICACIÓN DE CANAL PRINCIPAL RECTANGULAR  
DEBIDO A LA SUBPRESIÓN DE AGUA**

Kilometraje (km)	b (m)	z	y (m)	He adopl. (m)	hnf (m)	Peso Esp del suelo (y) (t/m <sup>2</sup> )	Peso Esp del suelo saturado (ys) (t/m <sup>3</sup> )	Esp pared (epi) (m)	Esp base (ch) (m)	Ancho ooronil (ae) (m)	Esp Ancho corona (ca) (m)	Aleta Inferior (a) (m)	Peso Canal (W) (kg)	Subpresión (E) (kg)	Obs (W > E)
3+420 - 4+020	3.00	0.00	1.73	2.20	2.20	2070.00	2150.00	0.25	0.25	0.15	0.15	0.70	12310.00	12005.00	OK
4+020 - 4+340	2.50	0.00	1.48	1.90	0.10	2070.00	2150.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	3817.50	775.00	OK
4+340 - 4+580	2.50	0.00	1.14	1.40	0.00	1640.00	1720.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	2954.40	0.00	OK
4+580 - 4+800	3.00	0.00	1.73	2.20	0.00	1640.00	1720.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	4123.20	0.00	OK
4+800 - 5+180	2.50	0.00	1.14	1.40	0.00	1750.00	1870.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	3017.40	0.00	OK
5+180 - 5+260	3.00	0.00	1.59	2.00	0.00	1700.00	1820.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	3936.00	0.00	OK
5+260 - 5+480	2.50	0.00	1.14	1.40	0.00	1700.00	1820.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	2996.40	0.00	OK
5+480 - 5+660	3.00	0.00	1.73	2.20	0.00	1640.00	1750.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	4143.00	0.00	OK
15+460 - 16+380	1.00	0.00	0.81	1.00	1.00	1700.00	1790.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	1941.00	1840.00	OK
16+380 - 16+500	1.00	0.00	0.49	0.80	0.25	1700.00	1790.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	1689.60	640.00	OK
16+500 - 16+600	1.00	0.00	0.57	0.80	0.20	1700.00	1790.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	1689.60	560.00	OK

**TABLAN° 3.2.15 VERIFICACIÓN DE CANAL PRINCIPAL LATERAL N° 1  
DEBIDO A LA SUBPRESIÓN DE AGUA**

Kilometraje (km)	b (m)	z	y (m)	He adopl. (m)	hnf (m)	Peso Esp del suelo (y) (kg/m <sup>3</sup> )	Peso Esp del suelo salurado (ys) (kg/m <sup>3</sup> )	Esp pared (epi) (m)	Esp base (cb) (m)	Ancho coma (ac) (m)	Esp Ancho corona (ca) (m)	Aleta Inferior (a) (m)	Peso Canal (W) (kg)	Subpresión (E) (kg)	Obs (W > E)
0+000 - 0+200	1.50	0.00	0.89	1.20	0.00	1820.00	1890.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	2408.40	0.00	01-
0+200 - 0+660	2.00	0.00	1.13	1.40	0.25	1820.00	1890.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	2845.80	1040.00	01-
0+660 - 1+000	1.50	0.00	0.77	1.00	0.35	1820.00	1890.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	2151.00	1050.00	01s
1+000 - 1+080	2.00	0.00	1.13	1.40	0.00	1820.00	1890.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	2845.80	0.00	01-
1+080 - 1+340	1.50	0.00	0.89	1.20	0.35	1820.00	1890.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	2408.40	1050.00	01-
1+340 - 3+000	2.00	0.00	1.13	1.40	1.05	1940.00	2100.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.25	3594.00	3360.00	01s
3+000 - 3+140	1.80	0.00	0.97	1.20	0.00	1940.00	2100.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	2592.00	0.00	01s
3+140 - 3+420	2.00	0.00	1.05	1.30	0.10	1940.00	2100.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	2799.00	650.00	0f..
3+420 - 3+740	2.00	0.00	1.13	1.40	0.50	1940.00	2100.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	2934.00	1690.00	0f..
3+740 - 4+500	2.00	0.00	1.05	1.30	1.00	1940.00	2100.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.30	3726.00	3335.00	01-
4+500 - 4+740	1.50	0.00	1.00	1.30	0.00	1940.00	2100.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	2619.00	0.00	0f..
4+740 - 4+820	2.00	0.00	1.13	1.40	0.00	1940.00	2100.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	2934.00	0.00	0f..
4+820 - 5+000	1.50	0.00	0.77	1.00	0.25	1940.00	2100.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	2214.00	840.00	01-
5+000 - 5+480	2.00	0.00	0.90	1.20	0.00	1940.00	2100.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	2664.00	0.00	0f..
5+480 - 5+580	2.00	0.00	0.94	1.20	0.00	1940.00	2100.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	2664.00	0.00	0f..
5+580 - 5+940	1.80	0.00	0.97	1.00	0.00	1940.00	2100.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	2322.00	0.00	01-
5+940 - 6+700	2.00	0.00	0.90	1.20	0.00	1940.00	2100.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	2664.00	0.00	01-
6+700 - 7+220	1.20	0.00	0.62	0.80	0.00	1940.00	2100.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	1836.00	0.00	0f..
7+220 - 7+500	1.00	0.00	0.57	0.80	0.00	1860.00	1970.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	1732.80	0.00	01-
7+500 - 7+840	1.20	0.00	0.50	0.80	0.60	1860.00	1970.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	1804.80	1350.00	01s
7+840 - 8+184	0.80	0.00	0.43	0.60	0.80	1860.00	1970.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	1398.60	1330.00	01s

### A.1.2.- Determinación de Momentos Ultimos

Se va a realizar en las siguientes partes del canal:

- Paredes del Canal
- Losa del Canal

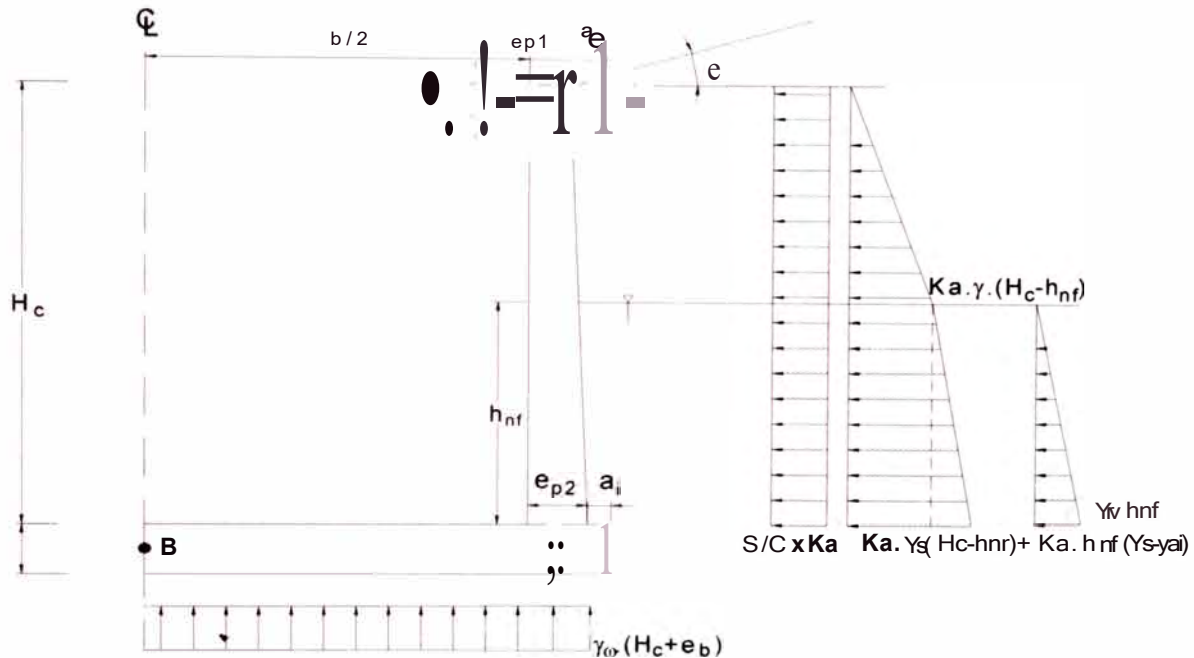


Figura 3.2.16 Características Geométricas y Diagrama de Presiones sobre el Canal Rectangular

#### A.1.2.1.- Paredes del Canal

1.-El momento último en el punto A de la pared lateral producida por la sobrecarga, el empuje lateral del terreno y el nivel freático: usando las ecuaciones N° 3.2.12 y 3.2.13: y siendo afectado por el factor de durabilidad se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$M_A = l \cdot \left[ \left\{ k_a \frac{SC H_c}{2} + \frac{k_o \gamma (H_c - h_{nf}) (H_c + 2h_p)}{6} + \frac{k_o \gamma_s h / (H_c - J)}{2} + \frac{k_o h_{nf} (\gamma - \gamma_w)}{6} + \frac{\gamma_w h_{nf}}{6} \right\} \right] \dots (3-2.31)$$

Donde:

$SC$  : Sobrecarga

$\gamma$  : Peso Esp. del terreno

$h_p$  : Altura de pared del canal

$\gamma_s$  : Peso Esp. del terreno saturado

$h_{nf}$  : Altura del nivel freático

$\gamma_w$  : Peso específico del agua

Debido a que  $e = 0$  (talud horizontal debido a la carretera);  $k_a = \tan^2(45 - \phi/2)$

2.- Asimismo el espesor  $e_{p2}$  de la pantalla se dimensiona considerando el momento en el punto A igual al momento resistente del concreto

$$M_A = (Jbdf f e w (1-0.59 w))$$

Siendo :  $J = 0.9; w = \frac{p}{f_e}$

Nota: El espesor  $e_{p1}$  se determinó en las tablas N° 3.2.14 y 3.2.15

**A.1.2.2.- Losa del Canal**

El momento en el punto B de la base del canal (Figura N° 3.2.20) tomando en cuenta la subpresión y el peso propio de la losa esta dado por la siguiente ecuación:

$$M_B = M_A - 1.3 ( (1.7q - 0.9 W_{pp})'b + 2e_{p2} / ) \dots\dots\dots (3.2.32)$$

Donde:

$q$ : Subpresión =  $Y_w Ch_i + etJ \dots\dots\dots (3.2.33)$

$W_{pp}$  : Peso propio de la losa =  $Ye eb$

Si el nivel Freático se encuentra por debajo de la cimentación de la estructura se considerara lo siguiente:

$$M_B = M_A$$

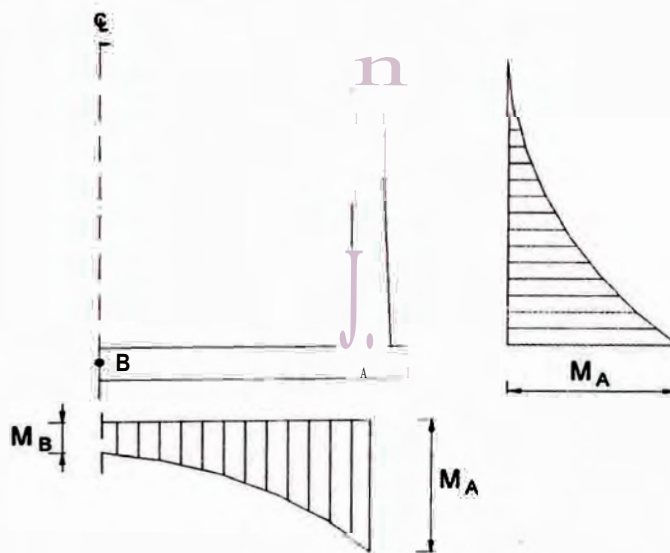


Figura N° 3.2.17. Diagrama de Momentos sobre el Canal Rectangular Canal Vacío



**A.1.3.- Verificación al Esfuerzo Cortante**

**A.1.3.1.- Paredes del Canal**

La ecuación que nos dá la Fuerza cortante en la base de la pared considerando la sobrecarga, el empuje lateral del terreno y el nivel freático es la siguiente:

$$V_u = f \cdot \left\{ k_a \gamma_c H_c + \frac{1}{2} \gamma (H_c - h_{nf})^2 + k_a \gamma_s h_i (H_c - h_i) + \frac{1}{2} k_a \gamma f^2 (y_s - y_r) + \frac{1}{2} \gamma J h_i + e_0^2 \right\} \dots \dots \dots (3.2.34)$$

Si el nivel Freático se encuentra por debajo de la cimentación de la estructura se considerara lo siguiente ecuación:

$$V_u = 1.7 \left( k_a \gamma_c H_c + \frac{1}{2} k_a \gamma (H_c - h_{nf})^2 \right) \dots \dots \dots (3.2.35)$$

La sección crítica para el corte en las paredes  $V_{ud}$  está ubicada a una distancia (peralte efectivo) de la cara superior de la losa del canal. Puede hallarse reemplazando 2 valores, la altura de la pantalla  $H_p$  por  $H_p - d$ , y la distancia entre la parte superior de la losa y el nivel freático  $h_{n1}$  por  $h_{n1} - d$  en la ecuaciones 3.2.34 ó 3.2.35 de acuerdo al caso en donde se encuentre. Por lo tanto el esfuerzo cortante (para 1.00 m. de ancho en la dirección longitudinal) a una distancia  $d$  de la cara de apoyo  $V_{ud}$  se halla mediante la siguiente expresión:

$$v_{ud} = \frac{V_{ud}}{d}$$

Debiendo cumplir lo siguiente:  $V_{ud} < \phi V_e$ ,  $V_e = 0.53 (f_c)^{1/2}$ ;  $\phi = 0.85$

**A.1.3.2.- Losa**

La Fuerza de Corte en la base del canal a una distancia  $d$  (peralte efectivo) de la cara de la pared tomando en cuenta la subpresión y el peso propio de la losa se determina mediante la siguiente expresión:

$$V_{ud} = (1.7 q - 0.9 W_{pp}) (d) \dots \dots \dots (3.2.36)$$

Por lo tanto el esfuerzo de corte por metro de ancho longitudinal es:  $v_{ud} = \frac{V_{ud}}{d}$

Debe cumplir lo siguiente:  $V_{ud} < \phi V_e$ ,  $V_e = 0.53 (f_c)^{1/2}$ ;  $\phi = 0.85$

Si el nivel Freático se encuentra por debajo de la cimentación de la estructura se considerará en este caso el esfuerzo de corte igual a cero.

TABLAN° 3.2.16 DETERMINACION DE MOMENTO ULTIMOS Y VERIFICACION DEBIDO AL ESFUERZO DE CORTE DEL CANAL PRINCIPAL RECTANGULAR

Sección	PAREDES DEL CANAL												LOSA DEL CANAL										
	He m	hnf m	y tn/m3	ysat tn/m3	sic tn/m2	epi m	Ø	Ka	Mu tn-m	ep2 m	d m	Vud ton	vud+vc	Obs	b luz m	eb m	d m	q	Wpp	Mu III-III	vud ton	vud+vc	Obs
3420 - 4020	2.20	2.20	2.07	2.15	1.50	0.25	28	0.36	8.45	0.30	0.24	8.84	0.56	OK	3.00	0.30	0.22	2.50	0.72	0.86	4.62	0.32	OK
4020 - 4340	1.90	0.10	2.07	2.15	1.50	0.15	27	0.38	4.21	0.20	0.14	3.72	0.40	OK	2.50	0.20	0.12	0.30	0.48	4.11	0.09	0.01	OK
4340 - 4580	1.40	0.00	1.64	1.72	1.50	0.15	31	0.32	1.57	0.20	0.14	1.73	0.18	OK	2.50	0.20	0.12	0.00	0.48	1.57	0.00	0.00	OK
4580 - 4800	2.20	0.00	1.64	1.72	1.50	0.15	31	0.32	4.63	0.25	0.19	3.43	0.27	OK	3.00	0.25	0.17	0.00	0.60	4.63	0.00	0.00	OK
4800 - 5180	1.40	0.00	1.75	1.87	1.50	0.15	31	0.32	1.61	0.20	0.14	1.78	0.19	OK	2.50	0.20	0.12	0.00	0.48	1.61	0.00	0.00	OK
5180 - 5260	2.00	0.00	1.70	1.82	1.50	0.15	29	0.35	4.04	0.20	0.14	3.37	0.36	OK	3.00	0.20	0.12	0.00	0.48	4.04	0.00	0.00	OK
5260 - 5480	1.40	0.00	1.70	1.82	1.50	0.15	29	0.35	1.72	0.20	0.14	1.90	0.20	OK	2.50	0.20	0.12	0.00	0.48	1.72	0.00	0.00	OK
5480 - 5660	2.20	0.00	1.64	1.75	1.50	0.15	30	0.33	4.82	0.25	0.19	3.58	0.28	OK	3.00	0.25	0.17	0.00	0.60	4.82	0.00	0.00	OK
15660 - 16380	1.00	1.00	1.70	1.79	1.50	0.15	30	0.33	1.02	0.15	0.09	2.05	0.34	OK	1.00	0.15	0.07	1.15	0.36	0.57	0.70	0.16	OK
16380 - 16500	0.80	0.25	1.70	1.79	1.50	0.15	30	0.33	0.47	0.15	0.09	0.95	0.16	OK	1.00	0.15	0.07	0.40	0.36	0.37	0.15	0.03	OK
16500 - 16600	0.80	0.20	1.70	1.79	1.50	0.15	30	0.33	0.46	0.15	0.09	0.91	0.15	OK	1.00	0.15	0.07	0.35	0.36	0.39	0.12	0.03	OK

TABLAN° 3.2.17 DETERMINACION DE MOMENTOS ULTIMOS Y VERIFICACION DEBIDO AL ESFUERZO DE CORTE DEL CANAL RECTANGULAR LATERAL N° 01

Sección	PAREDES DEL CANAL												LOSA DEL CANAL										
	He m	hnf m	y tn/m3	ysat tn/m3	sic tn/m2	epi m	Ø	Ka	Mu tn-m	ep2 m	d m	Vud ton	vud+vc	Obs	b luz m	eb m	d m	q ul/m2	Wpp tn/m2	Mu III-III	vud ton	vud+vc	Obs
0 - 200	1.20	0.00	1.82	1.89	1.50	0.15	30	0.33	1.18	0.15	0.09	1.57	0.26	OK	1.50	0.15	0.07	0.00	0.36	1.88	0.00	0.00	OK
200 - 660	1.40	0.25	1.82	1.89	1.50	0.15	30	0.33	1.70	0.15	0.09	2.20	0.36	OK	2.00	0.15	0.07	0.40	0.36	1.40	0.31	0.07	OK
660 - 1000	1.00	0.35	1.82	1.89	1.50	0.15	30	0.33	0.79	0.15	0.09	1.44	0.24	OK	1.50	0.15	0.07	0.50	0.36	0.51	0.16	0.08	OK
1000 - 1080	1.40	0.00	1.82	1.89	1.50	0.15	29	0.35	1.77	0.15	0.09	2.07	0.34	OK	2.00	0.15	0.07	0.00	0.36	1.77	0.00	0.00	OK
1080 - 1340	1.20	0.35	1.82	1.89	1.50	0.15	29	0.35	1.24	0.15	0.09	1.94	0.32	OK	1.50	0.15	0.07	0.50	0.36	0.97	0.16	0.08	OK
1340 - 3000	1.40	1.05	1.94	2.10	1.50	0.15	29	0.35	2.13	0.15	0.09	3.59	0.59	OK	2.00	0.15	0.07	1.20	0.36	0.66	1.60	0.36	OK
3000 - 3140	1.20	0.00	1.94	2.10	1.50	0.15	29	0.35	1.26	0.15	0.09	1.68	0.27	OK	1.80	0.15	0.07	0.00	0.36	1.26	0.00	0.00	OK
3140 - 3420	1.30	0.10	1.94	2.10	1.50	0.15	28	0.36	1.58	0.15	0.09	1.99	0.33	OK	2.00	0.15	0.07	0.25	0.36	1.49	0.09	0.02	OK
3420 - 3740	1.40	0.50	1.94	2.10	1.50	0.15	30	0.33	1.78	0.15	0.09	2.64	0.43	OK	2.00	0.15	0.07	0.65	0.36	1.11	0.73	0.16	OK
3740 - 4500	1.30	1.00	1.94	2.10	1.50	0.15	29	0.35	1.79	0.15	0.09	3.17	0.52	OK	2.00	0.15	0.07	1.15	0.36	0.39	1.52	0.34	OK
4500 - 4740	1.30	0.00	1.94	2.10	1.50	0.15	28	0.36	1.58	0.15	0.09	1.98	0.32	OK	1.50	0.15	0.07	0.00	0.36	1.58	0.00	0.00	OK
4740 - 4820	1.40	0.00	1.94	2.10	1.50	0.15	28	0.36	1.88	0.15	0.09	2.22	0.36	OK	2.00	0.15	0.07	0.00	0.36	1.88	0.00	0.00	OK
4820 - 5000	1.00	0.25	1.94	2.10	1.50	0.15	28	0.36	0.86	0.15	0.09	1.49	0.24	OK	1.50	0.15	0.07	0.40	0.36	0.68	0.24	0.05	OK
5000 - 5480	1.20	0.00	1.94	2.10	1.50	0.15	28	0.36	1.31	0.15	0.09	1.75	0.29	OK	2.00	0.15	0.07	0.00	0.36	1.31	0.00	0.00	OK
5480 - 5580	1.20	0.00	1.94	2.10	1.50	0.15	28	0.36	1.31	0.15	0.09	1.75	0.29	OK	2.00	0.15	0.07	0.00	0.36	1.31	0.00	0.00	OK
5580 - 5940	1.00	0.00	1.94	2.10	1.50	0.15	28	0.36	0.86	0.15	0.09	1.32	0.22	OK	1.80	0.15	0.07	0.00	0.36	0.86	0.00	0.00	OK
5940 - 6700	1.20	0.00	1.94	2.10	1.50	0.15	28	0.36	1.31	0.15	0.09	1.75	0.29	OK	2.00	0.15	0.07	0.00	0.36	1.31	0.00	0.00	OK
6700 - 7220	0.80	0.00	1.94	2.10	1.50	0.15	30	0.33	0.48	0.15	0.09	0.87	0.14	OK	1.20	0.15	0.07	0.00	0.36	0.48	0.00	0.00	OK
7220 - 7500	0.80	0.00	1.86	1.97	1.50	0.15	28	0.36	0.51	0.15	0.09	0.94	0.15	OK	1.00	0.15	0.07	0.00	0.36	0.51	0.00	0.00	OK
7500 - 7840	0.80	0.60	1.86	1.97	1.50	0.15	28	0.36	0.57	0.15	0.09	1.35	0.22	OK	1.20	0.15	0.07	0.75	0.36	0.22	0.51	0.11	OK
7840 - 8184	0.60	0.80	1.86	1.97	1.50	0.15	31	0.32	0.37	0.15	0.09	0.96	0.16	OK	0.80	0.15	0.07	0.95	0.36	0.11	0.43	0.10	OK

## A.2.- Segundo Caso: Canal Lleno

En este caso el canal se encuentra lleno con agua; con relleno ambos lados de las paredes laterales, pero con nivel freático por debajo de la cimentación de la estructura por lo que no se va a realizar la verificación de estabilidad del canal debido a la subpresión. Los cálculos a realizar son los siguientes:

- Determinación de Momentos Últimos en el Canal
- Verificación al Esfuerzo Cortante

### A.2.1.- Determinación de Momentos Ultimos

Se va realizar en las siguientes partes del canal:

- Paredes del Canal
- Losa del Canal

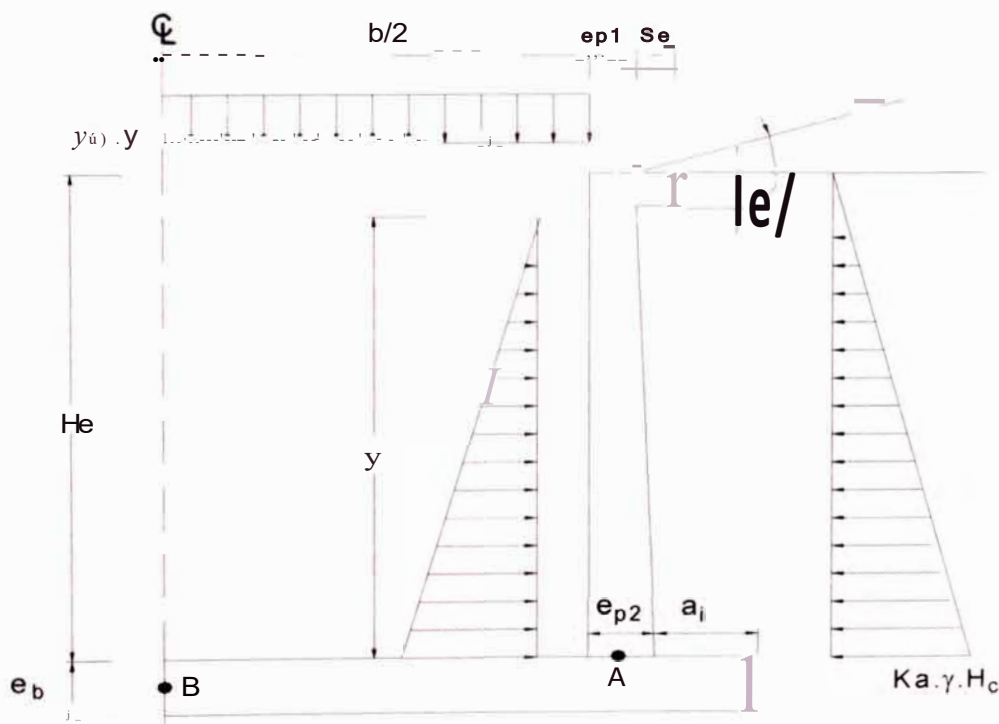


Figura Nº 3.2.18 Características Geométricas y Diagrama de Presiones sobre el Canal Rectangular: Canal Lleno

**A.2.1.1.- Pared**

Se sigue los siguientes pasos:

1.-El momento último en el punto A de la pared lateral producida por la sobrecarga, el empuje lateral del terreno y el tirante normal; usando las ecuaciones N° 3.2.16 y 3.2.17; y siendo afectado por el factor de durabilidad se obtiene mediante las siguiente ecuación:

$$M'_{m} = \frac{1}{6} \{ 1.7(Y_s - Y_m)^3 - \frac{k_a Y_s H_p^3}{6} \} \dots \dots \dots (3.2.37)$$

Donde:

- SE : Sobrecarga
- ka : Coeficiente activo de Rankine
- H<sub>p</sub> : Altura de la pantalla del canal
- γ<sub>1</sub> : Peso Esp. del terreno
- Y : Tirante
- γ<sub>m</sub> : Peso específico del agua

Debido a que θ = 0 (talud horizontal debido a la carretera); ka = tg<sup>2</sup> 45 - φ/2

2.- El espesor e<sub>p2</sub> de la pantalla se dimensiona considerando el momento en el punto A igual al momento resistente del concreto

$$M_s = r / J b c t f_c w (1 - 0.59 w)$$

$$Siendo : r = 0.9 y w = p * f_y / f'_c$$

**A.2.1.2.- Losa**

El momento máximo de la base del canal (punto B de la figura N° 3.2.19 y 3.2.20) viene dado por la siguiente ecuación:

$$M_{max} = M_{agua} + u(f) \{ 1.7 q b^2 + 1.4 W_{pp} (b + e_p) - 1.7 R (b + e_p) \} \dots \dots \dots (3.2.38)$$

$$q: \text{Presión del agua en la losa del canal} = \gamma_w \cdot Y \dots \dots \dots (3.2.39)$$

$$W_{PP}: \text{Peso propio de la losa} = \gamma_e \cdot e_b \dots \dots \dots (3.2.40)$$

$$r_s: \text{Reacción del terreno} = \frac{\text{Peso del canal} + \text{Peso del agua interior}}{\text{Ancho de losa del canal}} \dots \dots \dots (3.2.41)$$

$$\text{Peso del canal} = \gamma_e (e_b (b + 2e_{p2}) + H_e (e_{pi} + e_{p2})) \dots \dots \dots (3.2.42)$$

$$\text{Peso del agua Interior} = \gamma_w \cdot b \cdot Y \dots \dots \dots (3.2.43)$$

$$\text{Ancho de la losa del canal} = b + 2e_{p2} \dots \dots \dots (3.2.44)$$

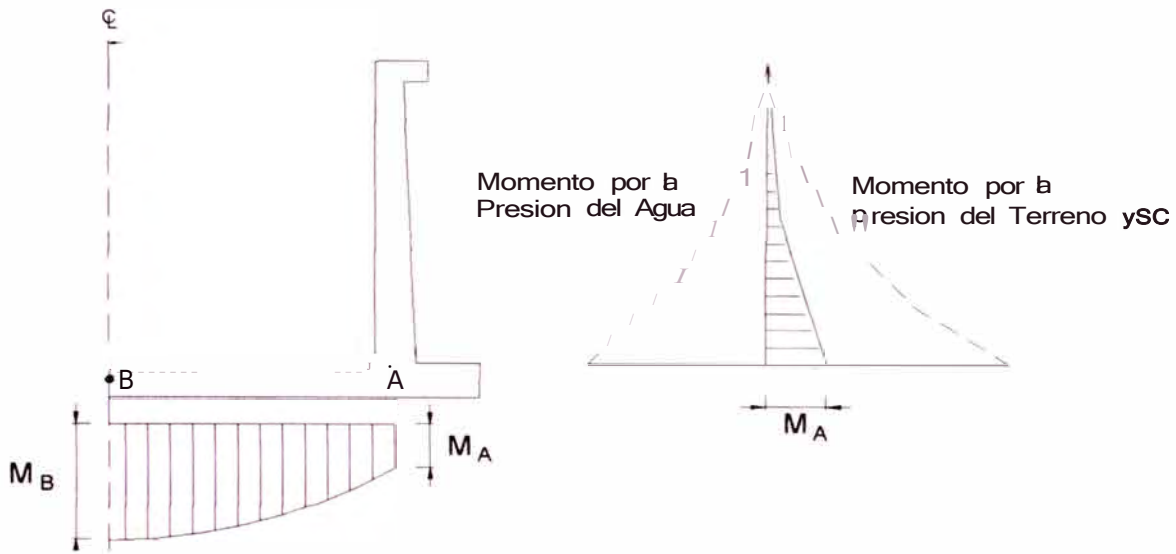


Figura 3.2.19. Diagrama de Momentos sobre el Canal Rectangular en donde la presión del terreno mayor que presión del agua

..

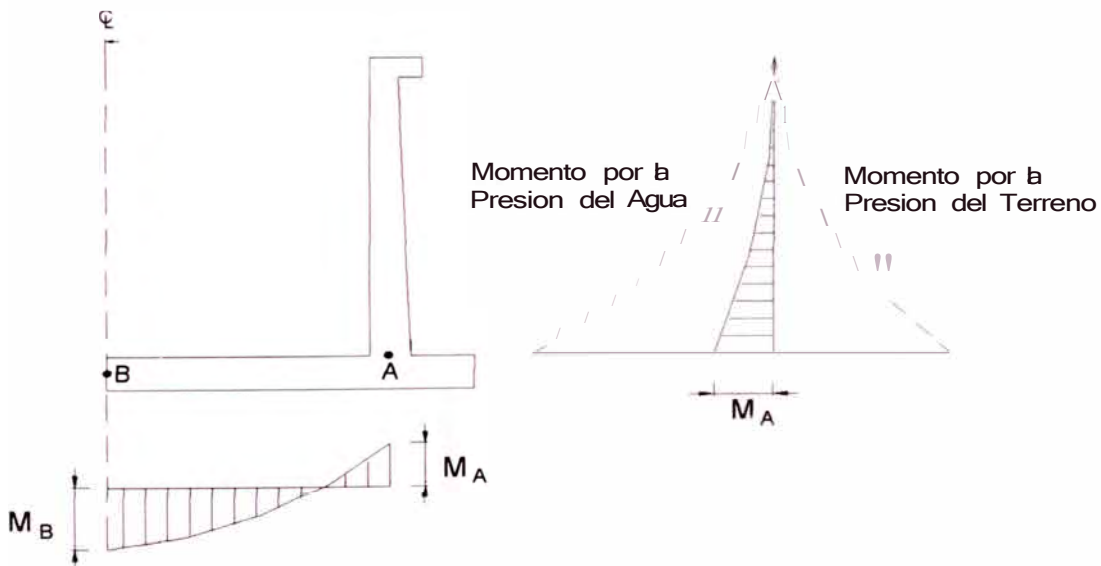


Figura 3.2.20 Diagrama de Momentos sobre el Canal Rectangular en donde la presión del agua es mayor que la presión del terreno

## A.2.2- Verificación al Esfuerzo Cortante

### A.2.2.1.- Paredes del Canal

La ecuación que nos dá la Fuerza cortante en la base de la pared es:

$$V_u = 1 \left\{ \dots - k d^y / \dots \right\} \dots \dots \dots (3.245)$$

La sección crítica para el corte está ubicada a una distancia (peralte) de la cara superior de la losa el cual puede hallarse reemplazando  $H_p$  por  $H_p - d$  en la ecuación 3.2.4.5. Por lo tanto el esfuerzo cortante por metro de ancho a una distancia de la cara de apoyo  $v_{ud}$  se halla mediante la siguiente expresión:

$$v_{ud} = \frac{V_{ud}}{d}$$

Debiendo cumplir lo siguiente:

$$V_{ud} < (J) V_e$$

$$\text{Donde: } V_e = 0.53 \sqrt{f_c}; \quad \phi = 0.85$$

### A.2.2.2.- Losa

El Fuerza de Corte en la base del canal a una distancia  $d$  de la cara de la pared tomando en cuenta la presión del agua, el peso propio de la losa y la Reacción del terreno se determina mediante la siguiente expresión:

$$V_u = (1.7q + 1.4W_{PP} - 1.7R_u) ( - d ) \dots \dots \dots (3.2.46) \dots \dots \dots$$

Por lo tanto el esfuerzo de corte por metro de ancho es:  $v_{ud} = \frac{V_{ud}}{d}$

Debiendo cumplir lo siguiente:

$$V_{ud} < \phi V_e$$

$$\text{Donde: } v_e = 0.53 \sqrt{f_c}; \quad \phi = 0.85$$

A continuación se muestra las tablas N° 3.2.18 y 3.2.19; en donde se determinan los Momentos últimos y se verifican el esfuerzo de corte en el Canal Rectangular Principal y el Canal Rectangular Lateral N° 1 para el caso del canal lleno con agua.



## **B.- Cálculo del refuerzo**

Con los resultados obtenidos en las tablas N° 3.2.16, 3.2.17, 3.2.18 y 3.2.19 se va proceder a realizar el cálculo del refuerzo en las siguientes partes del canal:

- Paredes del Canal
- Losa del Canal

En ambas partes se ha seguido el siguiente procedimiento:

1.- Considerando la mayor dimensión del peralte y el máximo momento obtenidos en los dos casos críticos (Canal Vacío y Canal Lleno con agua), se calcula el acero de refuerzo mediante las expresiones siguientes:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

Donde asumiendo inicialmente:  $a = d / 5$ ;

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y 0.9d}$$

Finalmente Iterando las expresiones anteriores se obtiene  $A_s$ .

2.- El acero de refuerzo obtenido deberá ser mayor al acero mínimo establecido en el ítem 3.1.2.5, en caso contrario se tomará el valor del acero mínimo.

A continuación se muestran las tablas N° 3.2.20, 3.2.21, 3.2.22 y 3.2.23; en donde se ha obtenido los resultados del cálculo del acero de refuerzo en todas las progresivas del canal Rectangular Principal y el Canal Rectangular Lateral N° 01



TABLAN° 3.2.20 ACERO REQUERIDO EN PAREDES DEL CANAL RECTANGULAR PRINCIPAL

Sección	CARA EXTERNA									CARA INTERNA						REF. HORIZ.			
	He m	epi m	ep2 m	d m	Mu tn-m	Acero cm <sup>2</sup>	As min cm <sup>2</sup>	s espaciamiento			Acero cm	s espaciamiento			Acero cm <sup>2</sup>	Cara Int <sub>1</sub> cm <sup>2</sup>	s 1/2 cm	Cara Int <sub>2</sub> cm <sup>2</sup>	s 1/2 cm
								3/8 cm	1/2 cm	5/8 cm		3/8 cm	1/2 cm	5/8 cm					
3420 - 4020	2.20	0.25	0.30	0.24	8.45	9.62	9.00	0.07	0.15	0.21	9.00	0.08	0.14	0.22	9.00	6.00	0.20	3.00	0.30
4020 - 4340	1.90	0.15	0.20	0.19	4.21	5.97	6.00	0.12	0.21	0.33	6.00	0.12	0.21	0.33	6.00	-1.00	0.30	2.00	0.30
4340 - 4580	1.40	0.15	0.20	0.14	1.57	2.97	6.00	0.12	0.21	0.33	6.00	0.12	0.21	0.33	6.00	-1.00	0.30	2.00	0.30
4580 - 4800	2.20	0.15	0.25	0.19	4.63	6.59	7.50	0.09	0.20	0.26	7.50	0.09	0.17	0.26	7.50	5.00	0.25	2.50	0.30
4800 - 5180	1.40	0.15	0.20	0.14	1.61	3.03	6.00	0.12	0.21	0.33	6.00	0.12	0.21	0.33	6.00	-1.00	0.30	2.00	0.30
5180 - 5260	2.00	0.15	0.20	0.19	4.04	5.72	6.00	0.12	0.21	0.33	6.00	0.12	0.21	0.33	6.00	-1.00	0.30	2.00	0.30
5260 - 5480	1.40	0.15	0.20	0.14	1.72	1.26	6.00	0.12	0.21	0.33	6.00	0.12	0.21	0.33	6.00	-1.00	0.30	2.00	0.30
5480 - 5660	2.20	0.15	0.25	0.19	4.82	6.87	7.50	0.09	0.20	0.26	7.50	0.09	0.20	0.26	7.50	5.00	0.25	2.50	0.30
15660 - 16380	1.00	0.15	0.15	0.09	1.02	2.99	-1.50	0.16	0.28	0.44	-	-	-	-	-1.50	3.00	0.30	1.50	0.30
16380 - 16500	0.80	0.15	0.15	0.09	0.46	1.31	-1.50	0.16	0.28	0.44	-	-	-	-	-1.50	3.00	0.30	1.50	0.30
16500 - 16600	0.80	0.15	0.15	0.09	0.46	1.11	-1.50	0.16	0.28	0.44	-	-	-	-	4.50	3.00	0.30	1.50	0.30

TABLAN° 3.2.21 ACERO REQUERIDO EN PAREDES DEL CANAL RECTANGULAR LATERAL N° 01

Sección	CARA EXTERNA									CARA INTERNA						REF. HORIZ.			
	He m	epi m	ep2 m	d m	Mu tn-m	Acero cm <sup>2</sup>	As min cm <sup>2</sup>	s espaciamiento			Acero cm	s espaciamiento			Acero cm <sup>2</sup>	Cara Int <sub>1</sub> cm <sup>2</sup>	s 1/2 cm	Cara Int <sub>2</sub> cm <sup>2</sup>	s 1/2 cm
								3/8 cm	1/2 cm	5/8 cm		3/8 cm	1/2 cm	5/8 cm					
0 - 200	1.20	0.15	0.30	0.24	1.18	1.29	9.00	0.08	0.14	0.22	9.00	0.08	0.14	0.22	9.00	6.00	0.21	-1.00	0.30
200 - 660	1.40	0.15	0.25	0.19	1.70	2.16	7.50	0.09	0.17	0.26	7.50	0.09	0.17	0.26	7.50	5.00	0.25	2.50	0.30
660 - 1000	1.00	0.15	0.20	0.14	0.79	1.17	6.00	0.12	0.21	0.33	6.00	0.12	0.21	0.33	6.00	4.00	0.30	2.00	0.30
1000 - 1080	1.40	0.15	0.25	0.19	1.77	2.15	7.50	0.09	0.17	0.26	7.50	0.09	0.17	0.26	7.50	5.00	0.25	2.50	0.30
1080 - 1340	1.20	0.15	0.20	0.14	1.24	2.33	6.00	0.12	0.21	0.33	6.00	0.12	0.21	0.33	6.00	-1.00	0.30	2.00	0.30
1340 - 3000	1.40	0.15	0.25	0.19	2.11	2.93	7.50	0.09	0.17	0.26	7.50	0.09	0.17	0.26	7.50	5.00	0.25	2.50	0.30
3000 - 3140	1.20	0.15	0.20	0.14	1.26	2.16	6.00	0.12	0.21	0.33	6.00	0.12	0.21	0.33	6.00	-1.00	0.30	2.00	0.30
3140 - 3420	1.30	0.15	0.25	0.19	1.58	2.19	7.50	0.09	0.17	0.26	7.50	0.09	0.17	0.26	7.50	5.00	0.25	2.50	0.30
3420 - 3740	1.40	0.15	0.20	0.14	1.77	1.15	6.00	0.12	0.21	0.33	6.00	0.12	0.21	0.33	6.00	-1.00	0.30	2.00	0.30
3740 - 4500	1.30	0.15	0.15	0.09	1.78	5.39	4.50	0.13	0.24	0.37	-1.50	0.16	0.28	0.44	-1.50	1.00	0.30	1.50	0.30
4500 - 4740	1.30	0.15	0.15	0.09	1.58	4.74	-1.50	0.15	0.27	0.42	-1.50	0.16	0.28	0.44	-1.50	1.00	0.30	1.50	0.30
4740 - 4820	1.40	0.15	0.15	0.09	1.88	5.73	4.50	0.12	0.22	0.35	-1.50	0.16	0.28	0.44	4.50	1.00	0.30	1.50	0.30
4820 - 5000	1.00	0.15	0.15	0.09	0.86	2.51	4.50	0.16	0.28	0.44	-1.50	0.16	0.28	0.44	-1.50	1.00	0.30	1.50	0.30
5000 - 5480	1.20	0.15	0.15	0.09	1.31	1.89	-1.50	0.16	0.28	0.44	-1.50	0.16	0.28	0.44	4.50	1.00	0.30	1.50	0.30
5480 - 5580	1.20	0.15	0.15	0.09	1.31	1.89	-1.50	0.16	0.28	0.44	-1.50	0.16	0.28	0.44	-1.50	1.00	0.30	1.50	0.30
5580 - 5940	1.00	0.15	0.15	0.09	0.86	2.50	4.50	0.16	0.28	0.44	-1.50	0.16	0.28	0.44	-1.50	1.00	0.30	1.50	0.30
5940 - 6700	1.20	0.15	0.15	0.09	1.31	1.89	-1.50	0.20	0.28	0.44	-1.50	0.16	0.28	0.44	-1.50	1.00	0.30	1.50	0.30
6700 - 7220	0.80	0.15	0.15	0.09	0.48	1.17	-1.50	0.16	0.28	0.44	-1.50	0.16	0.28	0.44	4.50	1.00	0.30	1.50	0.30
7220 - 7500	0.80	0.15	0.15	0.09	0.51	1.17	4.50	0.16	0.28	0.44	-1.50	0.16	0.28	0.44	-1.50	1.00	0.30	1.50	0.30
7500 - 7840	0.80	0.15	0.15	0.09	0.56	1.61	4.50	0.16	0.28	0.44	4.50	0.16	0.28	0.44	-1.50	1.00	0.30	1.50	0.30
7840 - 8184	0.60	0.15	0.15	0.09	0.37	1.07	4.50	0.16	0.28	0.44	-1.50	0.16	0.28	0.44	-1.50	1.00	0.30	1.50	0.30

TABLAN° 3.2.22 ACERO REQUERIDO EN LOSA DEL CANAL RECTANGULAR PRINCIPAL

Sección	CARA EXTERNA									CARA INTERNA					CONTRACCION Y TEMPERATURA		
	b luz m	eb m	d m	Mu tn-m	Acero cm <sup>2</sup>	AS min cm	s espaciamiento			Acero cm <sup>2</sup>	s espaciamiento			Acero cm <sup>2</sup>	s espaciamiento		
							3/8 cm	1/2 cm	5/8 cm		3/8 cm	1/2 cm	5/8 cm		3/8 cm	1/2 cm	5/8 cm
3420 - 4020	3.00	0.30	0.22	0.86	105	9.90	0.07	0.13	0.20	9.90	0.07	0.13	0.20	9.00	0.08	0.15	0.22
4020 - 4340	2.50	0.20	0.17	4.11	6.77	6.60	0.10	0.20	0.30	6.60	0.11	0.20	0.30	6.00	0.12	0.21	0.33
4340 - 4580	2.50	0.20	0.12	157	3.63	6.60	0.11	0.20	0.30	6.60	0.11	0.20	0.30	6.00	0.12	0.21	0.33
4580 - 4800	3.00	0.25	0.17	4.63	7.67	8.25	0.09	0.15	0.24	8.25	0.09	0.15	0.24	7.50	0.09	0.17	0.26
4800 - 5180	2.50	0.20	0.12	161	1.73	6.60	0.11	0.20	0.30	6.60	0.11	0.20	0.30	6.00	0.12	0.21	0.33
5180 - 5260	3.00	0.20	0.17	4.04	6.65	6.60	0.11	0.20	0.30	6.60	0.11	0.20	0.30	6.00	0.12	0.21	0.33
5260 - 5480	2.50	0.20	0.12	1.72	3.99	6.60	0.11	0.20	0.30	6.60	0.11	0.20	0.30	6.00	0.12	0.21	0.33
5480 - 5660	3.00	0.25	0.17	4.82	8.01	8.25	0.09	0.15	0.24	8.25	0.09	0.15	0.24	7.50	0.09	0.17	0.26
15660 - 16380	1.00	0.15	0.07	0.57	2.29	4.95	0.30	0.26	0.40	-	-	-	-	4.50	0.16	0.28	0.44
16380 - 16500	1.00	0.15	0.07	0.37	1.46	4.95	0.14	0.26	0.40	-	-	-	-	4.50	0.16	0.28	0.44
16500 - 16600	1.00	0.15	0.07	0.39	1.54	4.95	0.14	0.26	0.40	-	-	-	-	4.50	0.16	0.28	0.44

TABLAN° 3.2.23 ACERO REQUERIDO EN LOSA DEL CANAL RECTANGULAR LATERAL N° 01

Sección	CARA EXTERNA									CARA INTERNA					CONTRACCION Y TEMPERATURA		
	b luz m	eb m	d m	Mu tn-m	Acero cm <sup>2</sup>	AS min cm	s espaciamiento			Acero cm <sup>2</sup>	s espaciamiento			Acero cm <sup>2</sup>	s espaciamiento		
							3/8 cm	1/2 cm	5/8 cm		3/8 cm	1/2 cm	5/8 cm		3/8 cm	1/2 cm	5/8 cm
0 - 200	1.50	0.15	0.07	1.18	4.97	4.95	0.14	0.20	0.40	4.95	0.14	0.26	0.40	4.50	0.16	0.28	0.44
200 - 660	2.00	0.15	0.07	1.40	6.01	4.95	0.12	0.21	0.33	4.95	0.14	0.26	0.40	4.50	0.16	0.28	0.44
660 - 1000	1.50	0.15	0.07	0.51	2.04	4.95	0.14	0.26	0.40	4.95	0.14	0.26	0.40	4.50	0.16	0.28	0.44
1000 - 1080	2.00	0.15	0.07	1.77	7.88	4.95	0.09	0.16	0.25	4.95	0.14	0.26	0.40	4.50	0.16	0.28	0.44
1080 - 1340	1.50	0.15	0.07	0.97	4.01	4.95	0.14	0.20	0.40	4.95	0.14	0.26	0.40	4.50	0.16	0.28	0.44
1340 - 3000	2.00	0.15	0.07	0.66	2.67	4.95	0.14	0.26	0.40	4.95	0.14	0.26	0.40	4.50	0.16	0.28	0.44
3000 - 3140	1.80	0.15	0.07	1.26	5.35	4.95	0.13	0.24	0.37	4.95	0.14	0.26	0.40	4.50	0.16	0.28	0.44
3140 - 3420	2.00	0.15	0.07	1.49	6.46	4.95	0.11	0.20	0.31	4.95	0.14	0.26	0.40	4.50	0.16	0.28	0.44
3420 - 3740	2.00	0.15	0.07	1.11	4.65	4.95	0.14	0.26	0.40	4.95	0.14	0.26	0.40	4.50	0.16	0.28	0.44
3740 - 4500	2.00	0.15	0.07	0.39	1.54	4.95	0.14	0.26	0.40	4.95	0.14	0.26	0.40	4.50	0.16	0.28	0.44
4500 - 4740	1.50	0.15	0.07	1.58	6.90	4.95	0.10	0.18	0.29	4.95	0.14	0.26	0.40	4.50	0.16	0.28	0.44
4740 - 4820	2.00	0.15	0.07	1.88	8.46	4.95	0.08	0.15	0.15	4.95	0.14	0.26	0.40	4.50	0.16	0.28	0.44
4820 - 5000	1.50	0.15	0.07	0.68	2.75	4.95	0.14	0.26	0.40	4.95	0.14	0.26	0.40	4.50	0.16	0.28	0.44
5000 - 5480	2.00	0.15	0.07	1.31	5.58	4.95	0.13	0.23	0.35	4.95	0.14	0.26	0.40	4.50	0.16	0.28	0.44
5480 - 5580	2.00	0.15	0.07	1.31	5.58	4.95	0.13	0.23	0.35	4.95	0.14	0.26	0.40	4.50	0.16	0.28	0.44
5580 - 5940	1.80	0.15	0.07	0.86	3.53	4.95	0.14	0.26	0.40	4.95	0.14	0.26	0.40	4.50	0.16	0.28	0.44
5940 - 6700	2.00	0.15	0.07	1.31	5.58	4.95	0.13	0.23	0.35	4.95	0.14	0.26	0.40	4.50	0.16	0.28	0.44
6700 - 7220	1.20	0.15	0.07	0.48	1.91	4.95	0.14	0.26	0.40	4.95	0.14	0.26	0.40	4.50	0.16	0.28	0.44
7220 - 7500	1.00	0.15	0.07	0.51	2.04	4.95	0.14	0.26	0.40	4.95	0.14	0.26	0.40	4.50	0.16	0.28	0.44
7500 - 7840	1.20	0.15	0.07	0.22	0.86	4.95	0.14	0.26	0.40	4.95	0.14	0.26	0.40	4.50	0.16	0.28	0.44
7840 - 8184	0.80	0.15	0.07	0.11	0.43	4.95	0.14	0.26	0.40	4.95	0.14	0.26	0.40	4.50	0.16	0.28	0.44

### **C.- Control de Fisuración**

El Control de Fisuración se ha realizado en las siguientes partes del canal:

- Paredes del Canal
- Losa del Canal

En donde de acuerdo a lo especificado en el ítem 3.2.3.7 parte D, se debe cumplir lo siguiente:

$$s \leq \frac{(96636 - 2.5 c_e)}{f_s} \frac{1}{0041}$$

Donde:

s : espaciamiento máximo del acero de refuerzo

w : ancho permisible de fisura

C<sub>e</sub> : recubrimiento del acero de refuerzo

f<sub>s</sub> : Esfuerzo en el acero en condiciones de servicio

..

- **Esfuerzo en el acero en condiciones de servicio (f<sub>s</sub>)**

$$f_s = \frac{M}{A_s(d-c/3)}$$

Donde:

M: Momento Máximo en Condiciones de servicio

A<sub>s</sub> : Area de acero en tracción

d : Peralte efectivo

c : Distancia del eje neutro a la fibra extrema en compresión

- **Distancia del eje neutro a la fibra extrema en compresión (e)**

$$e = \left( \sqrt{2np + (np)^2} - np \right) d$$

Donde:

n : Relación modular

p : Cuantía o Porcentaje del refuerzo en tracción

- **Relación modular (n)**

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

Donde:

$E_s$  : Módulo de Elasticidad del acero

$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$

$E_c$  : Módulo de Elasticidad del concreto

$E_c = 15000, Jfc$

$f_c$  : Resistencia a la compresión del concreto

- **Cuantía del Refuerzo en Tracción (p)**

$$p = \frac{A_s}{bd}$$

Donde:

$b$  : Ancho del bloque comprimido

$d$  : Peralte efectivo

A continuación se muestran las tablas N° 3.2.24, 3.2.25, 3.2.26 y 3.2.27; en donde se obtienen finalmente el diámetro de acero y el espaciamiento entre varillas en las paredes y losa del canal.

TABLAN° 3.2.24 CONTROL DE FISURACION EN PAREDES DEL CANAL RECTANGULAR PRINCIPAL

Sección	CONDICIONES MAXIMAS EN PAREDES											CONTROL DE FISURACION						
	He m	epi m	ep2 m	d m	Mu Cond. servicio tn-m	Acero cm <sup>2</sup>	As mm <sup>2</sup>	s espaciamento			n	p	e	fs kg/cm <sup>2</sup>	s Max m	Acero Rcquendo y cspacamenlo Fina		
								3/8 m	1/2 m	5/8 m						o	s final m	
3420 - 4020	2.20	0.25	0.30	0.24	3.82	9.62	9.00	0.07	0.15	0.21	9.20	0.0039	5.74	1770	0.21	5/8"	0.20	
4020 - 4340	1.90	0.15	0.20	0.19	1.91	5.97	6.00	0.12	0.21	0.33	9.20	0.0031	4.10	1765	0.21	1/2"	0.20	
4340 - 4580	1.40	0.15	0.20	0.14	0.71	2.97	6.00	0.12	0.21	0.33	9.20	0.0042	3.47	897	0.41	1/2"	0.20	
4580 - 4800	2.20	0.15	0.25	0.19	2.09	6.59	7.50	0.09	0.20	0.26	9.20	0.0039	4.52	1564	0.25	1/2"	0.20	
4800 - 5180	1.40	0.15	0.20	0.14	0.73	3.03	6.00	0.12	0.21	0.33	9.20	0.0042	3.47	917	0.40	1/2"	0.20	
5180 - 5260	2.00	0.15	0.20	0.19	1.83	5.72	6.00	0.12	0.21	0.33	9.20	0.0031	4.10	1693	0.22	1/2"	0.20	
5260 - 5480	1.40	0.15	0.20	0.14	0.78	3.26	6.00	0.12	0.21	0.33	9.20	0.0042	3.47	984	0.37	1/2"	0.20	
5480 - 5660	2.20	0.15	0.25	0.19	2.18	6.87	7.50	0.09	0.20	0.26	9.20	0.0039	4.52	1628	0.23	1/2"	0.20	
15660 - 16380	1.00	0.15	0.15	0.09	0.46	1.90	4.50	0.16	0.28	0.44	9.20	0.0048	2.40	1195	0.31	1/2"	0.25	
16380 - 16500	0.80	0.15	0.15	0.09	0.21	1.34	4.50	0.16	0.28	0.44	9.20	0.0048	2.40	546	0.68	1/2"	0.25	
16500 - 16600	0.80	0.15	0.15	0.09	0.21	1.33	4.50	0.16	0.28	0.44	9.00	0.0048	2.38	543	0.68	1/2"	0.25	

TABLAN° 3.2.25 CONTROL DE FISURACION EN PAREDE DEL CANAL RECTANG. LATERAL N° 01

Sección	CONDICIONES MAXIMAS EN PAREDES											CONTROL DE FISURACION						
	He m	epi m	ep2 m	d m	Mu Cond. servicio m-m	Acero cm <sup>2</sup>	As mm <sup>2</sup>	s espaciamento			n	p	e	fs kg/cm <sup>2</sup>	s Max m	Acero Requerido y espaciamento Fina		
								3/8 m	1/2 m	5/8 m						o	s final m	
0 - 200	1.20	0.15	0.30	0.24	0.53	1.29	9.00	0.08	0.14	0.22	9.20	0.0037	5.58	264	1.40	5/8"	0.20	
200 - 660	1.40	0.15	0.25	0.19	0.77	2.36	7.50	0.09	0.17	0.26	9.20	0.0039	4.52	575	0.64	5/8"	0.25	
660 - 1000	1.00	0.15	0.20	0.14	0.36	1.47	6.00	0.12	0.21	0.33	9.20	0.0042	3.47	449	0.82	5/8"	0.30	
1000 - 1080	1.40	0.15	0.25	0.19	0.80	2.45	7.50	0.09	0.17	0.26	9.20	0.0039	4.52	597	0.62	5/8"	0.25	
1080 - 1340	1.20	0.15	0.20	0.14	0.56	2.33	6.00	0.12	0.21	0.33	9.20	0.0042	3.47	709	0.52	5/8"	0.30	
1340 - 3000	1.40	0.15	0.25	0.19	0.95	2.93	7.50	0.09	0.17	0.26	9.20	0.0039	4.52	713	0.52	5/8"	0.25	
3000 - 3140	1.20	0.15	0.20	0.14	0.57	2.36	6.00	0.12	0.21	0.33	9.20	0.0042	3.47	718	0.51	5/8"	0.30	
3140 - 3420	1.30	0.15	0.25	0.19	0.71	2.19	7.50	0.09	0.17	0.26	9.20	0.0039	4.52	533	0.69	5/8"	0.25	
3420 - 3740	1.40	0.15	0.20	0.14	0.80	3.35	6.00	0.12	0.21	0.33	9.20	0.0042	3.47	1011	0.36	5/8"	0.10	
3740 - 4500	1.30	0.15	0.15	0.09	0.80	5.39	4.50	0.16	0.28	0.44	9.20	0.0058	2.59	1756	0.21	1/2"	0.20	
4500 - 4740	1.30	0.15	0.15	0.09	0.71	4.74	4.50	0.16	0.28	0.44	9.20	0.0051	2.46	1762	0.21	1/2"	0.20	
4740 - 4820	1.40	0.15	0.15	0.09	0.85	5.73	4.50	0.16	0.28	0.44	9.20	0.0061	2.66	1753	0.21	1/2"	0.20	
4820 - 5000	1.00	0.15	0.15	0.09	0.39	2.51	4.50	0.16	0.28	0.44	9.20	0.0048	2.40	1011	0.36	5/8"	0.30	
5000 - 5480	1.20	0.15	0.15	0.09	0.59	3.89	4.50	0.16	0.28	0.44	9.20	0.0048	2.40	1536	0.25	1/2"	0.25	
5480 - 5580	1.20	0.15	0.15	0.09	0.59	3.89	4.50	0.16	0.28	0.44	9.20	0.0048	2.40	1536	0.25	1/2"	0.25	
5580 - 5940	1.00	0.15	0.15	0.09	0.39	2.50	4.50	0.16	0.28	0.44	9.20	0.0048	2.40	1006	0.37	5/8"	0.30	
5940 - 6700	1.20	0.15	0.15	0.09	0.59	3.89	4.50	0.16	0.28	0.44	9.20	0.0048	2.40	1536	0.25	1/2"	0.25	
6700 - 7220	0.80	0.15	0.15	0.09	0.22	1.37	4.50	0.16	0.28	0.44	9.20	0.0048	2.40	559	0.66	5/8"	0.30	
7220 - 7500	0.80	0.15	0.15	0.09	0.23	1.47	4.50	0.16	0.28	0.44	9.20	0.0048	2.40	599	0.62	5/8"	0.30	
7500 - 7840	0.80	0.15	0.15	0.09	0.26	1.63	2.70	0.26	0.47	0.73	9.20	0.0029	1.92	1083	0.34	1/2"	0.10	
7840 - 8184	0.60	0.15	0.15	0.09	0.17	1.07	2.70	0.26	0.47	0.73	9.20	0.0029	1.92	718	0.51	1/2"	0.30	

TABLAN° 3.2.26 CONTROL DE FISURACION EN LOSA DEL CANAL RECTANGULAR PRINCIPAL

Sección	CONDICIONES MAXIMAS EN LOSA									CONTROL DE FISURACION							
	b luz m	eb m	d m	Mu Cond. servicio tn-m	Acero cm <sup>2</sup>	As Inlll cm <sup>2</sup>	s espaciamiento			ll	r	e	fs kg/cm <sup>2</sup>	s Max m	Acero Requerido y espaciamiento Final		
							3/8 m	1/2 m	5/8 m						0	s final m	
3420 - 4020	3.00	0.30	0.22	0.94	1.05	9.90	0.07	0.13	0.20	9.20	0.0045	5.47	474	0.78	5/8"	0.20	
4020 - 4340	2.50	0.20	0.17	2.09	6.77	6.60	0.10	0.15	0.29	9.20	0.0040	4.00	1988	0.15	1/2"	0.15	
4340 - 4580	2.50	0.20	0.12	0.71	3.63	6.60	0.11	0.20	0.30	9.20	0.0056	3.24	997	0.37	1/2"	0.20	
4580 - 4800	3.00	0.25	0.17	2.09	7.67	8.25	0.09	0.15	0.24	9.20	0.0049	4.36	1644	0.20	1/2"	0.15	
4800 - 5180	2.50	0.20	0.12	0.73	3.73	6.60	0.11	0.20	0.30	9.20	0.0056	3.24	1025	0.36	1/2"	0.20	
5180 - 5260	3.00	0.20	0.17	1.83	6.65	6.60	0.11	0.20	0.30	9.20	0.0039	3.97	1771	0.17	1/2"	0.15	
5260 - 5480	2.50	0.20	0.12	0.78	3.99	6.60	0.11	0.20	0.30	9.20	0.0056	3.24	1096	0.34	1/2"	0.20	
5480 - 5660	3.00	0.25	0.17	2.18	8.01	8.25	0.09	0.15	0.24	9.20	0.0049	4.36	1714	0.18	1/2"	0.15	
15660 - 16380	1.00	0.15	0.07	0.29	2.29	4.95	0.14	0.26	0.40	9.20	0.0072	2.09	950	0.39	1/2"	0.25	
16380 - 16500	1.00	0.15	0.07	0.20	1.46	4.95	0.14	0.26	0.40	9.20	0.0072	2.09	655	0.56	1/2"	0.25	
16500 - 16600	1.00	0.15	0.07	0.21	1.54	4.95	0.14	0.26	0.40	9.20	0.0072	2.09	688	0.54	1/2"	0.25	

TABLAN° 3.2.27 CONTROL DE FISURACION EN LOSA DEL CANAL RECTANGULAR LATERAL N° 01

Sección	CONDICIONES MAXIMAS EN LOSA									CONTROL DE FISURACION							
	b luz m	eb m	d m	Mu Cond. servicio tn-m	Acero cm <sup>2</sup>	As Inlll cm <sup>2</sup>	s espaciamiento			n	r	e	fs kg/cm <sup>2</sup>	s Max m	Acero Requerido y espaciamiento Final		
							3/8 m	1/2 m	5/8 m						0	s final m	
0 - 200	1.50	0.15	0.07	0.53	4.97	4.95	0.14	0.26	0.40	9.20	0.0072	2.09	1729	0.18	1/2"	0.15	
200 - 660	2.00	0.15	0.07	0.74	6.01	4.95	0.12	0.21	0.33	9.20	0.0088	2.26	2014	0.15	1/2"	0.15	
660 - 1000	1.50	0.15	0.07	0.30	2.04	4.95	0.14	0.26	0.40	9.20	0.0072	2.09	982	0.38	5/8"	0.30	
1000 - 1080	2.00	0.15	0.07	0.80	7.88	4.95	0.09	0.16	0.25	9.20	0.0115	2.51	1684	0.20	5/8"	0.20	
1080 - 1340	1.50	0.15	0.07	0.51	4.01	4.95	0.14	0.26	0.30	9.20	0.0072	2.09	1670	0.30	5/8"	0.30	
1340 - 3000	2.00	0.15	0.07	0.41	2.67	4.95	0.14	0.26	0.40	9.20	0.0072	2.09	1343	0.26	1/2"	0.25	
3000 - 3140	1.80	0.15	0.07	0.57	5.35	4.95	0.13	0.24	0.37	9.20	0.0078	2.15	1733	0.18	1/2"	0.15	
3140 - 3420	2.00	0.15	0.07	0.79	6.46	4.95	0.11	0.20	0.31	9.20	0.0094	2.32	2008	0.15	1/2"	0.15	
3420 - 3740	2.00	0.15	0.07	0.61	4.65	4.95	0.14	0.26	0.40	9.20	0.0072	2.09	1997	0.15	1/2"	2.15	
3740 - 4500	2.00	0.15	0.07	0.29	1.54	4.95	0.14	0.26	0.40	9.20	0.0072	2.09	950	0.39	5/8"	0.20	
4500 - 4740	1.50	0.15	0.07	0.71	6.90	4.95	0.10	0.18	0.29	9.20	0.0101	2.38	1695	0.19	1/2"	0.15	
4740 - 4820	2.00	0.15	0.07	0.85	8.46	4.95	0.08	0.15	0.23	9.20	0.0123	2.58	1673	0.19	1/2"	0.15	
4820 - 5000	1.50	0.15	0.07	0.37	2.75	4.95	0.14	0.26	0.40	9.20	0.0072	2.09	1212	0.30	5/8"	0.30	
5000 - 5480	2.00	0.15	0.07	0.59	5.58	4.95	0.13	0.23	0.35	9.20	0.0081	2.19	1724	0.18	1/2"	0.15	
5480 - 5580	2.00	0.15	0.07	0.59	5.58	4.95	0.13	0.23	0.35	9.20	0.0081	2.19	1724	0.18	1/2"	1.15	
5580 - 5940	1.80	0.15	0.07	0.39	3.53	4.95	0.14	0.26	0.40	9.20	0.0072	2.09	1277	0.28	1/2"	0.25	
5940 - 6700	2.00	0.15	0.07	0.59	5.58	4.95	0.13	0.23	0.35	9.20	0.0081	2.19	1724	0.18	1/2"	0.15	
6700 - 7220	1.20	0.15	0.07	0.22	1.91	4.95	0.14	0.26	0.40	9.20	0.0072	2.09	720	0.51	5/8"	0.30	
7220 - 7500	1.00	0.15	0.07	0.23	2.04	4.95	0.14	0.26	0.40	9.20	0.0072	2.09	753	0.49	5/8"	0.30	
7500 - 7840	1.20	0.15	0.07	0.15	0.86	4.95	0.14	0.26	0.40	9.20	0.0072	2.09	491	0.75	5/8"	0.30	
7840 - 8184	0.80	0.15	0.07	0.08	0.43	2.70	0.26	0.47	0.73	9.20	0.0039	1.61	468	0.79	5/8"	0.30	

### **D.- Presión de la Estructura sobre el Terreno**

De acuerdo a lo especificado en el Item 3.2.3.7 parte D. se debe cumplir lo siguiente

$O < G^{adm}$  ; Donde:

Q = Esfuerzo en el terreno debido a la estructura del canal.

$$Q = \frac{P_c + P_t + P_w}{L} \dots\dots\dots (3.2.47)$$

Pe Peso del Canal

Pt : Peso del terreno sobre aletas inferiores del canal

Pw Peso del agua del canal sobre la base

L Longitud de base del Canal

- **Peso del canal (Pe)**

$$Pe = Pb + 2Pp \dots\dots\dots (3.2.48)$$

$$Pb = \text{Peso de la losa} = \gamma_{cs} e b (b + 2e_p + 2e_a) J \dots\dots\dots (3.2.49)$$

$$Pp = \text{Peso de la pared lateral} = \gamma_{cs} (H_e (e_p + 1 + e_p z) + 2 e_a) a J \dots\dots\dots (3.2.50)$$

Reemplazando se obtiene:

$$Pe = \gamma_{cs} (e b (b + 2e_p + 2e_a) J + H_p (e_p + 1 + e_p z) + 2 e_a) a J \dots\dots\dots (3.2.51)$$

- **Peso del terreno sobre aletas inferiores del canal (Pt)**

$$Pt = 2 \gamma H_e a_i \dots\dots\dots (3.2.52)$$

- **Peso del agua sobre la base (Pro )**

$$Pw = \gamma_r J b Y \dots\dots\dots (3.2.53)$$

- **Longitud de base del Canal (L)**

$$L = b + 2e_p + 2a_i \dots\dots\dots (3.2.54)$$

A continuación se muestran las tablas N° 3.2.28 y 3.2.29; en donde se ha verificado que la presión de la estructura sea menor al esfuerzo admisible del terreno en todas las progresivas del canal Rectangular Principal y Canal Rectangular Lateral N° 01

TABLAN° 3.2.28 VERIFICACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO  
CANAL PRINCIPAL - RECTANGULAR

Kilometraje km	b m	z	y m	He m	Nivel frecat. hnf m	Peso Esp. del sucio (ys) kl/mj	Esp pared (epi) m	Esp pared (ep2) m	Esp base (eb) m	Ancho corona (ac) m	Esp Ancho corona (cae) m	Aleta Inf (ao) m	Peso Canal (W) k2	Peso terreno (w) k2	Peso Agua k2	q Kj/cm2	Oadm Kg/cm2	Obscr Esfadm
3+420 - 4+020	3.00	0.00	1.73	2.20	2.20	2070.00	0.25	0.30	0.30	0.25	0.25	0.70	6804.00	6375.60	5190.00	0.37	0.40	OK
4+020 - 4+340	2.50	0.00	1.48	1.90	0.10	2070.00	0.15	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15	2964.00	1179.90	3700.00	0.25	0.30	OK
4+340 - 4+580	2.50	0.00	1.14	1.40	0.00	1640.00	0.15	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15	2604.00	688.80	2850.00	0.20	0.30	OK
4+580 - 4+800	3.00	0.00	1.73	2.20	0.00	1640.00	0.15	0.25	0.25	0.15	0.15	0.15	3852.00	1082.40	5190.00	0.28	0.30	OK
4+800 - 5+180	2.50	0.00	1.14	1.40	0.00	1750.00	0.15	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15	2604.00	735.00	2850.00	0.20	0.30	OK
5+180 - 5+260	3.00	0.00	1.59	2.00	0.00	1700.00	0.15	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15	3276.00	1020.00	4770.00	0.25	0.30	OK
5+260 - 5+480	2.50	0.00	1.14	1.40	0.00	1700.00	0.15	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15	2604.00	714.00	2850.00	0.20	0.30	OK
5+480 - 5+660	3.00	0.00	1.73	2.20	0.00	1640.00	0.15	0.25	0.25	0.15	0.15	0.15	3852.00	1082.40	5190.00	0.28	0.30	OK
15+460 - 16+380	1.00	0.00	0.81	1.00	1.00	1700.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	1404.00	510.00	810.00	0.17	0.30	OK
16+380 - 16+500	1.00	0.00	0.49	0.80	0.25	1700.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	1260.00	408.00	490.00	0.13	0.18	OK
16+500 - 16+600	1.00	0.00	0.57	0.80	0.20	1700.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	1260.00	408.00	570.00	0.14	0.20	OK

TABLAN° 3.2.29 VERIFICACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE  
CANAL LATERAL N° 1 - RECTANGULAR

Kilometraje km	b m	z	y m	He m	Nivel frecat. hnf m	Peso Esp. del sucio (ys) kl/m3	Esp. Pared (epi) m	Esp pared (ep2) m	Esp Base (eb) m	Ancho corona (ae) m	Esp. Ancho corona (cae) m	Aleta Inf (ao) m	Peso Canal (W) k2	Peso terreno (w) k2	Peso Agua kl	q Kj/cm2	Oadm Kj/cm2	Obscr Esfadm
0+000 - 0+200	1.50	0.00	0.89	1.20	0.00	1820.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	1728.00	655.20	1335.00	0.18	0.28	OK
0+200 - 0+660	2.00	0.00	1.13	1.40	0.25	1820.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	2052.00	764.40	2260.00	0.20	0.22	OK
0+660 - 1+000	1.50	0.00	0.77	1.00	0.35	1820.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	1584.00	546.00	1155.00	0.16	0.30	OK
1+000 - 1+080	2.00	0.00	1.13	1.40	0.00	1820.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	2052.00	764.40	2260.00	0.20	0.30	OK
1+080 - 1+340	1.50	0.00	0.89	1.20	0.35	1820.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	1728.00	655.20	1335.00	0.18	0.30	OK
1+340 - 3+000	2.00	0.00	1.13	1.40	1.05	1940.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	2124.00	1358.00	2260.00	0.21	0.30	OK
3+000 - 3+140	1.80	0.00	0.97	1.20	0.00	1940.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	1836.00	698.40	1746.00	0.18	0.30	OK
3+140 - 3+420	2.00	0.00	1.05	1.30	0.10	1940.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	1980.00	756.60	2100.00	0.19	0.30	OK
3+420 - 3+740	2.00	0.00	1.13	1.40	0.50	1940.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	2052.00	814.80	2260.00	0.20	0.30	OK
3+740 - 4+500	2.00	0.00	1.05	1.30	1.00	1940.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	1980.00	756.60	2100.00	0.19	0.30	OK
4+500 - 4+740	1.50	0.00	1.00	1.30	0.00	1940.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	1800.00	756.60	1500.00	0.19	0.30	OK
4+740 - 4+820	2.00	0.00	1.13	1.40	0.00	1940.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	2052.00	814.80	2260.00	0.20	0.38	OK
4+820 - 5+000	1.50	0.00	0.77	1.00	0.25	1940.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	1584.00	582.00	1155.00	0.16	0.38	OK
5+000 - 5+480	2.00	0.00	0.90	1.20	0.00	1940.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	1908.00	698.40	1800.00	0.17	0.38	OK
5+480 - 5+580	2.00	0.00	0.94	1.20	0.00	1940.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	1908.00	698.40	1880.00	0.17	0.38	OK
5+580 - 5+940	1.80	0.00	0.97	1.00	0.00	1940.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	1692.00	582.00	1746.00	0.17	0.36	OK
5+940 - 6+700	2.00	0.00	0.90	1.20	0.00	1940.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	1908.00	698.40	1800.00	0.17	0.20	OK
6+700 - 7+220	1.20	0.00	0.62	0.80	2.00	1940.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	1332.00	465.60	744.00	0.14	0.40	OK
7+220 - 7+500	1.00	0.00	0.57	0.80	0.00	1860.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	1260.00	446.40	570.00	0.14	0.30	OK
7+500 - 7+840	1.20	0.00	0.50	0.80	0.60	1860.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	1332.00	446.40	600.00	0.13	0.30	OK
7+840 - 8+184	0.80	0.00	0.43	0.60	0.80	1860.00	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	1044.00	334.80	344.00	0.12	0.30	OK



## Diseño del Canal Principal Rectangular en las Progresivas 3+420-4+020

Para realizar el diseño se sigue los siguientes pasos:

- A.- Análisis de Casos Críticos
- B.- Cálculo del refuerzo
- C.- Control de Fisuración
- D.- Presión de la Estructura sobre el Terreno

### A.- Casos Críticos

Se tiene los siguientes casos críticos:

- Primer Caso : Canal Vacío
- Segundo Caso : Canal Lleno

#### **A.1.- Primer Caso: Canal Vacío**

Se va a realizar los siguientes cálculos:

- Verificación de Estabilidad debido a la Subpresión
- Determinación de Momentos Ultimos y Verificación al Esfuerzo Cortante

##### **A.1.1.- Verificación de Estabilidad debido a la Subpresión**

Se sigue el siguiente Procedimiento:

1.- De los estudios Básicos se obtuvo las siguientes datos:

$H_e = 2.20$  m. (Altura del canal)

$b = 3.00$  m. (Ancho de solera)

$h_{nr} = 2.20$  m. (Distancia entre la parte superior de de la losa y el nivel freático)

$\gamma_s = 2150$  kg/m<sup>3</sup> (Peso específico del terreno saturado)

$\gamma_m = 1000$  kg/m<sup>3</sup> (Peso unitario del agua)

2.- Se determina el peso del canal y el Empuje del agua considerando los siguientes valores:

$e_b = e_{p1} = e_{p2} = 0.25$  m.

$a_c = 0.15$  m.

$a_j = 0.15$  m.

$a_i = 0.70$  m.

$$P_e = 2400 * (0.25 * (3.00 + 2 * 0.25 + 2 * 0.70) + 2 * (0.25 * 2.20 + 0.15 * 0.15)) + 2 * 2150 * 0.70 * 2.20 = 12300.00 \text{ kg}$$

$$E = 1000 * (2.20 + 0.25)(3.00 + 2 * (0.25 + 0.70)) = 12005.00 \text{ Kg}$$

$P_e > E$  ∴ Cumple

### A.1.2.- Determinación de Momentos Ultimos y Verificación al Esf. de Corte

Se va realizar en las siguientes partes del canal:

- Paredes del Canal
- Losa del Canal.

#### a).- Paredes del Canal

1.- Se determina el coeficiente de empuje activo  $k_a$

Debido a que  $\theta = 0^\circ$  (talud horizontal debido a la carretera):  $k_a = \tan^2\{45^\circ - \frac{\phi}{2}\}$

$\phi = 28^\circ$  (Tabla N° 2.9)

$$k_a = 0.361$$

2.- Se determina el momento último de la pared lateral producida por la sobrecarga, el empuje lateral del terreno y el nivel freático. De acuerdo a los estudios básicos se tiene los siguientes datos:

$h_{nr} = 2.20$  m (Distancia entre la parte superior de la losa y el nivel freático)

$H_e = 2.20$  m (Altura de la pantalla del canal)

$s_c = 1.50$  ton/m<sup>2</sup>

$\gamma = 2.07$  ton/m<sup>3</sup> (Peso específico del terreno)

$\gamma_s = 2.15$  ton/m<sup>3</sup> (Peso específico del terreno saturado)

$\gamma_{ro} = 1.00$  ton/m<sup>3</sup> (Peso unitario del agua)

Reemplazando en la ec. 3.2.31 se determina el Momento último:  $M_A = 8.45$  ton-m

3.- se dimensiona el espesor de la pantalla considerando el momento resistente del concreto

$$M_u = \phi b c t_j' c w (1 - 0.59 w)$$

Donde:

$$\phi = 0.9$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$w = \rho * f_y / f'c = 0.004 * 4200 / 210 = 0.08$$

Remplazando:

$$M_u = 0.9 \cdot 1 \cdot d^2 \cdot 210 \cdot 0.08 \cdot (1 - 0.59 \cdot 0.08) \cdot 10 = 144.06 \cdot d^2 \text{ ton-m}$$

$$144.06 \cdot d^2 \text{ ton-m} = 8.45 \text{ ton-m} \Rightarrow d = 0.24 \text{ m}$$

Considerando: r (recubrimiento) = 5.00 cm y  $\phi_{\text{acero}}(1/2") = 1.27 \text{ cm}$ .

$$e_p = d + r + \frac{\phi_{\text{acero}}}{2} = 24.00 + 5.00 + \frac{1.27}{2} = 29.64 \text{ cm}$$

Finalmente se tomará:  $e_p \approx 0.30 \text{ m}$  ;  $d = 24.36 \text{ cm}$ .

4.- Se procede a verificar el esfuerzo de corte en las paredes del canal ubicando la sección crítica a una distancia (peralte) de la cara superior de la losa.

$$h_p \text{ por } h_p - d = 2.20 - 0.24 = 1.96 \text{ m}$$

$$h_{nr} \text{ por } h_{nr} - d = 2.20 - 0.24 = 1.96 \text{ m}$$

Reemplazando los valores en la ecuación N° 3.2.34 que considera el nivel freático se obtiene:

$$V_{ud} = VA = 8.84 \text{ ton}$$

Considerando:  $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$  y  $d = 0.2436 \text{ m}$

El esfuerzo de Corte por metro de ancho es:

$$v_u = \frac{V_{ud}}{d} = \frac{9.25}{0.2436 \cdot 100} = 36.29 \text{ ton/m}^2$$

Finalmente se debe cumplir lo siguiente:

$$v_{ud} < \phi v_c$$

$$\text{Donde: } v_c = 0.53 f_c; \phi = 0.85$$

$$v_c = 0.53 \cdot 210 \cdot 10 = 76.80 \text{ ton/m}^2; \phi v_c = 0.85 \cdot 76.80 = 65.28 \text{ ton/m}^2 > v_{ud} \text{ ok!}$$

$$\text{ó } \frac{36.29}{65.28} = 0.56 < 1. \dots \text{ok!}$$

### A.1.4.2.- Losa del Canal

1.- Considerando los valores iniciales estimados en la tabla N° 3.2.14 se determina el valor de la subpresión y el peso propio:

$$q: \text{Subpresión} = \gamma_w (h + eb) = 1.00 * (2.20 + 0.30) = 2.50 \text{ ton/m}^2$$

$$W_{pp}: \text{Peso propio de la losa} = \gamma_c eb = 2.4 * 0.30 = 0.72 \text{ ton/m}$$

2.- Se determina el valor del momento en el punto B de la base del canal tomando en cuenta la subpresión, el peso propio y los valores iniciales estimados en tabla 3.2.14:

$$M_g = 8.45 - 1.3(f(3.00 + 2 * 0.30))^2 (1.7 * 2.50 - 0.9 * 0.72) = 0.86 \text{ ton/m}^2$$

3.- Se determina el espesor de la base considerando el momento resistente del concreto:

$$M_u = \beta b c f'_c w (1 - 0.59 w)$$

$$\beta = 0.9$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$w = \rho * f_y / f'_c = 0.004 * 4200 / 210 = 0.08$$

$$M_u = 0.9 * 1 * d^2 * 210 * 0.08 * (1 - 0.59 * 0.08) * 10 = 144.06 * d^2 \text{ ton-m}$$

$$144.06 * d^2 \text{ ton-m} = 0.86 \text{ ton-m} \Rightarrow d = 0.08 \text{ m} \Rightarrow d + r = 0.08 + 0.02 = 0.10 \text{ m}$$

$$r (\text{recubrim.}) = 7.50 \text{ cm}; r_{\text{acero}} (1/2") = 1.27 \text{ cm}; e_p = 8.00 + 7.50 + 1.27/2 = 16.14 \text{ cm}$$

Debido a que el espesor de la base determinado es menor al espesor mínimo inicial estimado en la tabla N° 3.2.14, se tomará finalmente los siguientes valores:

$$eb = 0.30 \text{ m}; d = 21.87 \text{ cm}$$

4.- Se procede a verificar el esf. de corte a una distancia de la cara de la pared

$$V_{ud} = (1.7 * 2.50 - 0.9 * 0.72) * 3.0 - 0.2187 = 4.62 \text{ kg}$$

Considerando:  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$  y  $d = 0.2187 \text{ m}$

$$\text{El esfuerzo de Corte por metro de ancho es. } v_{uj} = \frac{V_{ud}}{bd} = \frac{4.62}{0.2187 * 1.00} = 21.1210 \text{ ton/m}$$

Se debe cumplir lo siguiente:  $V_{ud} < V_e$ ,  $v_e = 0.53 (f'_c J)^{1/2}$ ;  $v_e \geq 0.85$

$$v_e = 0.53 * 210^{1/2} = 76.80 \text{ ton/m}^2; v_e = 0.85 * 76.80 = 65.28 \text{ ton/m}^2 > v_{uj} \text{ ok!}$$

## A.2.- Segundo Caso: Canal Lleno

### A.2.1.- Determinación de Momentos Ultimos y Verificación al esf. de corte

Se realiza en las siguientes partes del canal:

- Paredes del Canal
- Losa del Canal.

#### a).- Paredes del Canal

Se sigue el siguiente procedimiento:

1.- Se determina el coeficiente de empuje activo  $k_a$

Debido a que  $\theta = 0^\circ$  (talud horizontal debido a la carretera);  $k_a = \text{tg}^2(45 - \frac{\phi}{2})$

$\phi = 28^\circ$  (Tabla N° 2.9)

$$k_a = 0.361$$

2.- Se determina el momento último de la pared lateral producida por la sobrecarga, el empuje lateral del terreno y el empuje lateral del agua que fluye en el canal. De acuerdo a los estudios básicos realizados en el capítulo II se tiene los siguientes datos:

$H_e = 2.20$  m (Altura de la pantalla del canal)

$Y = 1.73$  m (Tirante del agua que fluye en el canal)

$\gamma = 2.07$  ton/m<sup>3</sup> (Peso específico del terreno)

$\gamma_s = 2.15$  ton/m<sup>3</sup> (Peso específico del terreno saturado)

$\gamma_m = 1.00$  ton/m<sup>3</sup> (Peso unitario del agua)

$se = 1.50$  ton/m<sup>2</sup>

Reemp. en la ecuación 3.2.37 se determina el momento último:  $MA = -1.02$  ton-m

El momento negativo indica que el momento producido por el terreno es mayor al producido por la presión de agua.

3.- Se determina el espesor de la pantalla considerando el momento resistente del concreto

$$Mu = bcff'c w (1-0.59 w)$$

$$= 0.9$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$w = p \cdot fy / f'c = 0.004 \cdot 4200 / 210 = 0.08$$

$$Mu = 0.9 \cdot 1 \cdot d^2 \cdot 210 \cdot 0.08 \cdot (1 - 0.59 \cdot 0.08) \cdot 10 = 144.06 \cdot d^2 \text{ ton-m}$$

$$144.06 \cdot d^2 \text{ ton-m} = 1.02 \text{ ton-m} \Rightarrow d = 0.08 \text{ m}$$

Por lo que se tomará finalmente el espesor del caso I :  $e_p = 0.30 \text{ m}$ ;  $d = 24.36 \text{ cm}$ .

4.- Se procede a verificar el esfuerzo de corte en las paredes del canal ubicando la sección crítica a una distancia (peralte) de la cara superior de la losa.

$$h_p \text{ por } h_p - d = 2.20 - 0.24 = 1.96 \text{ m}$$

Reemplazando los valores en la ecuación N° 3.2.4.5 que considera el nivel freático se obtiene:

$$Vud = VA = 0.53 \text{ ton}$$

Considerando:  $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$  y  $d = 0.2436 \text{ m}$

$$\text{El esfuerzo de Corte por metro de ancho es: } v_u = \frac{Vud}{d} = \frac{0.53}{0.2436 \cdot 1.00} = 2.17 \text{ ton/m}^2$$

Finalmente se debe cumplir lo siguiente:

$$v_{ud} < \phi v_c$$

$$v_e = 0.53 (f'c)^{1/2}; \quad = 0.85$$

$$v_e = 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 10 = 76.80 \text{ ton/m}^2; \quad v_e = 0.85 \cdot 76.80 = 65.28 \text{ ton/m}^2 > v_{ud} \text{ ok!}$$

$$\text{ó } \frac{2.17}{65.28} = 0.03 < 1 \dots \text{ok!}$$

### b).- Losa del Canal

1.- Considerando los valores iniciales estimados en la tabla N° 3.2.16 se determina el valor de la presión en la losa, el peso propio y la Reacción del terreno:

$$q: \text{ Presión del agua en la losa del canal} = \gamma_w Y = 1.00 \cdot 1.73 = 1.73 \text{ kg/m}$$

$$W_{pp}: \text{ Peso propio de la losa} = \gamma_c e b = 2.4 \cdot 0.30 = 0.72 \text{ kg/m}$$

$$R_t: \text{ Reacción del terreno} = \frac{\text{Peso del canal} + \text{Peso del agua interior}}{\text{Anecho de losa de canal}}$$

$$\text{Peso del canal} = \gamma_c (e_h (b + 2e_\mu l) + H_c (e_i, e_i)) = 2.4 * (0.30 * (3.00 + 2 * 0.30) + 2.2 * (0.25 + 0.30)) = 5.50 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso del agua Interior} = \gamma_m \cdot b \cdot Y = 1.00 * 3.00 * 1.73 = 5.19 \text{ kg/m}$$

$$\text{Ancho de la losa del canal} = b + 2e_\mu = 3.00 + 2 * 0.30 = 3.60 \text{ m}$$

$$R_s = \frac{5.50 + 5.19}{3.60} = 2.97 \text{ kg/m}^2$$

2.- Se determina el valor del momento en el punto B de la base del canal tomando en cuenta la subpresión, peso propio y los valores iniciales estimados en la tabla 3.2.16

$$M_s = (-1.02) + \frac{1}{7} * 2.50 * 3.00 + 1.4 * 0.72 * (3.00 + 2 * 0.30) - \frac{1}{7} * 2.97 * (3.00 + 2 * 0.30) = -1.26 \text{ ton-m}$$

3.- Se determina el espesor de la base considerando el momento resistente del concreto:

$$M_u = \phi b d^2 f_c w (1 - 0.59 w)$$

$$\phi = 0.9$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$w = \rho * f_y / f_c = 0.004 * 4200 / 210 = 0.08$$

$$M_u = 0.9 * 1 * d^2 * 210 * 0.08 * (1 - 0.59 * 0.08) * 10 = 144.06 * d^2 \text{ ton-m}$$

$$144.06 * d^2 \text{ ton-m} = 1.26 \text{ ton-m} \Rightarrow d = 0.09$$

Por lo que se tomará finalmente el espesor del caso 1:  $e_b = 0.30 \text{ m}$ ;  $d = 21.87 \text{ cm}$ .

4.- Se procede a verificar el esf. de corte a una distancia de la cara de la pared

$$v_b = \frac{1}{7} * 2.50 + \frac{1}{4} * 0.72 - \frac{1}{7} * 2.97 \left( \frac{3}{4} - 0.2187 \right) = 0.27$$

$$\text{Considerando: } f_c = 210 \text{ kg/cm}^2; b = 1.00 \text{ m}; d = 0.2687 \text{ m}$$

$$\text{El esfuerzo de Corte por metro de ancho es: } v_u = \frac{V_u d}{d} = \frac{0.27}{0.2187 * 1.00} = 1.23 \text{ ton/m}^2$$

Se debe cumplir lo siguiente:  $v_u < v_e$ ,  $v_e = 0.53 (f'_c)^{1/2}$ ;  $\phi = 0.85$

$$v_e = 0.53 * \sqrt{210} * 10 = 76.80 \text{ ton/m}^2; \phi v_e = 0.85 * 76.80 = 65.28 \text{ ton/m}^2 > v_u \text{ ok}$$

$$\text{ó } \frac{1.23}{65.28} = 0.02 < 1 \text{ .....ok!}$$

## B.- Calculo del Refuerzo

El cálculo del refuerzo se va realizar en las siguientes partes del canal:

- Paredes del Canal
- Losa del Canal

### B.1.- Paredes del Canal

#### B.1.1.- Refuerzo Vertical en Cara Externa de Paredes del Canal

El refuerzo de la cara exterior de las paredes del canal se calcula con el Momento  $M_u$  del canal vacío.

Datos:

$$\begin{aligned} M_u &= 8.45 \text{ ton} \cdot \text{m} & f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ d &= 24.36 \text{ cm} & f_c &= 210 \text{ kg/cm}^2 \\ b &= 100 \text{ cm} & \phi &= 0.90 \end{aligned}$$

Reemplazando en las expresiones 3.1.6 y 3.1.21:

$$A_s = \frac{8.45 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot 0.9 \cdot 24.36} = 10.19 \text{ cm}^2 ; \quad a = \frac{10.19 \cdot 4200}{0.85 \cdot 210 \cdot 100} = 2.40$$

$$A_s = \frac{8.45 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot \left(24.36 - \frac{2.40}{2}\right)} = 9.65 \text{ cm}^2 ; \text{ Finalmente iterando otra vez } A_s = 9.62 \text{ cm}^2$$

El Refuerzo mínimo **es:**  $A_{min} = 0.0030bh = 0.0030 \cdot 100 \cdot 30 = 9.00 \text{ cm}^2 < 9.62 \text{ cm}^2$

Entonces se toma :  $A_s = 9.62 \text{ cm}^2$

Usando  $\phi$  5/8"

$$\text{"s" requerido} = \frac{A_s}{A_s/m} = \frac{9.62}{9.62} = 0.20 \text{ m.}$$

#### • Punto de Corte

La longitud de corte real es  $L_r$ :

$$L_r = h + (12 \leq \phi \leq e_p) \text{ m}^x$$

Como el peralte de la pantalla varía linealmente, el momento resistente variará también linealmente. Por lo tanto se puede trazar líneas de resistencia para determinar los puntos de corte.

$$M_u/2 = 4.23 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

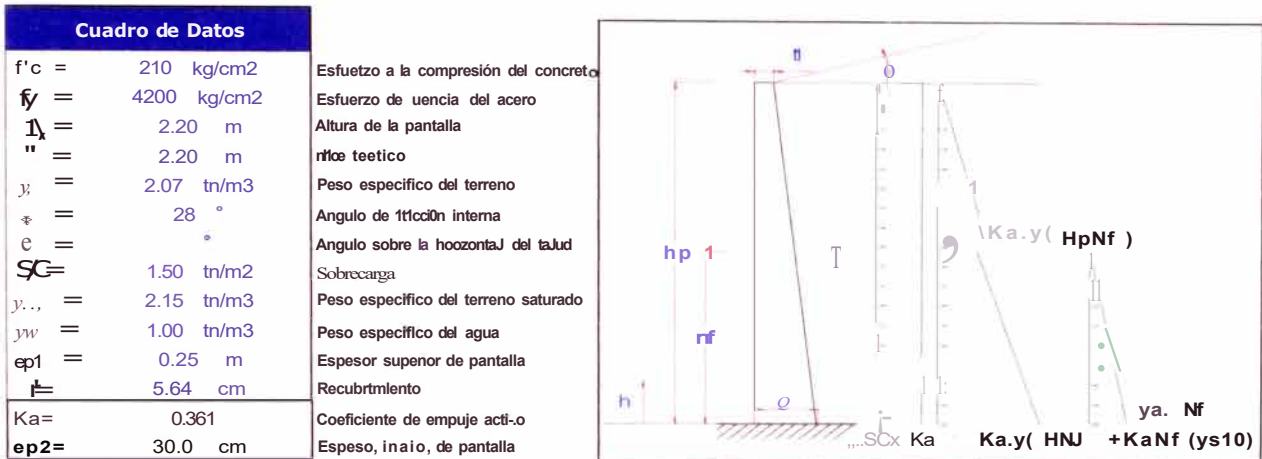


Entonces el valor de "h" de la tabla N° 3.2.30 es:

$$h = 0.60 \text{ m}$$

$$Lr = 0.60 + 0.30 = 0.90 \text{ m}$$

**TABLAN° 3.2.20 Muro de Canal Rectangular en Volado**



Diseño de Pantalla										s (espaciamiento)		
h	d (peralte)	Nf-h	Mu	vu	$\mu/\Delta x$	Obs	Acero	$As_{mín, i}$	3/8	1/2	5/8	
m	m	m	tn-m	ton			cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm	cm	cm	
0.00	0.24	2.20	8.45	14.20	0.89	OKI	962	540	0.07	0.15	0.21	
0.22	0.24	1.98	6.39	11.74	0.75	OKI	7.35	5.31	0.10	0.17	0.27	
0.44	0.23	1.76	4.70	9.51	0.62	OKI	5.47	5.22	0.13	0.23	0.36	
0.66	0.23	1.54	3.32	7.51	0.50	OKI	3.92	5.13	0.14	0.25	0.39	
0.88	0.22	1.32	2.24	5.74	0.39	OKI	2.69	5.04	0.14	0.25	0.39	
1.10	0.22	1.10	1.42	4.21	0.29	OKI	1.73	4.95	0.14	0.26	0.40	
1.32	0.21	0.88	0.82	2.90	0.21	OKI	1.02	4.86	0.15	0.26	0.41	
1.54	0.21	0.66	0.41	1.83	0.13	OKI	0.52	4.77	0.15	0.27	0.42	
1.76	0.20	0.44	0.16	0.99	0.07	OKI	0.21	4.68	0.15	0.27	0.42	
1.98	0.20	0.22	0.03	0.38	0.03	OKI	0.05	4.59	0.15	0.28	0.43	
2.20	0.19	0.00	0.00	0.00	0.00	OKI	0.00	4.50	0.16	0.28	0.44	
<b>0.24</b>	0.24	1.96	6.19	11.49	0.74	OKI	<b>7.13</b>	<b>6.30</b>	0.10	0.18	0.28	

**B.1.2.- Refuerzo Vertical en Cara Interna de Paredes del Canal**

De acuerdo al diagrama de momentos obtenido la cara interior en las Paredes no presenta momento critico; por lo que se colocará acero mínimo:

Datos:

$$d = 24.36 \text{ cm}$$

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.90$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

El Refuerzo mínimo es:

$$A_{mín} = 0.0030bh = 0.0030 * 100 * 30 = 9.00 \text{ cm}^2$$

Usando  $\phi 5/8"$  :

$$"s" \text{ requerido} = \frac{As}{m} = 1.98/9.00 \diamond 0.20 \text{ m}$$

### B.1.3.- Refuerzo Horizontal en Paredes del Canal

Considerando la distancia entre juntas 12.00 m., según el ítem 3.1.2.5; el refuerzo mínimo horizontal es:

#### Abajo

$$A_{h \text{ mín}} = 0.0030bh = 0.0030 * 100 * 30 = 9.00 \text{ cm}^2$$

$\diamond A_{h \text{ mín}} = 6.00 \text{ cm}^2$  ; Se usa  $\phi 1/2"$  1@.05 m., R@.20m (En la cara interior)

$\diamond A_{h \text{ mín}} = 3.00 \text{ cm}^2$  ; Se usa  $\phi 1/2"$  1@.05 m., R@.30m. (En la cara exterior)

#### Intermedio

$$A_{h \text{ mín}} = 0.0030bh = 0.0030 * 100 * 27.5 = 8.25 \text{ cm}^2$$

$\diamond A_{h \text{ mín}} = 5.50 \text{ cm}^2$  ; Se usa  $\phi 1/2"$  1@.05 m., R@.20m (En la cara interior)

$\frac{1}{3} A_{h \text{ mín}} = 2.75 \text{ cm}^2$  ; Se usa  $\phi 1/2"$  1@.05 m., R@.30m. (En la cara exterior)

#### Arriba

$$A_{h \text{ mín}} = 0.0030bh = 0.0030 * 100 * 25 = 7.50 \text{ cm}^2$$

$\frac{2}{3} A_{h \text{ mín}} = 5.00 \text{ cm}^2$  ; Se usa  $\phi 1/2"$  1@.05 m., R@.25m (En la cara interior)

$\frac{1}{3} A_{h \text{ mín}} = 2.50 \text{ cm}^2$  ; Se usa  $\phi 1/2"$  1@.05 m., R@.30m. (En la cara exterior)

## B.2.- Losa del Canal

### B.2.1.-Refuerzo en Cara externa de Losa del canal

El refuerzo de la cara exterior de la losa del canal se calcula con el Momento  $M_u$  en el punto B del canal Lleno.

#### Datos:

$$M_R = 0.86 \text{ ton-m}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Peralte: } d = 30 - 7.5 - 1.27/2 = 21.86 \text{ cm}$$

$$f_e = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.90$$

Reemplazando en las expresiones 3.1.6 y 3.1.21:

$$A_s = \frac{0.86 \cdot i_5}{0.9 \cdot 4200 \cdot 0.9 \cdot 21.86} = 1.16 \text{ cm}^1 ; \quad a = \frac{1.16 \cdot 4200}{0.85 \cdot 210 \cdot 100} = 0.27$$

$$A_s = \frac{0.27 \cdot i_5}{0.9 \cdot 4200 \cdot (21.86 - \frac{2}{2} \cdot 1)} = 1.05 \text{ cm}^2; \text{ Finalmente iterando otra vez } A_s = 1.05 \text{ cm}^2$$

El Refuerzo mínimo es:  $A_{\min} = 0.0033bh = 0.0033 \cdot 100 \cdot 30 = 9.90 \text{ cm}^2 > 1.05 \text{ cm}^2$

Entonces se toma:  $A_s = 9.90 \text{ cm}^2$

Usando  $\varnothing 5/8$ "

$$\text{"s" requerido} = \frac{A_s}{A_s/m} = 1.98/9.90 = 0.20 \text{ m}$$

### B.2.2.-Refuerzo en Cara Interna de Losa del Canal

De acuerdo al diagrama de momentos obtenido la cara interior en la losa no presenta momento crítico; por lo que se colocará acero mínimo:

Datos:

$$d = 30 - 7.50 - 1.27/2 = 21.87 \text{ cm} \quad f_e = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad \varnothing = 0.90$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

El Refuerzo mínimo es:

$$A_{\min} = 0.0033bh = 0.0033 \cdot 100 \cdot 30 = 9.90 \text{ cm}^2$$

Usando  $\varnothing 5/8$ "

$$\text{"s" requerido} = \frac{A_s}{A_s/m} = 1.98/8.89 = 0.20 \text{ m}$$

### B.2.3.- Refuerzo por Contracción y temperatura

El Refuerzo mínimo es:  $A_{\min} = 0.0030 b_e b = 0.0030 \cdot 100 \cdot 30 = 9.00 \text{ cm}^2$

Usando  $\varnothing 5/8$ "

$$\text{"s" requerido} = \frac{A_s}{A_s/m} = 1.98/9.00 = 0.20 \text{ m}$$

Por lo tanto en la se usa  $\varnothing 5/8$ " @ .20m.

## C.- Control de Fisuras

### a).- Paredes del Canal

El control de fisuración se realiza en el punto A de la cara exterior de la pared debido a que en este punto se presenta el máximo momento. A continuación se presenta el procedimiento seguido:

Datos:

M	= 3.82 ton-m	(Condiciones de servicio)
As	= 9.62 cm <sup>2</sup>	(Area de acero en tracción)
ep <sub>2</sub>	= 30 cm	(Espesor inferior de Pared del canal)
b	= 100 cm	(Ancho del bloque comprimido)
d	= 24.36 cm	(Peralte efectivo)
Ce	= 5.00 cm	(Recubrimiento de acero)
Es	= 2000000 kg/cm <sup>2</sup>	(Modulo de elasticidad del acero)
Ec	= 15000 √f'e	(Módulo de elasticidad del concreto)
fe	= 210 kg/cm <sup>2</sup> ♦	(Resistencia a la compresión del concreto)

2.- Se procede a obtener el valor del esfuerzo en el acero:

$$n = 2000000 / 15000 \sqrt{210} = 9.2$$

$$p = A_s / b d = 9.62 / (100 * 24.36) = 3.9 * 10^{-3}$$

$$e = \left( \sqrt{2np + (np)^2} - np \right) d \quad \text{Reemplazando: } e = 5.74$$

$$J_s = \frac{M}{A_s (d - c/3)} = \frac{3.82 * 10^5}{9.62 * (24.36 - 5.74/3)} = 177000 \text{ kg/cm}^2$$

3.- Considerando un ancho permisible de  $w = 0.020$ , se procede a obtener el valor del espaciamiento máximo:

$$s = \frac{(96636 - 2.5 * 5.00) * 0.020}{1770 * 0.041} = 20.54 \text{ cm}$$

$$s = \frac{30(2520) * 0.020}{1770 * 0.041} = 20.83 \text{ cm}$$

∴ Se usará  $5/8" @ 0.20 \text{ m}$

**b).- Losa del Canal**

El control de fisuración se realiza en el punto B de la cara exterior de la losa, debido a que en este punto se presenta el máximo momento. A continuación se presenta el procedimiento seguido:

Datos:

M	= 0.94 ton-m	(Condiciones de servicio)
As	= 9.90 cm <sup>2</sup>	(Area de acero en tracción)
eh	= 30 cm	(Espesor de base del canal)
b	= 100 cm	(Ancho del bloque comprimido)
d	= 21.87 cm	(Peralte efectivo)
Ce	= 7.50 cm	(Recubrimiento de acero)
Es	= 2000000 kg/cm <sup>2</sup>	(Modulo de elasticidad del acero)
Ec	= 15000 √f'c	(Módulo de elasticidad del concreto)
re	= 210 kg/cm <sup>2</sup>	(Resistencia a la compresión del concreto)

2.- Se procede a obtener el valor del esfuerzo en el acero:

$$n = 2000000 / 15000 \sqrt{210} = 9.2$$

$$p = A_s / bd = 9.90 / (100 * 21.71) = 4.56 * 10^{-3}$$

$$e = \left( \sqrt{2np + (np)^2} - np \right) d \quad \text{Reemplazando: } e = 5.47$$

$$f_s = \frac{M}{A_s(d-c/3)} = \frac{0.94 * 10^5}{9.90 * (21.87 - 5.47/3)} = 474 \text{ kg/cm}^2$$

3.- Considerando un ancho permisible de  $w = 0.020$ , se procede a obtener el valor del espaciamiento máximo:

$$s \leq \left( \frac{96636}{474} - 2.5 * 7.50 \right) \frac{0.020}{0.041} = 90.32 \text{ cm}$$

$$s \leq 30 \left( \frac{2520}{1653} \right) \frac{0.020}{0.041} = 77.80 \text{ cm}$$

∴ De acuerdo a la tabla N° 3.2.26, podemos usar  $\phi 5/8" @ 0.20 \text{ m}$

## D.- Verificación de la Capacidad Portante Admisible del Terreno

Se sigue el siguiente Procedimiento:

1.- Del estudio Hidráulico y análisis anteriores se obtuvo las siguientes dimensiones:

$$H_p = 2.20 \text{ m. (Altura de paredes del canal)}$$

$$b = 3.00 \text{ m. (Ancho interior de base del canal)}$$

$$z = 1.25 \quad (\text{Talud de paredes del canal})$$

$$Y = 1.73 \text{ m. (Tirante)}$$

$$e_b = 0.30 \text{ m. (espesor de base)}$$

$$a_s = 0.80 \text{ m. (Aleta inferior)}$$

$$e_{p1} = 0.25 \text{ m. (espesor superior de pared)}$$

$$e_{p2} = 0.30 \text{ m. (espesor inferior de pared)}$$

$$a_c = 0.25 \text{ m. (ancho de corona)}$$

$$e_{ac} = 0.25 \text{ m. (espesor de ancho de corona)}$$

2.- Se determina el peso del canal, el peso del terreno sobre las aletas inferiores del canal, el peso del agua, y la longitud de la base del canal:

$$P_e = 2400 * (0.30 * (3.00 + 2 * 0.30 + 2 * 0.70) + 2.20 * (0.25 + 0.30) + 2 * 0.15 * 0.25) = 6804$$

kg

$$P_t = 2 * 2070 * 2.20 * 0.70 = 6375.60 \text{ kg}$$

$$P_{OJ} = 1000 * 3.00 * 1.73 = 5190.00 \text{ kg}$$

$$L = 3.00 + 2 * 0.30 + 2 * 0.70 = 5.00 \text{ m}$$

3.- Finalmente reemplazando en la ecuación 3.2.48 se obtiene:

$$Q = \frac{6804.00 + 6375.60 + 5190.00}{5.00} = 3673.92 \text{ kg/m}^2 = 0.37 \text{ kg/cm}^2 < 0.40 \text{ ok!}$$

A continuación se presenta un esquema del diseño del canal para las progresivas 3+420 a 4+020

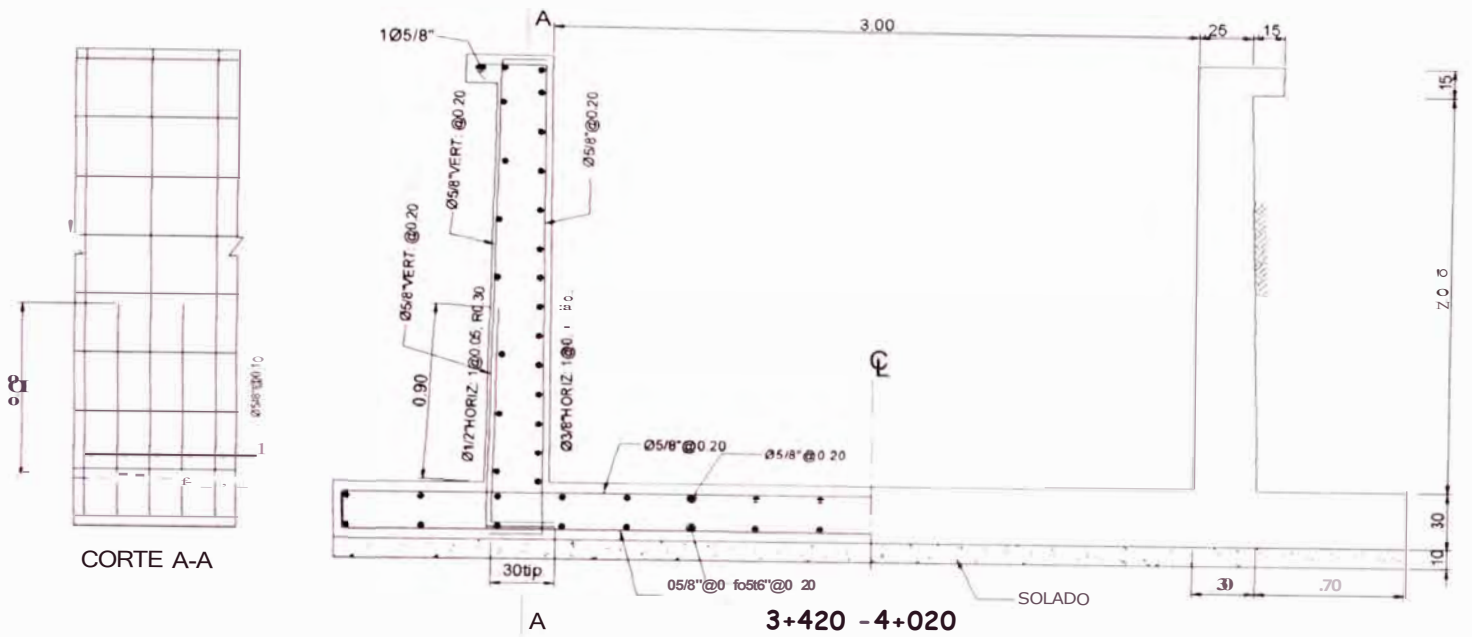


Figura 3.2.21. Esquema de Diseño del Canal Rectangular  
Progresivas 3+420 a 4+020

### 3.3.- ACUEDUCTOS

#### 3.3.1 DEFINICIÓN

El acueducto es una estructura que permite la conducción del agua por encima de una quebrada, depresiones naturales, caminos, etc.

Las Partes del acueducto son:

- **La Caja del Acueducto:** Consiste en una losa y dos paredes verticales, formando así una canaleta de sección rectangular encargada de transportar el agua
- **La Columna o Pilar:** Se encarga de transmitir las cargas de la caja hacia la cimentación
- **La Cimentación:** Se encarga de transmitir todas las cargas de la estructura hacia el terreno, sin causar asentamientos inaceptables.

Asimismo se tiene una transición de entrada y salida que evita que el paso de la sección del canal a la sección de la caja del acueducto no se realice de modo brusco.

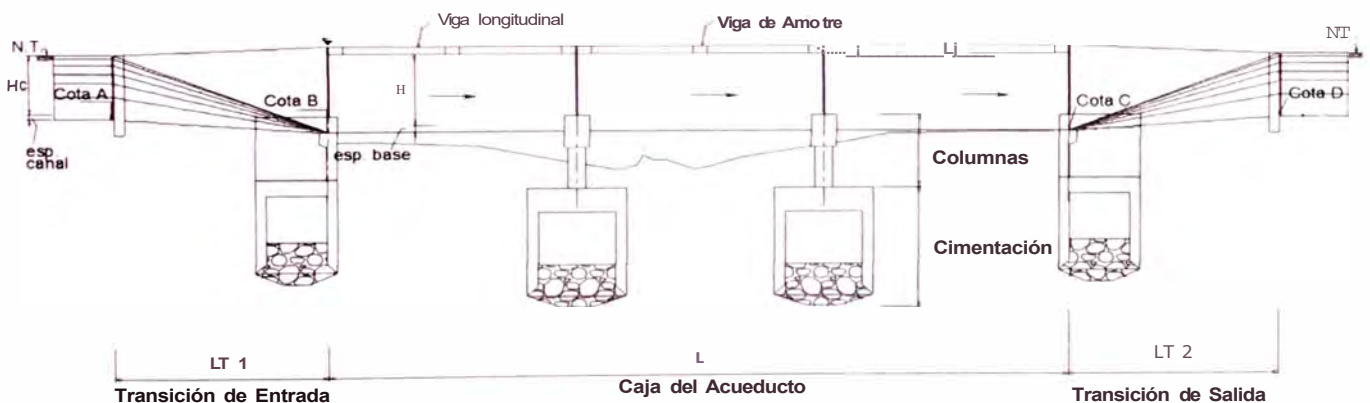


Figura No 3.3.1 Partes del Acueducto

De acuerdo al ítem 1.2.4.3 Partes A, el estudio consta de 9 acueductos; por lo que en el presente capítulo nos avocaremos solamente al análisis y diseño del acueducto N° 1

#### 3.3.2 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL ACUEDUCTO N° 1

El acueducto N° 1 presenta las principales características:

- Está ubicado en la progresiva 01+368.00 del canal principal
- Consta de 3 tramos independientes de 7.00m cada una.
- Los apoyos en la parte central son pilares de concreto armado que están cimentadas en cajones de cimentación.



- En la parte superior de la caja, llevará vigas de arriostres.
- En los estribos Y puntos de apoyo de la caja, se colocarán juntas Water Stop.
- El acueducto tendrá una transición de entrada y salida de 6.00 m.

### 3.3.3 CONDICIONES DEL SUELO

- El suelo de fundación está conformado por arcilla, limos y grava arenosa con boleos, con una capacidad portante de  $1.3 \text{ kg/cm}^2$  a una profundidad de desplante de 4.00m.
- El peso unitario seco es  $1.95 \text{ tn/m}^3$
- El ángulo de fricción interna es  $29^\circ$

### 3.3.4. ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

#### 3.3.4.1 Metodología de Análisis y Diseño

En el análisis de la losa de la caja acueducto las cargas que actúan son el peso del agua y sobrecarga; y en el análisis de sus paredes la carga que actúan es la presión de agua

Para el análisis de las columnas del acueducto se han considerado los coeficientes de respuesta sísmica establecidos en la norma técnica de Edificaciones E.030 "Diseño Sismorresistente". Los momentos se han obtenido considerando que la caja del acueducto se encuentra totalmente lleno; en donde el peso del agua y el peso propio son tomados como peso muerto más  $100\text{kg/m}^2$  de carga viva, afectados respectivamente por su factor de carga Para su diseño se le ha considerado como columna rectangular sometida a carga axial con momento en las dos direcciones.

Los cajones de cimentación han sido dimensionados considerando la capacidad portante del terreno y la rigidez vertical y horizontal del terreno los cuales son representados por los respectivos coeficientes de reacción de la subrasante del suelo.

En el análisis de la cimentación se ha tenido en cuenta las mismas consideraciones de las columnas, pero las cargas intervienen en condiciones de servicio. El diseño de la cimentación se ha realizado por el método de la rotura.

### 3.3.4.2 Características Estructurales

Concreto Armado	: $f_e = 210 \text{ kg/cm}^2$
Concreto Simple	: $f_e = 175 \text{ kg/cm}^2$
Concreto Ciclópeo	: $f_e = 140 \text{ kg/cm}^2$
Acero de Refuerzo	: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Peso Unitario del concreto armado	: $\gamma_e = 2400 \text{ kg/m}^3$

### 3.3.4.3 Análisis y Disefto Estructural de la Caja del Acueducto

El proceso de análisis y diseño de la caja del acueducto se ha dividido en las siguientes **partes**:

- A.- Modelo y Análisis de la caja del Acueducto
- B.- Carga de Diseño
- C.- Combinación de Carga
- D.- Diseño de la caja del Acueducto
- E.- Control de Fisuración

#### **A.- Modelo y Análisis de la Caia del Acueducto**

Para el análisis de la losa y paredes de la caja del acueducto de tres tramos se modelo un solo tramo como viga simplemente apoyada. La viga simplemente apoyada se reprodujo mediante un sistema de pequeños cuadriláteros llamados elementos finitos (Figuras N° 3.3.11 y 3.3.14). El análisis se ha realizado para el estado más crítico, que es cuando esta se encuentra totalmente lleno de agua.

#### **B.- Combinaciones de carga**

Para el diseño de la losa y paredes se han considerado las cargas factorizadas:

<b>Losa</b>	<b>Paredes</b>
1.4 D + 1.7 L + 1.7 F	1.7 F + 1.0 E
O: Carga Muerta	E : Carga debida a los sismos
L : Carga Viva	F : Carga debida a líquidos
F : Carga debida a líquidos	

Adicionalmente, las cargas amplificadas son incrementadas por un coeficiente de durabilidad de 1.30

## **C.- Cargas de Diseño**

Las cargas que actúan en la losa son el peso propio, la carga de agua y una sobrecarga de 100 kg/cm<sup>2</sup>. Las cargas que actúan en las paredes es la presión y la fuerza sísmica generada por el agua (Figura N° 3.3.12).

### **C.1.- Fuerza Sísmica generada por el Agua**

La fuerza sísmica generada por el agua en las paredes de la caja del acueducto se obtendrá mediante la siguiente expresión:

$$P_e = C \cdot j \cdot \gamma_a \cdot Y$$

$$C = \frac{C_m}{2} \left[ \frac{y}{Y} \left( 2 - \frac{y}{Y} \right) + \sqrt{\frac{y}{Y} \left( 2 - \frac{y}{Y} \right)} \right]$$

$$j = \frac{\text{Aceleración del sismo}}{\text{Aceleración de la gravedad}} \quad ; \text{Donde:}$$

$P_e$  : Aumento de las presiones a cualquier elevación.

$C$  : Coeficiente adimensional que da la distribución y magnitud de las presiones

$C_m$ : Valor máximo de  $C$  para un talud constante dado (ver figura N° 3.3.2)

$y$  : Distancia vertical de la superficie hasta la elevación en cuestión.

$Y$  : Tirante o Profundidad total del nivel del agua en la caja del acueducto.

$j$  : Intensidad del sismo

$\gamma_a$  : Peso unitario del agua

## **D.- Diseño de la caja del Acueducto**

### **0.1.- Resistencia del concreto al Esfuerzo de Corte**

Se debe de cumplir lo siguiente:  $v_{ud} < \phi v_c$

$$\text{Donde: } v_c = 0.53 \sqrt{f'_c}; \phi = 0.85$$

$v_{ud}$  = Esfuerzo cortante ubicada a una distancia (peralte) de la cara del apoyo.

### **0.2.- Cálculo del refuerzo**

Se tomará en cuenta las mismas consideraciones especificadas en el ítem 3.1.2.5

## **E.- Control de Fisuración**

La verificación de control de fisuras serán las mismas consideradas en el ítem 3.1.3

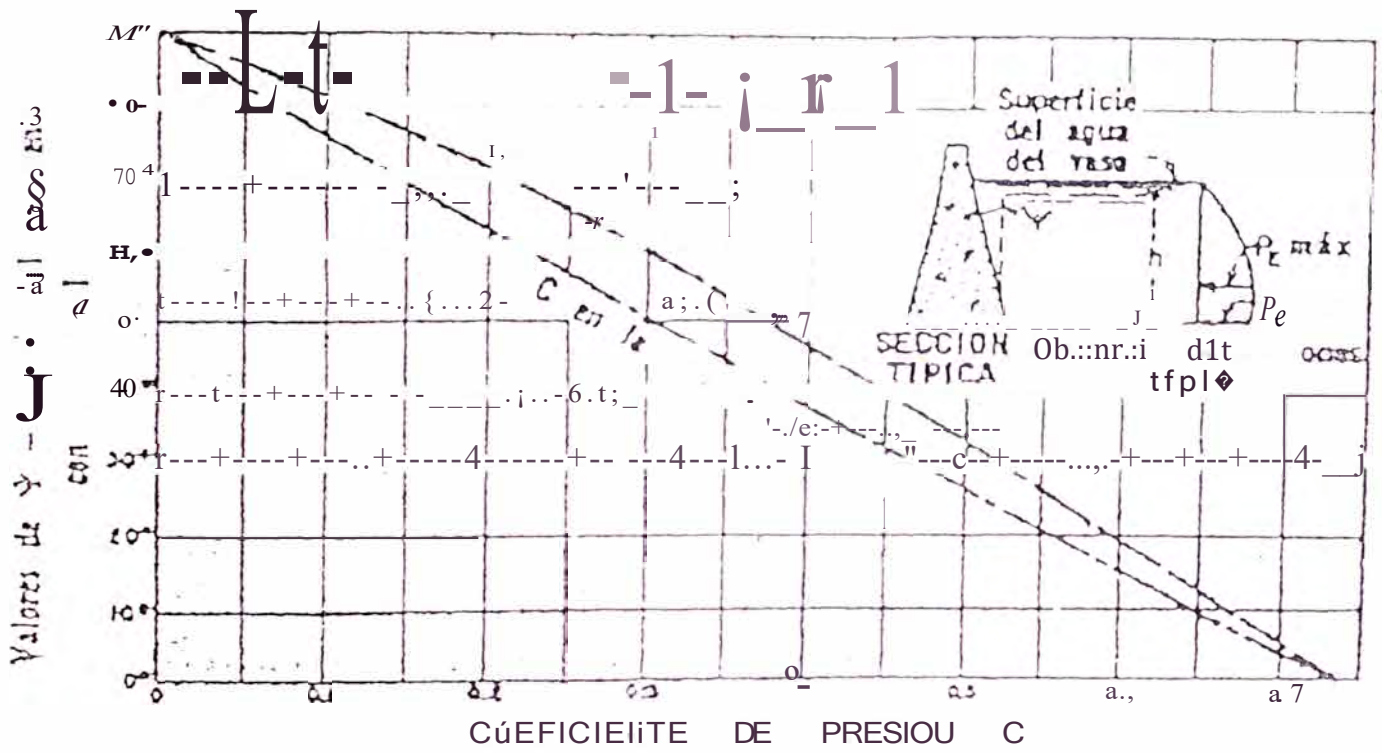


Figura Nº 3.3.2 Coeficiente de presión vs Ángulo del Paramento<sup>11</sup>

### 3.3.4.4 Análisis y Diseño Estructural de las Columnas del Acueducto

Para una mejor descripción del proceso de análisis y diseño se dividió en las siguientes partes:

- A.- Modelo y Análisis del Acueducto
- 8.- Cargas de Diseño
- C.- Combinación de Cargas
- 8.- Diseño de la Columna

#### **A.- Modelo y Análisis del Acueducto**

El modelo del acueducto es un modelos simple tipo pórtico (puente canal) (Figura N° 3.3.17), en donde se ha realizado un análisis dinámico considerado los parámetros establecidos en la norma técnica de Edificaciones E.030 "Diseño Sismorresistente".

#### **A.1.-Espectro de Aceleraciones**

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará el siguiente espectro de pseudo-aceleraciones:

$$S_a = \frac{ZUSC}{R} \cdot g$$

Donde:

- Z : Factor de Zona
- U : Factor de Uso e importancia
- S : Factor de Suelo
- T<sub>p</sub> : Periodo que define la plataforma para cada tipo de suelo
- R : Coeficiente de Reducción de solicitaciones sísmicas
- T : Periodo Fundamental de la estructura
- C : Coeficiente de Amplificación Sísmica

$$C = 2. \{7 : \} Cs2.5$$

#### **B.- Cargas de Diseño**

Las cargas que actúan son el peso propio y la carga de agua (Caja del acueducto totalmente lleno), adicionándole 100kg/m<sup>2</sup> de carga viva.

### **C.- Combinaciones de carga**

Se ha considerado las cargas factorizadas según las ecuaciones:

$$1.4D + 1.7L$$

$$0.75(1.4D + 1.7L \pm 1.0E)$$

$$0.9D \pm 1.0E$$

Donde D es el valor de la carga muerta, L el valor de la carga viva, y E el valor de la carga de sismo. El valor E de la carga de sismo se analiza en la dirección Longitudinal y Transversal

### **D.- Diseño de la Columna**

En este caso la columna presentará momentos de flexión en las dos direcciones principales debido a la combinación de cargas. Esta flexión biaxial solicitada hace que el diagrama de interacción deje de ser una curva y se convierte en una superficie. El problema matemático de solución es laborioso y no es práctico por eso para simplificar su diseño se va hacer uso del programa PCACOL, el cual efectúa el diagrama de interacción mediante el desarrollo de la teoría de flexión biaxial que a continuación se describe.

#### **Flexión Biaxial**

Una columna esta solicitada biaxialmente cuando la fuerza axial presenta una excentricidad que puede descomponerse en dos excentricidades sobre los eje principales. En la Figura 3.3.3 se presenta la sección cargada biaxialmente con diferentes áreas de compresión que posiblemente pueden resultar. La falla de estos elementos es función de tres variables: carga axial, momento en la dirección X y momento en la dirección Y. por lo que el diagrama de interacción deja de ser una curva para transformarse en una superficie. La intersección de dicha superficie con el plano  $P_n - M_{nx}$  corresponde al diagrama de interacción de una columna sometida a flexión uniaxial en la dirección X y la intersección con el plano  $P_n - M_{ny}$  corresponde al diagrama de interacción con flexión solo alrededor de Y.

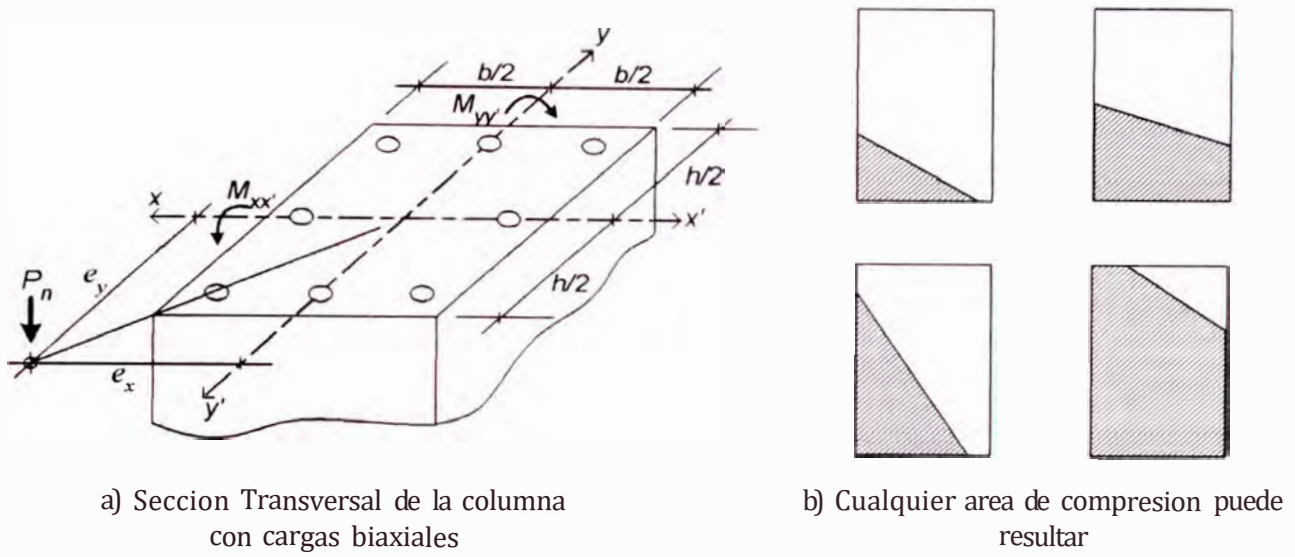


Figura N° 3.3.3. Sección cargada biaxialmente.

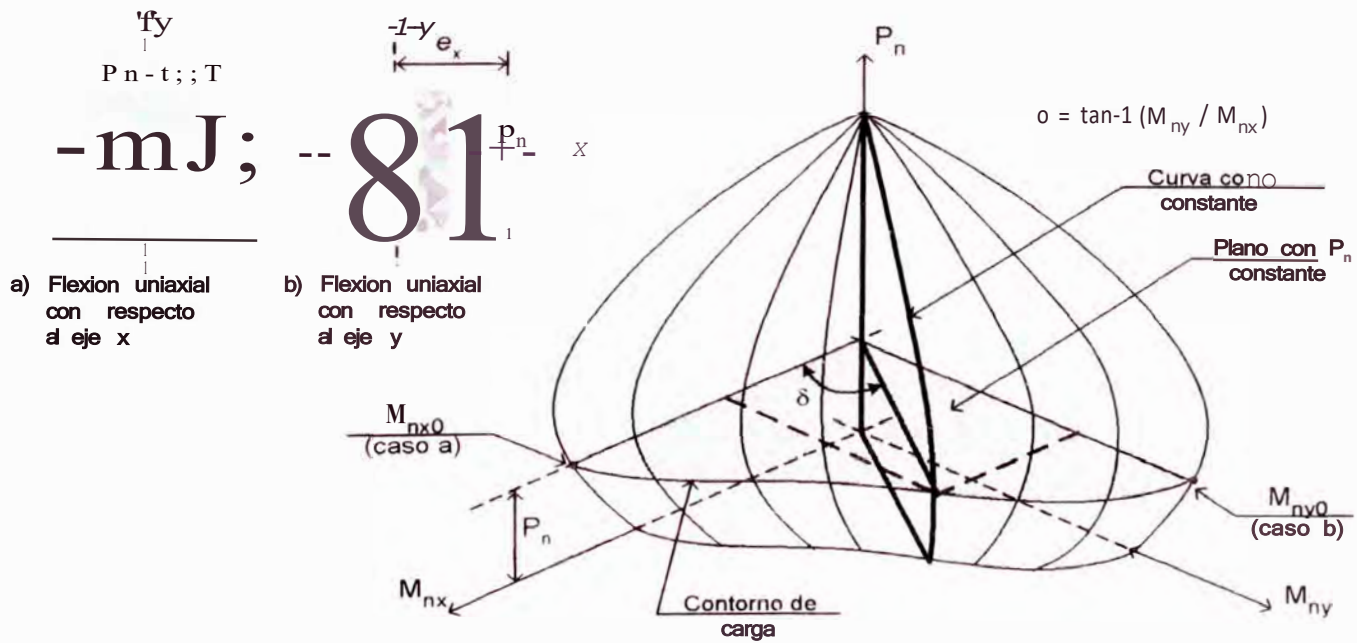


Figura N° 3.3.4. Diagrama de interacción para sección cargada biaxialmente.

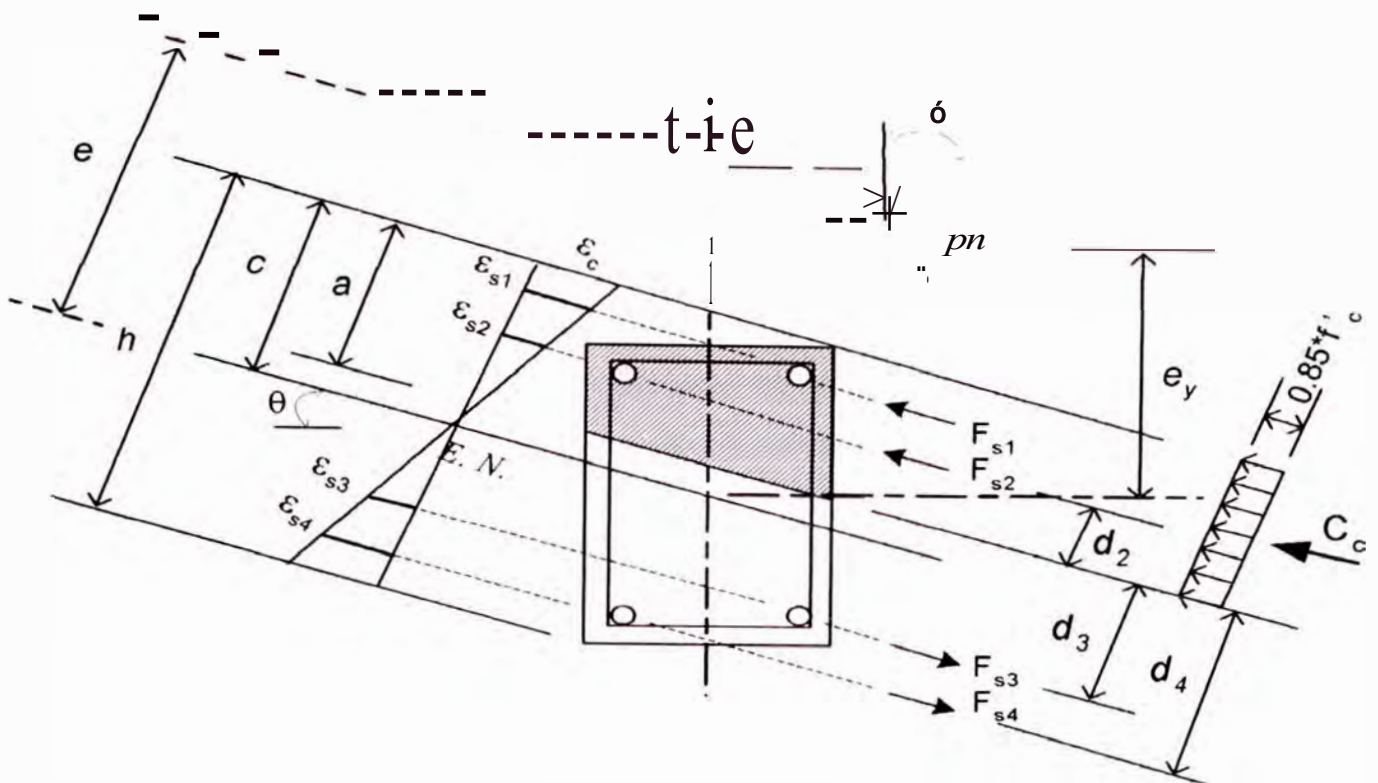


Figura N° 3.3.5. Carga a compresión con flexión biaxial.

Es posible determinar una serie de puntos y establecer la forma de la superficie de interacción. Por ello, se asume un eje neutro con una inclinación a respecto al eje centroidal y una distribución de deformaciones en la sección como se muestra en la figura N° 3.3.5. Con las deformaciones asumidas se calculan los esfuerzos en el concreto y el acero, las fuerzas en ellos y finalmente por equilibrio se determinan la carga axial y el momento resistente en X y en Y de la sección. Este procedimiento se repite considerando otra distribución de deformaciones y otra inclinación del eje neutro respecto al eje centroidal.

### 0.1.- Refuerzo Máximo y Mínimo

El código ACI recomienda lo siguiente:

Refuerzo máximo:  $A_{st} = 0.08 A_g$ , esto además deberá estar sujeto a la facilidad de armado del acero y vaciado del concreto.

Refuerzo mínimo:  $A_{st} = 0.01 A_g$

$A_{st}$  : Area total de las barras longitudinales

$A_g$  : Area bruta de las columnas



Se debe de tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- El Refuerzo máximo recomendado será de  $0.04A_g$  para regiones sísmicas
- Si la cuantía de acero es menor del 1% es factible que haya falla no dúctil repentina.
- Cuando la columna es demasiado grande y se comprueba que la cantidad de acero puede ser menor de 0.005 veces el área de concreto para la capacidad calculada de carga, se permite esta cantidad de acero pero en ningún caso menor que este valor. Es como si una columna con determinadas dimensiones se calculara para el 1% de refuerzo, y luego se aumenta concreto de tal manera que las nuevas dimensiones requieran el 0.5% de refuerzo bajo las mismas cargas de diseño.

## **D.2.- Recubrimiento**

Se tomará en cuenta las consideraciones especificadas en el ítem 3.1.2.5

### **3.3.4.5 Análisis y Diseño Estructural de la Cimentación**

La cimentación del acueducto según la recomendación establecida en el estudio de suelos será mediante una cimentación con bloques rectangulares (caissons). Para poder verificar su capacidad portante para las dimensiones de cajón adoptadas y poder realizar su diseño se optó conveniente dividir este ítem en las siguientes partes:

- A.- Fuerzas en el Cajón de Cimentación
- B.- Análisis y Diseño del Cajón de cimentación

#### **A.- Fuerzas en el Cajón de Cimentación**

Con la intención de obtener las fuerzas aplicadas en la parte superior del cajón se ha seguido un proceso similar al realizado en el análisis de las columnas del Acueducto.

- A.1.- Modelo y Análisis del Acueducto
- A.2.- Cargas de Diseño
- A.3.- Combinación de Cargas

## A.1.- Modelo y Análisis del Acueducto

El modelo del acueducto para obtener las fuerzas sobre el cajón es similar al realizado en el análisis de las columnas (Figura N° 3.3.17). También se ha realizado un análisis dinámico considerando los parámetros establecidos en la norma técnica de Edificaciones E.030 "Diseño Sismorresistente".

### A.1.1.-Espectro de Aceleraciones

Se ha tomado en cuenta las mismas consideraciones especificadas en el ítem 3.3.4.4 Parte A1 (Espectro de aceleraciones para el análisis de columnas).

## A.2.- Cargas de Diseño

Las cargas que actúan son el peso propio y la carga de agua como peso muerto (Caja del acueducto totalmente lleno), adicionándole  $100\text{k}/\text{m}^2$  de carga viva.

## A.3.- Combinaciones de carga

Para la verificación de la capacidad admisible del terreno se ha considerado las cargas en condiciones de servicio según las ecuaciones:

$$D + L$$

$$D + L \pm E$$

$$D \pm E$$

Para el diseño de la losa superior del cajón de cimentación se ha considerado las cargas factorizadas según las ecuaciones:

$$1.4 D + 1.7 L$$

$$0.75(1.4D + 1.7L \pm 1.0E)$$

$$0.9D \pm 1.0E$$

Donde D es el valor de la carga muerta, L el valor de la carga viva, y E el valor de la carga de sismo. El valor E de la carga de sismo se analiza en la dirección Longitudinal y Transversal

## **B.- Análisis y Diseño del Cajón de cimentación**

Los cajones de cimentación abiertos son pilas de concreto que permanecen vacías en su interior presentando en su fondo un borde cortante que permite que pueda enterrarse y el suelo en su interior se pueda retirar hasta alcanzar el estrato de apoyo.

Para poder realizar su análisis y diseño se ha optado conveniente seguir los siguientes pasos:

B.1.- Predimensionamiento del Cajón de cimentación

B.2.- Verificación de la Capacidad Admisible de Terreno

B.3.- Diseño del Cajón de Cimentación

### **B.1.- Predimensionamiento del Cajón de cimentación**

El Predimensionamiento de la altura del cajón no será menor a  $0.3H$ ; siendo  $H$  la suma de la altura del cajón más la altura de la columna. Este predimensionamiento no especifica claramente una altura máxima en el cajón el cual va depender de la profundidad a la que se pueda encontrar el estrato de apoyo de acuerdo al estudio de suelos pudiendo en este caso estimarse una altura de acuerdo a las necesidades propias del lugar de emplazamiento.

El Predimensionamiento del largo de la base del cajón ( $L$ ) se estimará mediante la siguiente expresión:

$$L = B + (t - b)/2;$$

Donde:

$t$  = largo de la columna

$b$  = ancho de la columna

Si a lo largo del cajón se usa una serie de celdas, el ancho de la celda del cajón ( $L_a$ ) se puede considerar como  $2/3$  de la altura del cajón ( $H_{\text{cajón}}$ ),

El ancho del cajón ( $B$ ) se dimensiona como  $0.5H$

El espesor de las paredes ( $e_p$ ) se puede estimar en  $H_{\text{cajón}}/12$  y el espesor de la losa ( $e_s$ ) no menor que la longitud de anclaje de la columna.

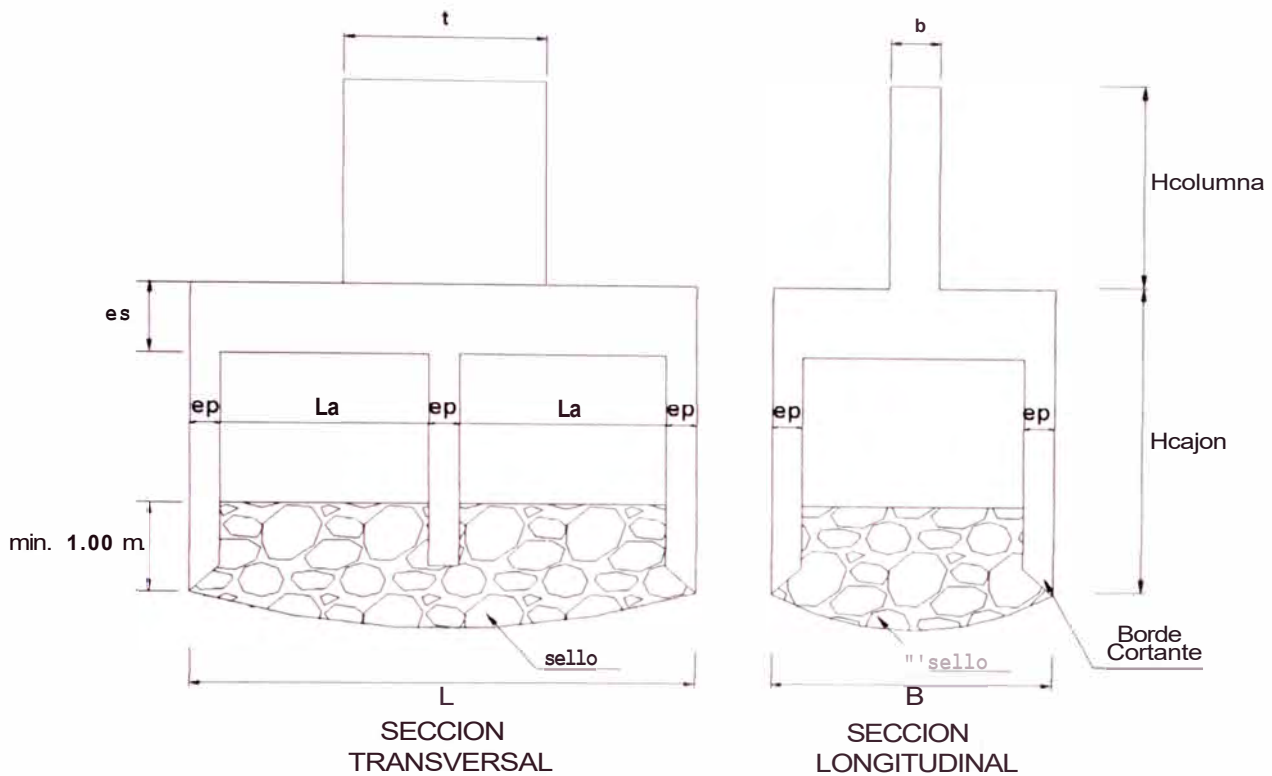


Figura N° 3.6 Predimensionamiento del cajón de cimentación

## B.2.- Verificación de la Capacidad Admisible del Terreno

Con las dimensiones obtenidas en el predimensionamiento y las fuerzas obtenidas sobre el cajón de cimentación en forma de carga de servicio se verifica la capacidad admisible del terreno debiendo cumplir lo siguiente:

$$Q < \sigma_{adm}$$

Q: Esfuerzo en el terreno debido a la estructura y las fuerzas actuantes sobre el cajón.

A continuación se muestra las consideraciones tomadas en el desarrollo del modelo del cajón de cimentación

### B.2.1.- Modelo del cajón de cimentación

El modelo de la estructura del cajón de cimentación debido a que esta sometido a un confinamiento lateral debido a la presencia del terreno circundante se ha idealizado con resortes en las paredes laterales y en el fondo de la base que simulan la rigidez del suelo, el cual depende del coeficiente de balasto y el área tributaria del terreno que esta representando el resorte en la cimentación.

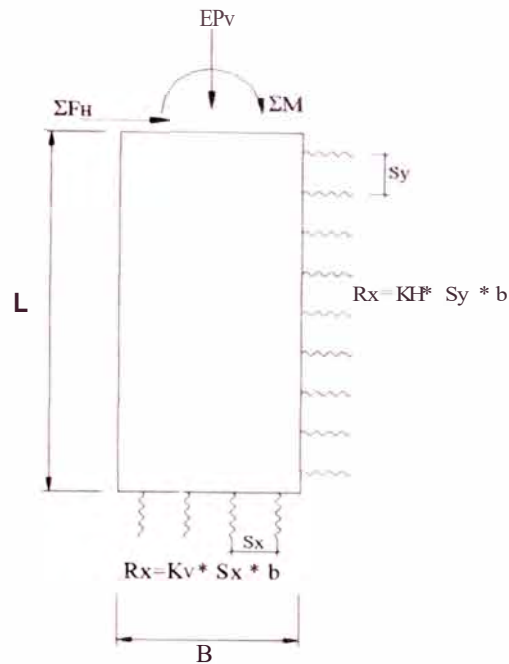


Figura N° 3.3.7 Idealización de la estructura del cajón de cimentación

Donde:

$R_x, R_y$  : Reacciones de resorte

$S_x, S_y$  : Separaciones del resorte

$b$  : Ancho de diseño del modelamiento

$K_v$  : Coeficiente de balasto, ver Tabla N° 3.2.1

$K_H$  : Coeficiente de Balasto horizontal = 0.5  $K_v$

### B.3.- Diseño del Cajón de Cimentación

El diseño del cajón de cimentación se ha realizado en las siguientes partes:

- Paredes del Cajón
- Losa del Cajón

#### B.3.1.- Paredes del Cajón

Para el diseño de las paredes del cajón se la esta considerando como una losa continua apoyada en las paredes laterales e intermedias.

##### **B.3.1.1.-Cargas de Diseño**

La carga de diseño se determina considerando el mayor valor de la presión (extremo inferior}, el cual es debido principalmente al empuje activo de tierra.(ver ítem 3.2.3.4 Parte A.1.1. Teoría de Rankine)

### **B.3.1.2.- Combinación de Cargas**

Se va considerar las cargas factorizadas según la ecuación

$$1.7H$$

H : Carga debida a empuje lateral del terreno.

Nota: Si existiera subpresión debido a presencia de aguas subterráneas se consideraría esta carga siendo factorizada por un valor de 1.7

### **B.3.1.3.- Cálculo del refuerzo**

Se tomará en cuenta las mismas consideraciones especificadas en el ítem 3.1.2.5

### **B.3.2.- Losa Superior del Caión**

Para el diseño de la losa superior se la esta considerando como una losa continua apoyada en las paredes laterales e intermedias.

#### **B.3.2.1.- Cargas de Diseño**

La losa superior se diseña considerando el peso propio de la losa y las fuerzas resultantes del análisis del acueducto en el cual se consideraron las cargas por peso propio del acueducto, la carga del agua (Caja del acueducto totalmente lleno) y  $100\text{kg/m}^2$  de carga viva.

#### **B.3.2.2.- Combinación de cargas**

Se va a considerar las fuerzas obtenidas en el cajón mediante la combinación de cargas establecidas en el ítem 3.3.4.5 parte A.3, al cual se le añadirá el peso propio de la losa factorado por 1.4 (carga muerta).

#### **B.3.2.3.- Cálculo del refuerzo**

Se tomarán las mismas consideraciones mencionadas en el ítem 3.1.2.5.

### 3.3.5. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL ACUEDUCTO

#### 3.3.5.1 Diseño de la Caja del Acueducto N° 1

El análisis para el diseño del acueducto N° 1 se realizó empleando el programa SAP2000, que nos permitió un modelo de análisis con elementos finitos de las paredes y la losa del acueducto. Asimismo se consideraron las dimensiones para la sección del acueducto de acuerdo al Estudio Hidráulico (tabla N° 2.5.7), y un espesor de losa de 0.20 m y paredes de 0.25 m.

$$\begin{aligned}
 B &:= 2.5\text{m} & Y_e &:= 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \\
 H &:= 2.3\text{m} & Y_a &:= 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \\
 ep &:= 0.2:\text{in} & se &:= 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \\
 el &:= 0.2\text{m} & f_e &:= 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\
 Y &:= 2.3\text{m} \\
 L &:= 21\text{m} \\
 f_y &:= 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}
 \end{aligned}$$

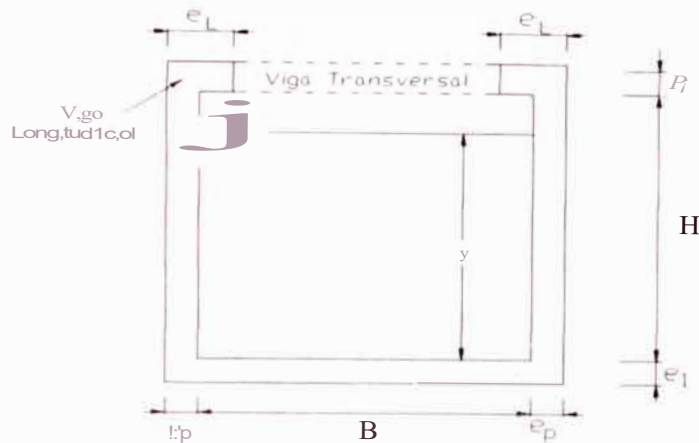


Figura N° 3.3.8 Sección Acueducto

#### A- Modelo y Análisis Estructural

Para realizar el modelo y análisis estructural se tuvo las siguientes consideraciones:

1.- Se va a considerar al acueducto N° 1 de longitud 21.00m dividido equitativamente en tres tramos de 7.00m cada uno; los cuales serán soportados por pilares intermedios que transmitirá al terreno las fuerzas por medio de un cajón de cimentación.

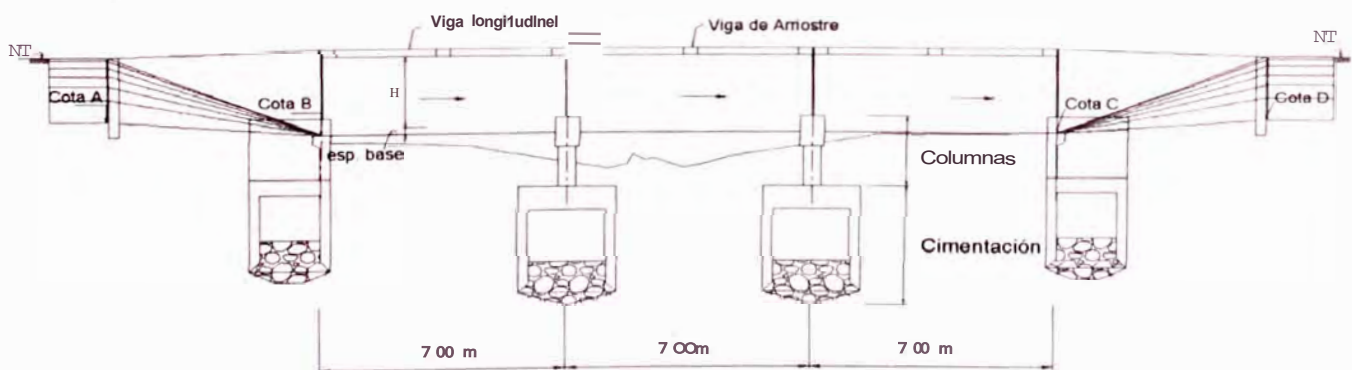


Figura N° 3.3.9 Elevación Acueducto N° 1

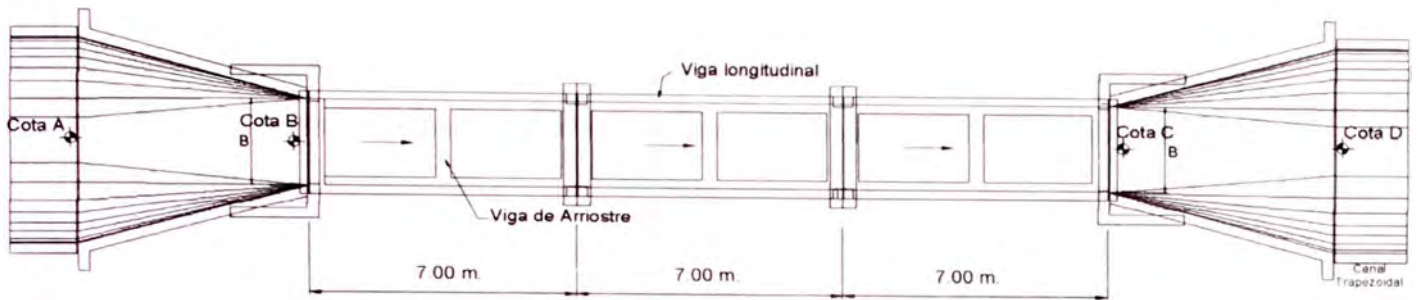


Figura N° 3.3.10 Planta Acueducto N° 1

Donde:

Cota A = 553.934 msnm (cota de ingreso a transición de entrada)

Cota B = 553.507 msnm (cota de ingreso a acueducto)

Cota C = 553.497 msnm (cota de salida a acueducto)

Cota D = 553.926 msnm (cota de salida a transición de salida)

2.-Del acueducto de tres tramos de longitud 21.00 m, se toma un solo tramo, el cual se considera como viga simplemente apoyada de 7.00 m arriostrada en su parte superior por vigas longitudinales de  $0.50 \times 0.25$  m y vigas transversales de  $0.40 \times 0.25$  m

Viga Longitudinal  $0.50\text{m} \times 0.25$  m  
0.25m.

Viga Transversal  $0.40\text{m} \times$

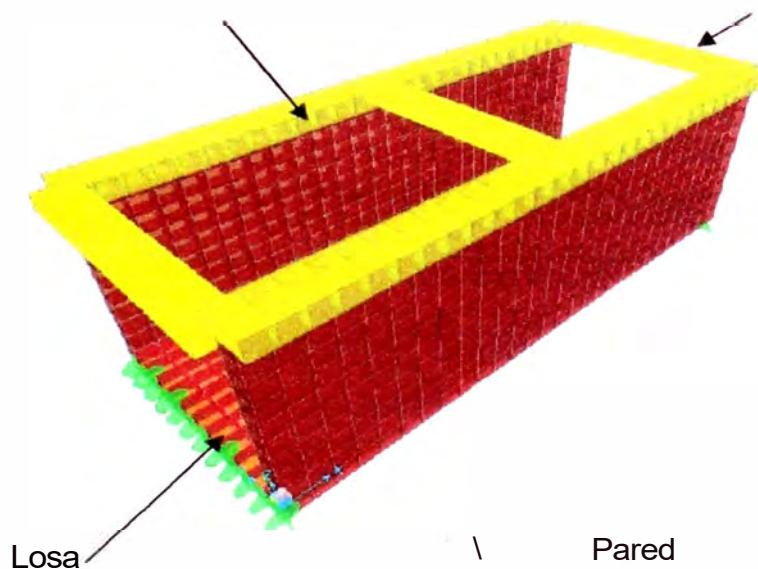


Figura N° 3.3.11 Modelo Estructural de un tramo del acueducto



## B.- Cargas de Diseño

Se procede a realizar un metrado de cargas para la losa y paredes de la caja del acueducto, con la intención de obtener las cargas de diseño.

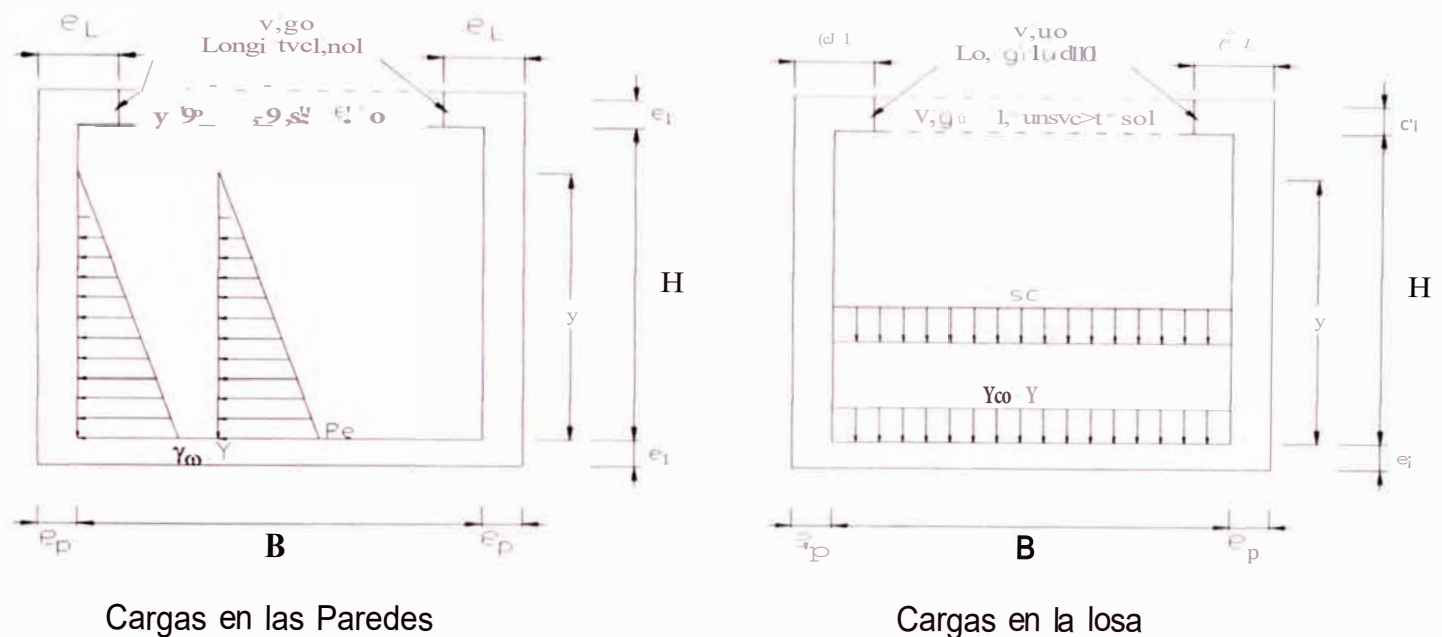


Figura N° 3.3.12 Cargas en caja del Acueducto

### Losa:

Las cargas que actúan en la losa son las siguientes: (Figura N° 3.3 12)

- Carga debida a Líquidos: WF  

$$WF = Y \cdot y_m \quad WF = 2.30 \cdot 1000 = 2.3 \cdot 10^3 \text{ kg/m}^2$$
- Carga Viva : WL =  $\alpha = 100 \text{ kg/ m}^2$
- Carga Muerta: WD =  $w_{pcso \text{ propio}}$

El programa SAP 2000 está considerando la carga  $w_{pcso \text{ propio}}$  del acueducto.

### Paredes:

Las cargas que actúan en las Paredes son las siguientes: (Figura N° 3.3.12)

- Carga debida a Líquidos: WF  

$$WF = Y \cdot y_m \quad WF = 2.30 \cdot 1000 = 2.3 \cdot 10^3 \text{ kg/m}^2$$
- Carga de Sismo : WE

En forma práctica la fuerza sísmica Pe generada por el agua se la aproximará a una forma triangular (Figura N° 3.3. 12 ), por lo tanto tenemos:

$$WE = Pe = C \cdot J \cdot \gamma \cdot Y$$

$$C = \frac{C_m}{2} \left[ \frac{y}{Y} \left( 2 - \frac{y}{Y} \right) + \sqrt{\frac{y}{Y} \left( 2 - \frac{y}{Y} \right)} \right]$$

$$C_m = 0.73 \text{ (Figura N}^\circ \text{ 3.3.2 para } \psi = 0 \text{)}$$

$$\text{Considerando: } y = Y$$

$$e = 0.73$$

$$\frac{\ddot{u}}{g} = \frac{\text{Aceleración del sismo}}{\text{Aceleración de la gravedad}}$$

$$\text{Aceleración del Sismo} = 0.28 \text{ m/s}^2$$

$$\text{Aceleración de la gravedad} = 1.00 \text{ m/s}^2$$

$$J = 0.28$$

Finalmente se tiene:

$$WE = 0.73 \cdot 0.28 \cdot 1000 \cdot 2.30 = 470.12 \text{ kg/m}^2$$

### **C.- Combinación de Cargas**

Para el diseño de la losa y paredes del acueducto se ha considerado las siguientes ecuaciones factorizadas e incrementadas por un coeficiente de durabilidad de 1.3, establecidas en el ítem 3.3.4.3 Parte B

$$\text{En Losa:} \quad 1.3 (1.4WF + 1.7WL + 1.4 WD)$$

$$\text{En Paredes:} \quad 1.3 (1.4 WF + 1.0 WE)$$

### **Salida de Resultados**

A continuación se muestra en las figuras N° 3.3.13 y N° 3.3.14 la salida de resultados del acueducto N° 1, que presenta el programa SAP 2000 :

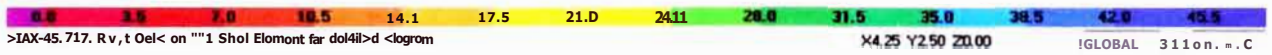
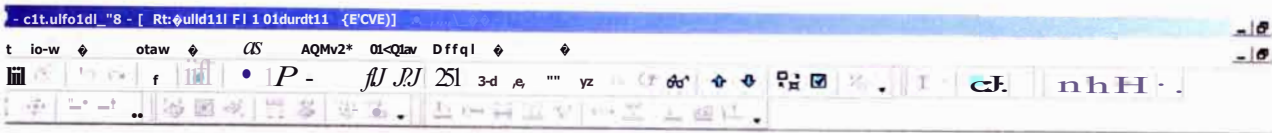


Figura N° 3.3.13 Diagrama Tracciones longitudinales

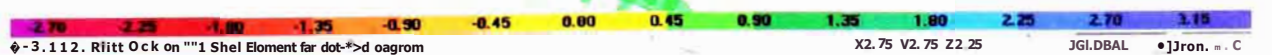
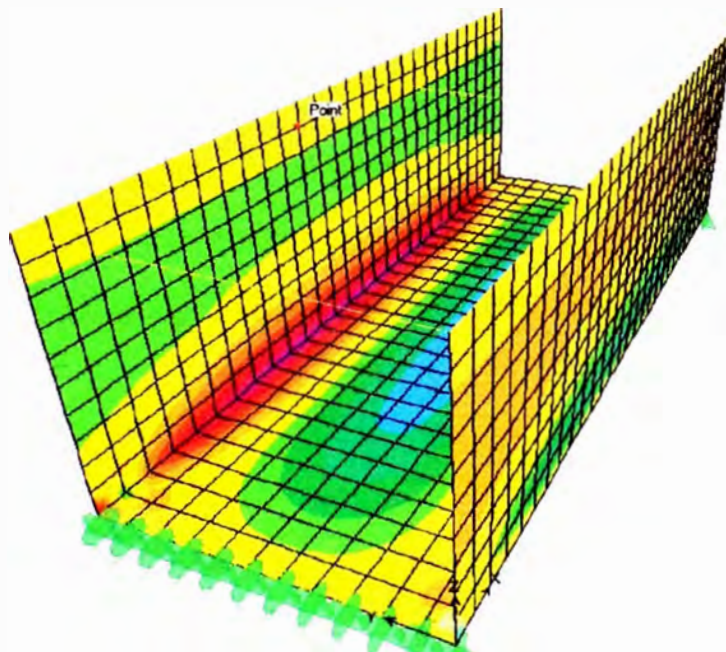


Figura N° 3.3.14 Diagrama de momentos flectores M22

## **D.- Diseño Estructural**

### **D.1.- Verificación por Esfuerzo de Corte**

Antes de proceder al diseño estructural se realiza una verificación por esfuerzo de corte en la losa y pared del acueducto.

#### **0.1.1.- Losa**

A una distancia "d" de la cara de la pared se obtuvo el siguiente valor:

$$V_{ud} = 6.15 \text{ ton}$$

Considerando:  $f'c = 21 \text{ Okg/cm}^2$  y  $d = 0.1736 \text{ m}$

El esfuerzo de Corte por metro de ancho es:

$$v_{ud} = \frac{V_{ud}}{d} = \frac{6.15}{0.1736 * 1.00} = 40.04 \text{ ton/m}^2$$

Finalmente se debe cumplir lo siguiente:

$$v_{ud} < \phi v_c$$

$$v_c = 0.53 (f'c)^{1/2}; \phi = 0.85$$

$$v_c = 0.53 * \sqrt{210} * 10 = 76.80 \text{ ton/m}^2$$

$$\phi v_c = 0.85 * 76.80 = 65.28 \text{ ton/m}^2 > v_{ud} \text{ ok/}$$

#### **0.1.2.-Paredes**

A una distancia d de la cara superior de la losa se obtuvo el siguiente valor:

$$V_{ud} = 6.40 \text{ ton}$$

Considerando:  $f'c = 21 \text{ Okg/cm}^2$  y  $d = 0.1936 \text{ m}$

El esfuerzo de Corte por metro de ancho es:

$$v_{ud} = \frac{V_{ud}}{d} = \frac{6.40}{0.1936 * 1.00} = 33.061 \text{ ton/m}^2$$

Finalmente se debe cumplir lo siguiente:

$$v_{ud} < \phi v_c$$

$$v_c = 0.53 (f'c)^{1/2}; \phi = 0.85$$

$$v_c = 0.53 * \sqrt{210} * 10 = 76.80 \text{ ton/m}^2$$

$$\phi v_c = 0.85 * 76.80 = 65.28 \text{ ton/m}^2 > v_{ud} \text{ ok/}$$

## 0.2.- Cálculo del refuerzo

### D.2.1 Losa de la caja del Acueducto

#### D.2.1.1.- Refuerzo Longitudinal

Una vez realizado el análisis se hace la verificación de la losa del acueducto con la fuerza de tracción máxima la cual es:

$$F_{t_{losa}} = 18950 \text{ kg}$$

$$A_{st_{losa}} = \frac{F_{t_{losa}}}{0.9 F_y} \quad A_{st_{losa}} = 5.013 \text{ cm}^2$$

Luego se realiza el diseño por momento flector el cual es:

Datos:

$$M_u = 0.625 \text{ ton-m} \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 20.00 - 4.00 - 1.27/2 = 15.36 \text{ cm} \quad f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad \phi = 0.90$$

Reemplazando en las expresiones 3.1.6 y 3.1.21:

$$A_s = \frac{0.625 * 10^5}{0.9 * 4200 * 0.9 * 15.36} = 1.20 \text{ cm}^2 \quad ; \quad a = \frac{1.20 * 4200}{0.85 * 210 * 100} = 0.28$$

$$A_s = \frac{0.625 * 10^5}{0.9 * 4200 * (15.36 - 0.28)} = 1.09 \text{ cm}^2 \quad \text{Finalmente iterando otra vez } A_s = 1.09 \text{ cm}^2$$

El Refuerzo mínimo es:  $A_{min} = 0.0033bh = 0.0033 * 100 * 20 = 6.60 \text{ cm}^2$

Entonces se toma :  $A_s = 6.60 \text{ cm}^2$

Usando  $\phi 1/2"$ ;

$$"s" \text{ requerido} = \frac{A_s}{As/m} = \frac{6.60}{1.27} = 0.20 \text{ m}$$

As/m

Por lo tanto se usa  $\phi 1/2" @ .20 \text{ m}$ .

#### 0.2.1.2.- Refuerzo Transversal

De la misma forma se realiza la misma verificación para la dirección transversal:

$$F_{t_{bsa}} = 8900 \text{ kg}$$

$$A_{st_{bsa}} = \frac{F_{t_{bsa}}}{0.9 F_y} \quad A_{st_{bsa}} = 2.354 \text{ cm}^2$$

Luego se realiza el diseño por momento flector al centro de la losa el cual es:

Datos:

$$\begin{aligned} Mu &= 2.49 \text{ kg-m} & fy &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ d &= 20.00 - 4.00 - 1.27/2 = 15.36 \text{ cm} & fe &= 210 \text{ kg/cm}^2 \\ b &= 100 \text{ cm} & \phi &= 0.90 \end{aligned}$$

Reemplazando en las expresiones 3.1.6 y 3.1.21:

$$A_s = \frac{2.49 * 10^5}{0.9 * 4200 * 0.9 * 15.36} = 4.77 \text{ cm}^2 ; \quad a = \frac{4.77 * 4200}{0.85 * 210 * 100} = 1.12$$

$$A_s = \frac{2.49 * 10^5}{0.9 * 4200 * (15.36 - 1.12)} = 4.45 \text{ cm}^2 ; \text{ Finalmente iterando otra vez } A_s = 4.44 \text{ cm}^2$$

Luego se realiza el diseño por momento flector al extremo de la losa el cual es:

Datos:

$$\begin{aligned} Mu &= 2.32 \text{ kg-m} & fy &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ d &= 20.00 - 4.00 - 1.27/2 = 15.36 \text{ cm} & fe &= 210 \text{ kg/cm}^2 \\ b &= 100 \text{ cm} & \phi &= 0.90 \end{aligned}$$

Reemplazando en las expresiones 3.1.6 y 3.1.21:

$$A_s = \frac{2.32 * 10^5}{0.9 * 4200 * 0.9 * 15.36} = 4.44 \text{ cm}^2 ; \quad a = \frac{4.44 * 4200}{0.85 * 210 * 100} = 1.04$$

$$A_s = \frac{2.32 * 10^5}{0.9 * 4200 * (15.36 - 1.04)} = 4.14 \text{ cm}^2 ; \text{ Finalmente iterando otra vez } A_s = 4.13 \text{ cm}^2$$

El Refuerzo mínimo es:  $A_{mín} = 0.0033bh = 0.0033 * 100 * 20 = 6.60 \text{ cm}^2$

Entonces se toma :  $A_s = 6.60 \text{ cm}^2$

Usando  $\phi 1/2"$

$$\text{"s" requerido} = \frac{A_s}{As/m} = \frac{6.60}{0.20} = 0.20 \text{ m}$$

Por lo tanto se usa  $\phi 1/2" @ .20\text{m}$ .

## D.2.2.- Paredes de la Caja del Acueducto

### D.2.2.1.- Refuerzo Longitudinal

$$F_{l\text{osa}} = 17200 \text{ kg}$$

$$A_{st_{\text{losa}}} = \frac{F_{l\text{osa}}}{0.9 \cdot F_y} \quad A_{st\text{losa}} = 4.55 \text{ cm}^2$$

El Refuerzo mínimo es:  $A_{m;n} = 0.0010bh = 0.0030 * 100 * 25 = 7.50 \text{ cm}^2$

Entonces se toma:  $A_s = 7.50 \text{ cm}^2$

Usando  $\phi 1/2"$ ; "s" requerido =  $\frac{A_s}{As/m} = \frac{1.2717.50}{As/m} = 0.15 \text{ m}$ .

Por lo tanto se usaremos  $\phi 1/2" @ .15\text{m}$ .

### D.2.2.2.- Refuerzo Transversal

Datos:

$$M_u = 3.26 \text{ ton-m} \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 25.00 - 5.00 - 1.27/2 = 19.36 \text{ cm} \quad f_e = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad \phi = 0.90$$

Reemplazando en las expresiones 3.1.6 y 3.1.21:

$$A_s = \frac{3.26 * 10^5}{0.9 * 4200 * 0.9 * 19.36} = 4.95 \text{ cm}^2; \quad a = \frac{4.95 * 4200}{0.85 * 210 * 100} = 1.16$$

$$A_s = \frac{3.26 * 10^5}{0.9 * 4200 * (19.36 - 1.16)} = 4.59 \text{ cm}^2; \text{ Finalmente iterando otra vez } A_s = 4.59 \text{ cm}^2$$

El Refuerzo mínimo es:  $A_{m;n} = 0.0010bh = 0.0030 * 100 * 25 = 7.50 \text{ cm}^2$

Entonces se toma :  $A_s = 7.50 \text{ cm}^2$

Usando  $\phi 1/2"$ ; "s" requerido =  $\frac{A_s}{As/m} = \frac{1.27/7.50}{As/m} = 0.15 \text{ m}$

Por lo tanto se usaremos  $\phi 1/2" @ .15\text{m}$ .

### D.2.3.- Refuerzo por Contracción y temperatura

El Refuerzo mínimo es:  $A_{min} = 0.0030 b_e b = 0.0030 * 100 * 25 = 7.50 \text{ cm}^2$

Usando  $\phi 1/2"$ : "s" requerido =  $\frac{A_s}{As/m} = \frac{1.27/7.50}{As/m} = 0.15 \text{ m}$

Por lo tanto se usa  $\phi 1/2" @ .15\text{m}$ .

## E.- Control de Fisuración

Considerando el momento máximo en condiciones de servicio y el acero de refuerzo obtenido en el anterior cálculo se realiza el control de fisuración verificando un adecuado espaciamiento del refuerzo en la losa y paredes de la caja del acueducto.

### E.1.-Losa

Datos:

$M$	$= 1.15 \text{ ton-m}$	(Condiciones de servicio)
$A_s$	$= 6.60 \text{ cm}^2$	(Area de acero en tracción)
$e_p$	$= 20 \text{ cm}$	(Espesor inferior de Pared del canal)
$b$	$= 100 \text{ cm}$	(Ancho del bloque comprimido)
$d$	$= 15.36 \text{ cm}$	(Peralte efectivo)
$c_e$	$= 4.00 \text{ cm}$	(Recubrimiento de acero)
$E_s$	$= 2000000 \text{ kg/cm}^2$	(Módulo de elasticidad del acero)
$E_c$	$= 15000 \sqrt{f_c}$	(Módulo de elasticidad del concreto)
$f_{c,r}$	$= 210 \text{ kg/cm}^2$	(Resistencia a la compresión del concreto)

- Se procede a obtener el valor del esfuerzo en el acero:

$$n = \frac{2000000}{15000 \sqrt{210}} = 92.9$$

$$p = \frac{A_s}{b d} = \frac{6.60}{100 * 15.36} = 4.3 * 10^{-3}$$

$$e = \left( \sqrt{12np + (np)^2} - np \right) d \quad \text{Reemplazando : } e = 3.75$$

$$f_s = \frac{M}{A_s (d - c/3)} = \frac{1.15 * 10^5}{6.60 * (15.36 - 3.75/3)} = 1235 \text{ ton/cm}^2$$

- Considerando un ancho permisible de  $w = 0.020$ , se procede a obtener el valor del espaciamiento máximo:

$$s = \frac{(96636 - 2.5 * 4.00) * 0.020}{1235 * 0.041} = 33.30 \text{ cm}$$

$$s = \frac{30(2520) * 0.010}{1085 * 0.041} = 29.86 \text{ cm}$$

∴ El espaciamiento máximo del reforzamiento en la losa es 29.86 cm



## E.2.-Paredes

A continuación se muestra el control de fisuras en la dirección transversal debido a que se encuentra en las condiciones más críticas.

Datos:

M	= 1.50 ton-m	(Condiciones de servicio)
As	= 6.00 cm <sup>2</sup>	(Area de acero en tracción)
ep <sub>2</sub>	= 25 cm	(Espesor inferior de Pared del canal)
b	= 100 cm	(Ancho del bloque comprimido)
d	= 19.36 cm	(Peralte efectivo)
Ce	= 2.00 cm	(Recubrimiento de acero)
Es	= 2000000 kg/cm <sup>2</sup>	(Módulo de elasticidad del acero)
Ec	= 15000 $\sqrt{f'c}$	(Módulo de elasticidad del concreto)
re	= 210 kg/cm <sup>2</sup>	(Resistencia a la compresión del concreto)

2.- Se procede a obtener el valor del esfuerzo en el acero:

$$n = 2000000 / 15000 \sqrt{210} = 9.2 \approx 9.0$$

$$p = As/bd = 6.00 / (100 * 19.36) = 3.10 * 10^{-3}$$

$$e = (\sqrt{2np} + (np)^2 - np)d \quad \text{Reemplazando: } e = 4.03$$

$$f_s = \frac{M}{As(d-c/3)} = \frac{1.32 * 10^6}{6.00 * (19.36 - 4.03/3)} = 1388 \text{ kg/cm}^2$$

- Considerando un ancho permisible de  $w = 0.020$ , se procede a obtener el valor del espaciamiento máximo:

$$s_{max} = \frac{(96636)^{0.75} * 2.5 * 5.00}{1221 * 0.041} = 27.86 \text{ cm}$$

$$s_{max} = \frac{30(2520)^{0.75} * 0.010}{1221 * 0.041} = 26.57 \text{ cm}$$

∴ El espaciamiento máximo del reforzamiento en la pared es 26.57 cm

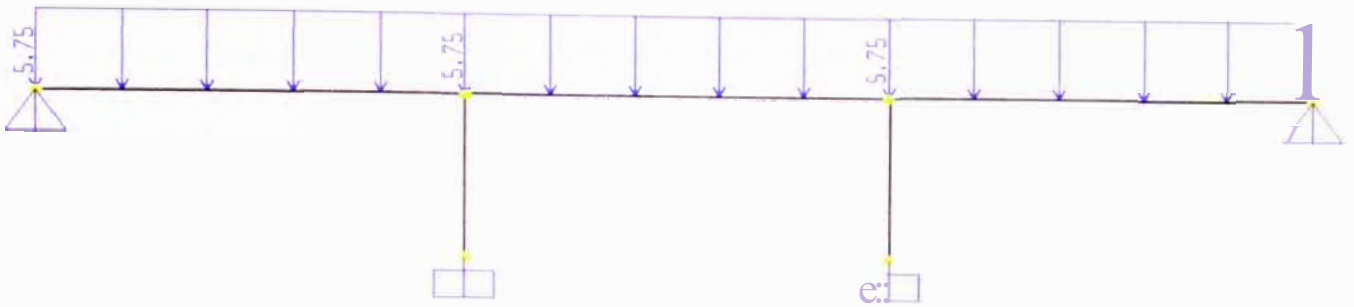
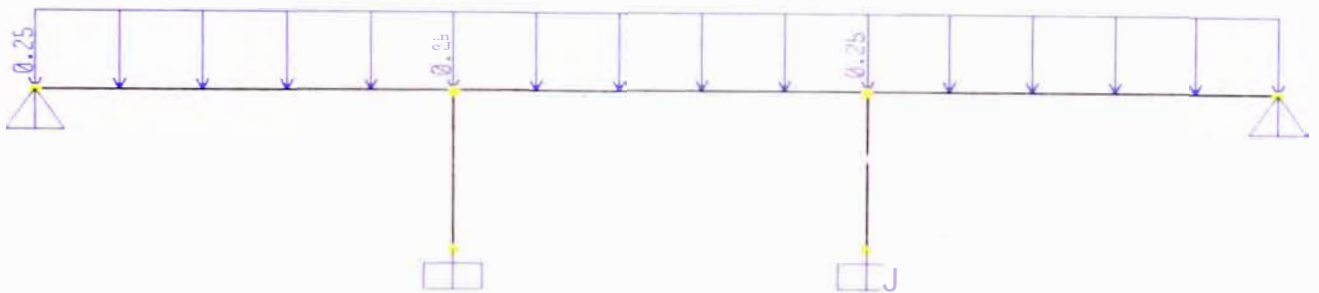


Figura N° 3.3.15 Carga Muerta en el acueducto (t-m)



Figura, N° 3.3.16 Carga Viva en el Acueducto (t-m)

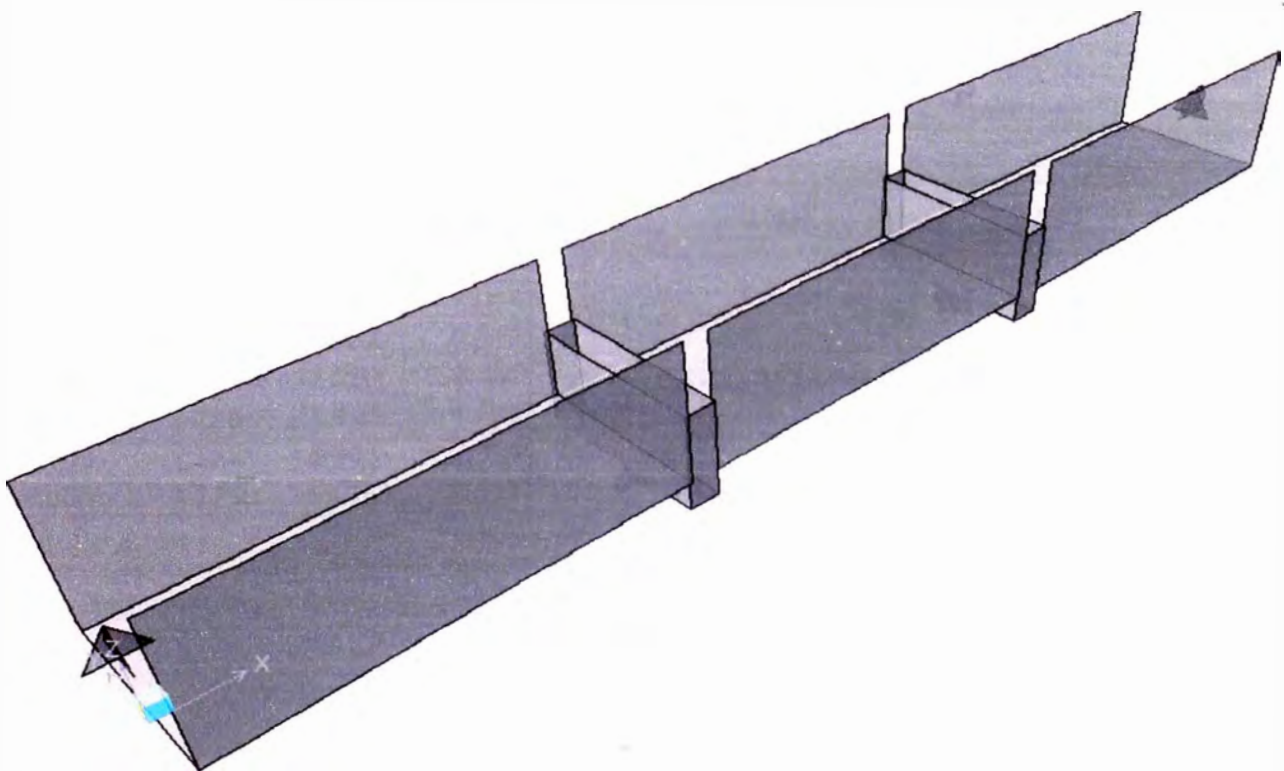


Figura N° 3.3.17 Modelo matemático Acueducto N° 1

## A.1.- Espectro de Aceleraciones

### ESPECTRO DE DISEÑO CALCULO DE LA ACELERACION ESPECTRAL

Z= FACTOR DE ZONA

U = FACTOR DE USO O IMPORTANCIA

S = FACTOR DEL SUELO

C= COEFICIENTE SISMICO

R = FACTOR DE REDUCCIÓN DE LA RESPUESTA

T= PERIODO DE VIBRACION DE LA ESTRUCTURA O DEL MODO

#### DATOS

Z=	0.3
U=	1.3
S=	1.4
R=	8
Tp=	0.9

T	e	Sa	Sa/R
0.100	2.500	13.391	1.674
0.200	2.500	13.391	1.674
0.300	2.500	13.391	1.674
0.400	2.500	13.391	1.674
0.500	2.500	13.391	1.674
0.600	2.500	13.391	1.674
0.700	2.500	13.391	1.674
0.800	2.500	13.391	1.674
0.900	2.500	13.391	1.674
1.000	2.250	12.052	1.506
1.100	2.045	10.956	1.369
1.200	1.875	10.043	1.255
1.300	1.731	9.270	1.159
1.400	1.607	8.608	1.076
1.500	1.500	8.034	1.004
1.600	1.406	7.532	0.942
1.700	1.324	7.089	0.886
1.800	1.250	6.695	0.837
1.900	1.184	6.343	0.793
2.000	1.125	6.026	0.753

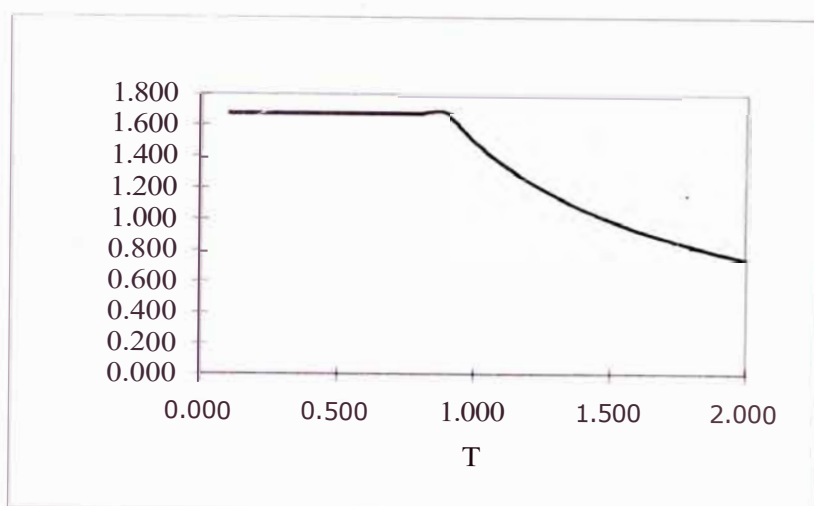


Figura N° 3.3.18 Espectro de Diseño

## A.2.- Combinaciones de carga

Se ha considerado las cargas factorizadas según las ecuaciones:

$$1.4 D \pm 1.7 L$$

$$0.75(1.4D + 1.7L \pm 1.0E)$$

$$0.9 D \pm 1.0E$$

Donde  $D$  es el valor de la carga muerta,  $L$  el valor de la carga viva, y  $E$  el valor de la carga de sismo. El valor  $E$  de la carga de sismo se analiza en la dirección Longitudinal y Transversal

## A.3.- Salida de Resultados - Fuerzas sobre la columna

Moment 3-3 Diagram (EIGENMODES) - Mode 1 - Period 0.07437

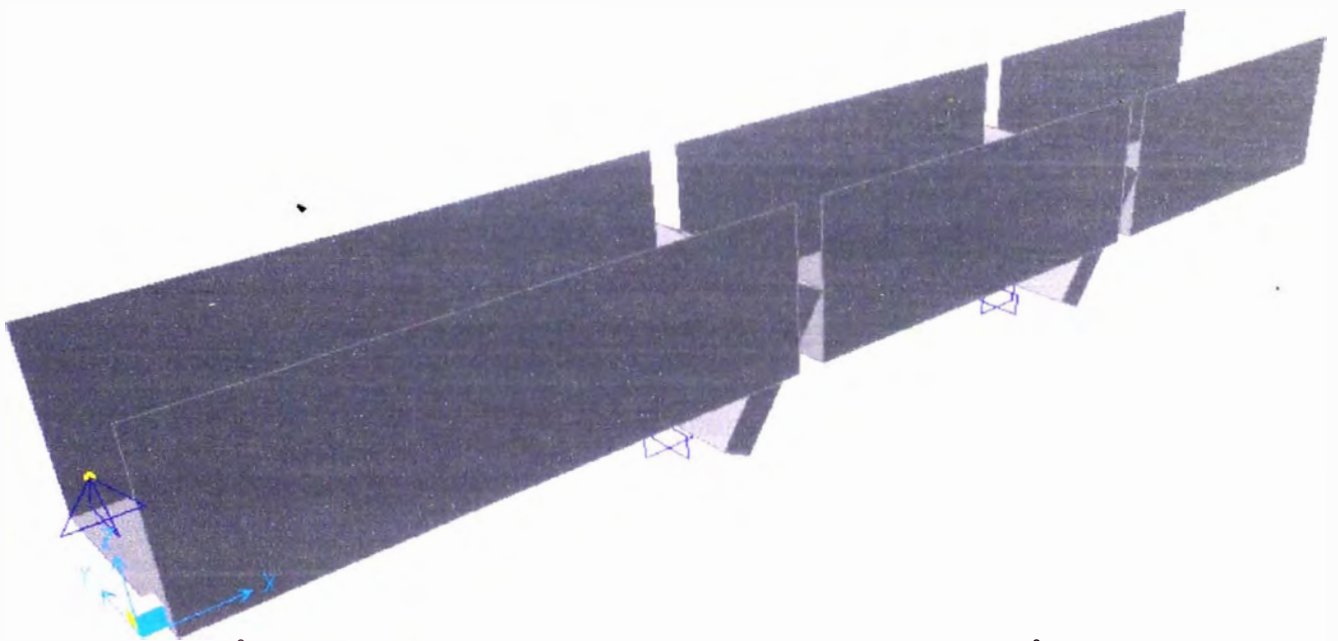


Figura N° 3.3.19 Modo de vibración Principal del acueducto N° 1  
Periodo Fundamental = 0.07437 s

Del análisis realizado se obtienen las fuerzas en la base de los pilares las cuales se usarán en el análisis del cajón. Para el presente ejemplo tenemos las siguientes reacciones en la base de los pilares:

$$F_z = 127.10 \text{ ton} = 1246.40 \text{ KN-m}$$

$$M_x = 55.36 \text{ ton-m} = 542.9 \text{ KN-m}$$

$$M_y = 29.88 \text{ ton-m} = 292.97 \text{ KN-m}$$

## B.- Diseño de la Columna

Se va considerar una columna de dimensiones 0.50 x 3.00 m. Para realizar el diseño se va a utilizar el programa PCACOL

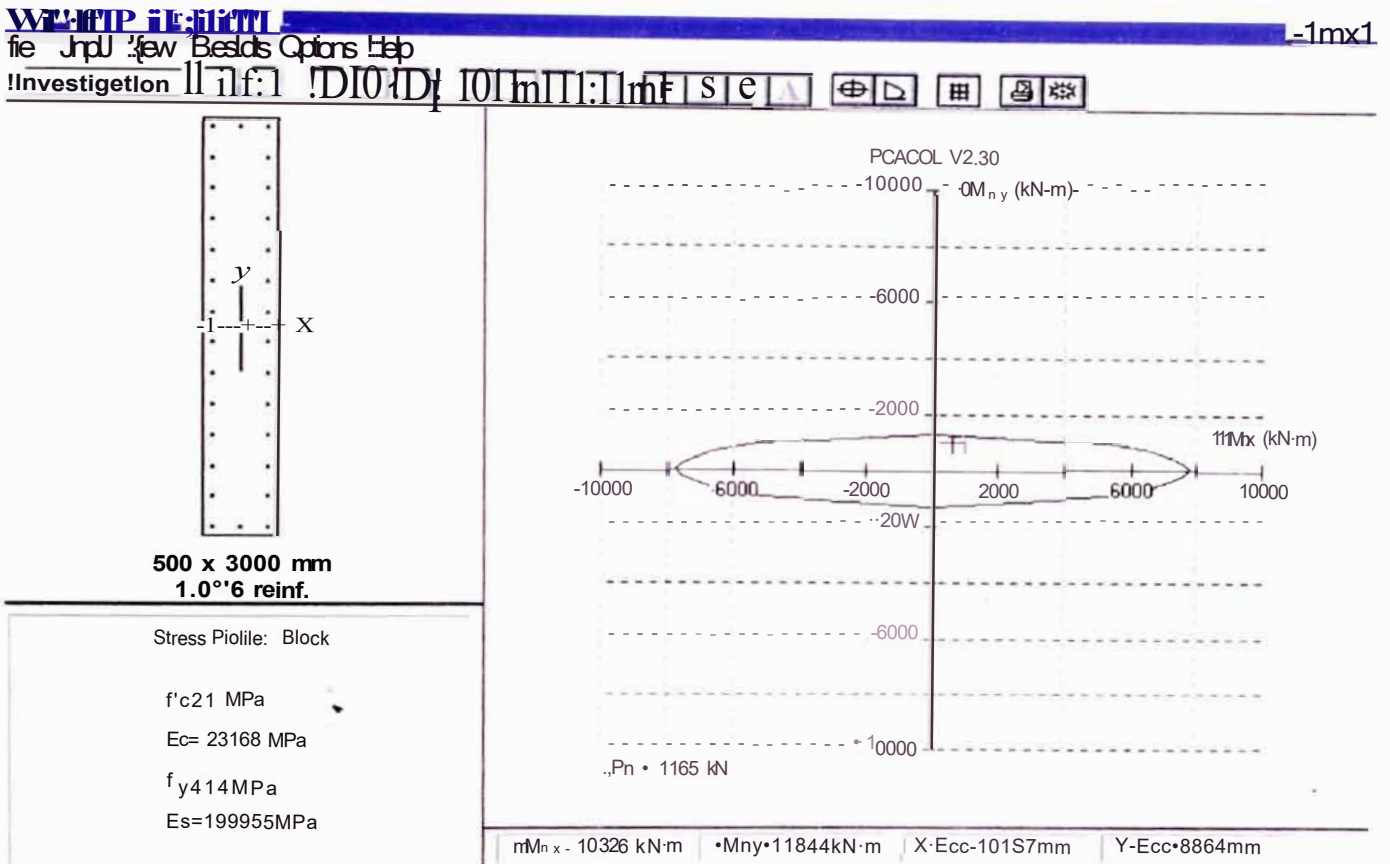


Figura N° 3.3.20 Diagrama de Interacción del Pilar

Del gráfico se verifica que se encuentra dentro de la curva, por lo que se usa 0 1"

### B.1.- Verificación de necesidad de Elementos de Confinamiento en los extremos

Debe disponerse de elementos de confinamiento si el esfuerzo de compresión en la fibra extrema es mayor a  $0.2f'_c$ .

$$A_g = 300 \cdot 50 = 15000 \text{ cm}^2$$

$$I_g = \frac{50 \cdot 300^3}{12} = 112500000 \text{ cm}^4$$

$$f'_e = \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u \cdot \frac{L_w}{2}}{I_g} = \frac{127.10 \cdot 10^3}{15000} + \frac{5536 \cdot 10^5 \cdot \frac{300}{2}}{112500000} = 1585 \text{ cm}^2 < 0.2f'_c = 0.2 \cdot 210 = 42 \text{ kg/cm}^2$$

No necesita elementos de confinamiento

### 3.3.5.3 Diseño de la Cimentación

Tomando en cuenta las consideraciones del ítem 3.3.4.4 se dividió el proceso de diseño en las siguientes partes:

A.- Modelo y Análisis del Acueducto

8.- Diseño del Cajón de cimentación

#### **A.- Modelo y Análisis del Acueducto**

Con la intención de obtener las fuerzas aplicadas en el cajón se realizó un análisis dinámico similar al usado en el modelo de la estructura del acueducto para el diseño de las columnas (ítem 3.3.5.2, Parte A), considerándose la misma carga, masa (Figuras 3.3.15, 3.3.16 y 3.3.17):

Carga Muerta :  $WD = 5750 \text{ kg/m}$

Carga Viva :  $WL = 250 \text{ kg/m}$

Masa :  $M = 12460 \text{ kg.s}^2/\text{m}$

#### **A.1.- Espectro de Aceleraciones**

Los parámetros sísmicos y el espectro de aceleraciones en este análisis serán también los mismos descritos en la estructura del acueducto para el diseño de columnas (ítem 3.3.5.2, Parte A.1, Figura N° 3.3.18).

#### **A.2.- Combinaciones de carga**

Se han considerado las cargas factorizadas según las ecuaciones:

$$D+L$$

$$D+L\pm E$$

$$D\pm E$$

Donde D es el valor de la carga muerta, L el valor de la carga viva, y E el valor de la carga de sismo. El valor E de la carga de sismo se analiza en la dirección Longitudinal y Transversal

### A.3.- Salida de Resultados - Fuerzas sobre el Cajón

Del análisis realizado se obtienen las fuerzas en la base de los pilares las cuales se usarán en el análisis del cajón. Para el presente ejemplo tenemos las siguientes reacciones en la base de los pilares:

$$F_z = -88.47 \text{ ton}$$

$$F_y = 16.83 \text{ ton}$$

$$M_x = 38.71 \text{ ton-m}$$

### B.- Diseño del Cajón de cimentación

Tomando en cuenta las consideraciones del ítem 3.3.4.4 se dividió el proceso de diseño en las siguientes partes:

8.1.- Predimensionamiento del Cajón de cimentación

8.2.- Verificación de la Capacidad Admisible de Terreno

8.3.- Diseño del cajón de cimentación

#### B.1.- Predimensionamiento del Cajón de cimentación

De acuerdo al estudio de suelos (tabla N° 2.21) la profundidad de cimentación recomendada por el estudio de suelos es 4 m., el tipo de material sobre el cual se cimentará es GP y el nivel freático se encuentra muy por debajo del nivel de cimentación.

Con estas condiciones se estima inicialmente la altura del cajón  $H_{cajón} = 3.50\text{m}$ . y la altura de la columna  $H_{col} = 1.80\text{m}$ . (Figura N° 3.3.21)

El ancho del cajón (B) se puede considerar como  $0.5H$  ( $H = H_{cajón} + H_{col}$ ),

$$B = 0.5 \cdot (3.50 + 2.00) = 2.75 \text{ m. Conservadoramente se tomará } B = 2.80 \text{ m}$$

El largo de la base del cajón (L) se estimará de la siguiente manera:

$$L = B + (t - b)/2$$

Donde:  $t = 3.00\text{m}$ . y  $b = 0.50\text{ m}$ ; Reemplazando:

$$L = B + (t - b)/2 = 2.80 + (3.00 - 0.50)/2 = 4.05 \text{ m}$$

El ancho de la celda del cajón ( $L_a$ ) se puede considerar como  $2/3$  de su altura.

$$L_a = 2 \cdot 3.50/3 = 2.33 < 4.05\text{m: por lo que se tomará otra celda adicional}$$

Debido a que los ganchos de anclajes de la columna se encuentran dentro de la losa superior ( $e_s$ ), se va considerar a la losa de un espesor de 80 cm.

El sello de la base ( $t$ ) se considerará de 1.00m.

Finalmente en forma conservadora el cajón tendrá siguientes dimensiones iniciales:

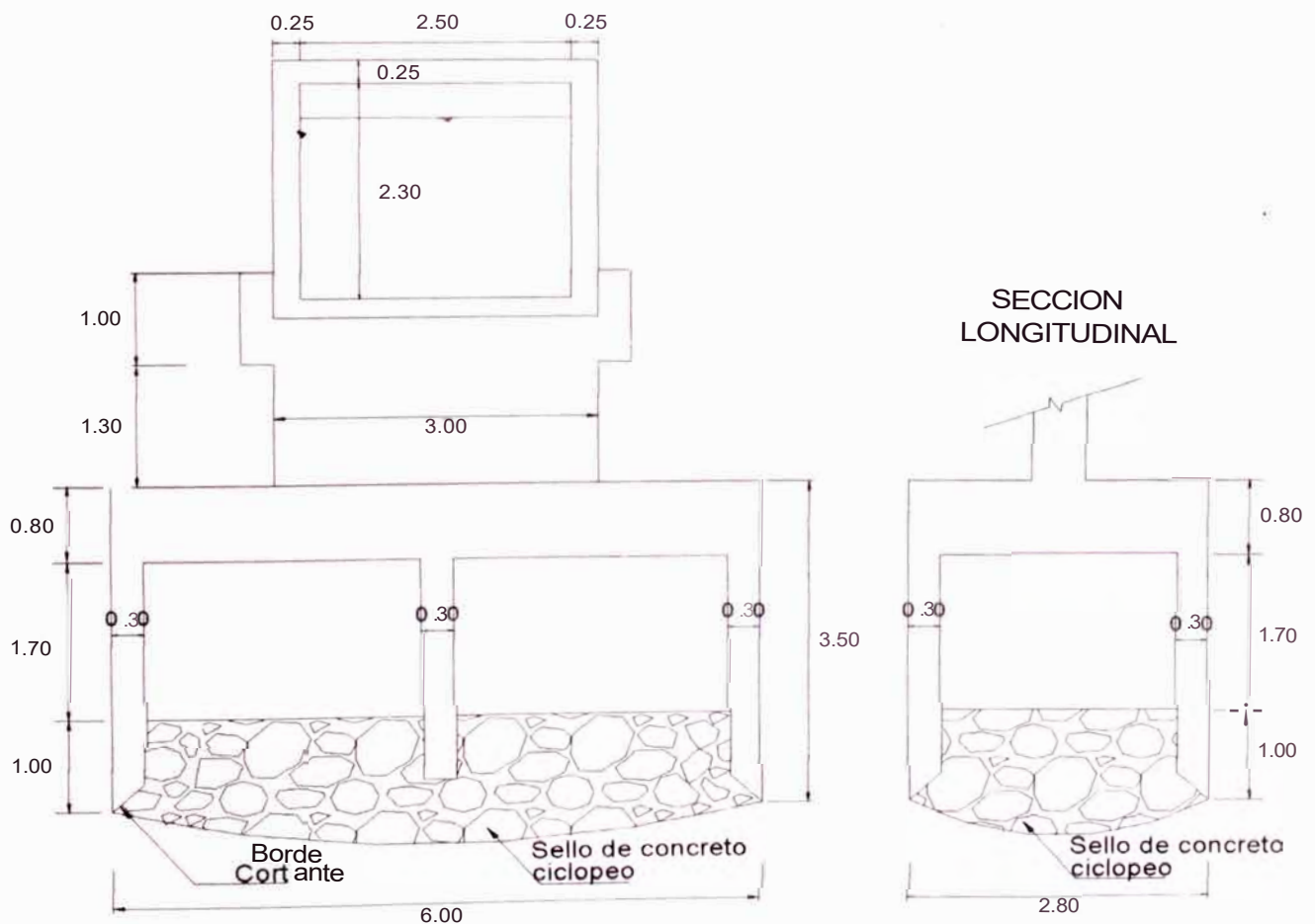
B : Ancho del cajón = 2.80 m

L : Largo de la base del cajón = 6.00m (2 celdas)

$e_p$  : Espesor de paredes = 0.30m

$e_s$  : Espesor de losa superior = 0.80 m

t : Espesor de sello = 1.00 m.



F.igura Nº 3.3 21 Sección Longitudinal y Trasversal de Cimentación del Acueducto



## 8.2.- Verificación de la Capacidad Admisible de Terreno

Con las fuerzas sobre el cajón obtenidas en el análisis anterior (ítem 3.3.5.3 Parte A.3), se procede a realizar la verificación de la capacidad admisible del terreno, debiendo cumplir lo siguiente:

$$Q < Q'_{adm}$$

Q: Esfuerzo en el terreno debido a la estructura y las fuerzas actuantes sobre el cajón.

### 8.2.1.- Modelo del cajón de cimentación

El cajón se ha modelado con dos elementos "trame" que representa la geometría y la rigidez del cajón. Se emplearon dos tipos de sección: En forma práctica la primera un elemento con una sección del tipo Box con las dimensiones del cajón y el espesor de las paredes, como se muestra en la Figura N° 3.3.22; y en el segundo se empleo una sección rectangular para modelar la base del cajón; el cual tiene un espesor de peralte de 1.00 m. y 2.80 m. de ancho como se ve en la Figura N° 3.3.23.

Luego para modelar el terreno empleamos los elementos "spring" que son resortes que simulan la rigidez de suelo, el cual depende del coeficiente de balasto del mismo y el área tributaria de terreno que esta representando el resorte en la cimentación, para esto se dividió los elementos "trame" cada 50cm en el lado del cajón del acueducto N° 1 (10 partes a lo largo de los 5.00m.); y los coeficientes de balasto adoptados tanto para la base como para las paredes laterales fueron de 2 kg/cm<sup>3</sup> y 1kg/cm<sup>3</sup> respectivamente (Tabla N° 3.2.1 ). Con las consideraciones mencionadas, obtenemos los siguientes valores de rigidez para los resortes tanto e la base como en la pared lateral.

$$\text{Base } K = 2000000 \text{ kg/m}^3 \times 0.5\text{m} \times 2.8\text{m} = 2800000 \text{ kg/m}$$

$$\text{Pared } K = 1000000 \text{ kg/m}^3 \times 0.5\text{m} \times 2.8\text{m} = 1400000 \text{ kg/m}$$

**Box/Tube Section**

Section Name: IC6X2.8

Properties: Section Properties... | Property Modifiers: Set Modifiers... | Material: IC-ON-C

Dimensions:

Outside depth (t3)	16
Outside width (t2)	12.8
Flange thickness (tf)	10.3
Web thickness (tw)	10.3

Display Color: ■

OK Cancel

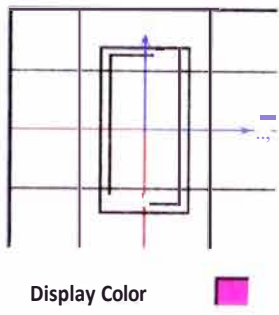


Figura N° 3.3.22 Dimensiones de paredes del cajón de Cimentación

**Rectangular Section**

Section Name: jC1 01X2.00

Properties: Section Properties... | Property Modifiers: Set Modifiers.. 1 | Material: IC-ON-C-3-

Dimensions:

Depth (t3)	1
Width (t2)	12.8

Display Color: ●

Concrete Reinforcement..

OK Cancel

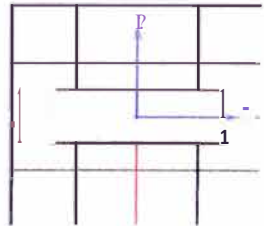


Figura N° 3.3.23 Dimensión de Base del cajón

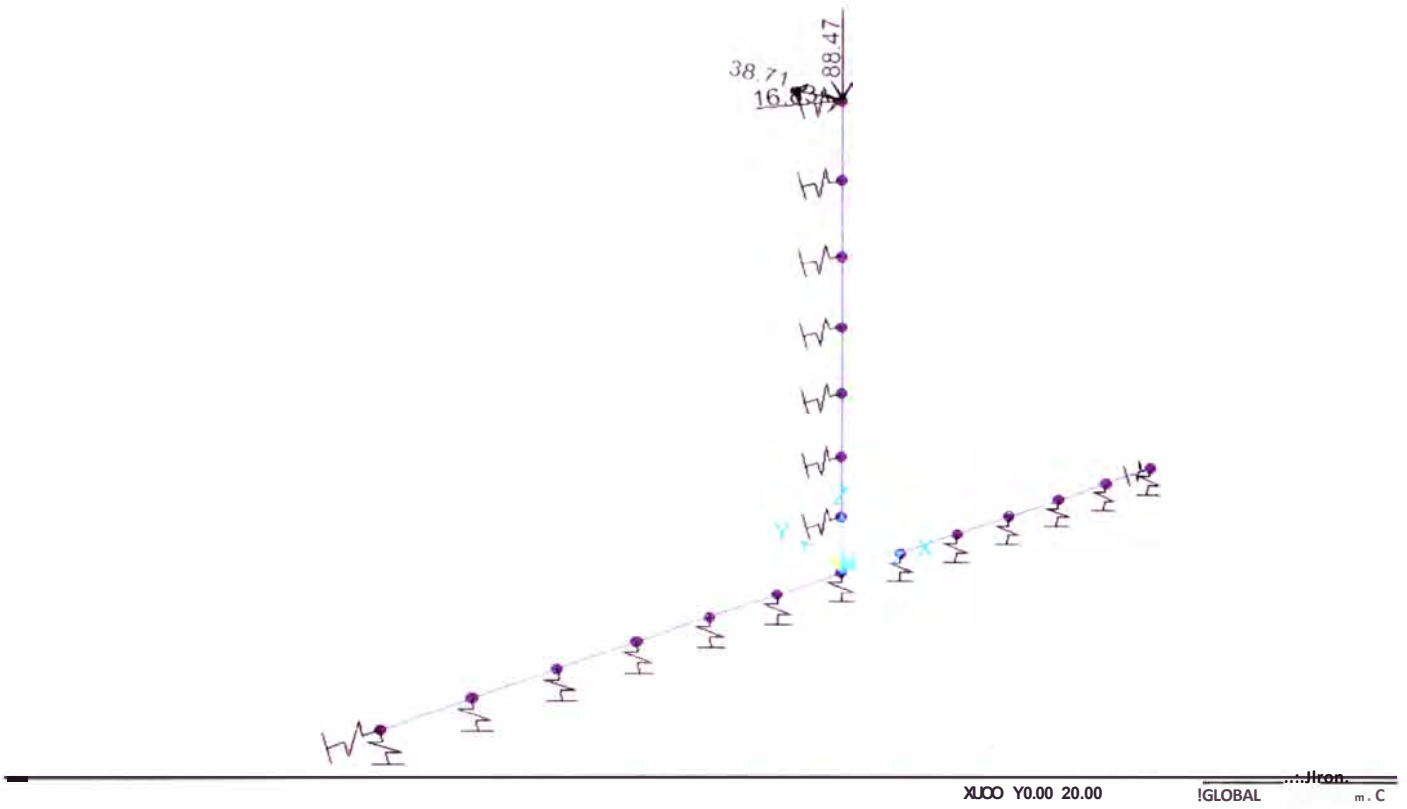


Figura N° 3.3.24 Modelo matemático par el análisis del cajón del acueducto N° 1

**B.2.2.- Salida de Resultados**

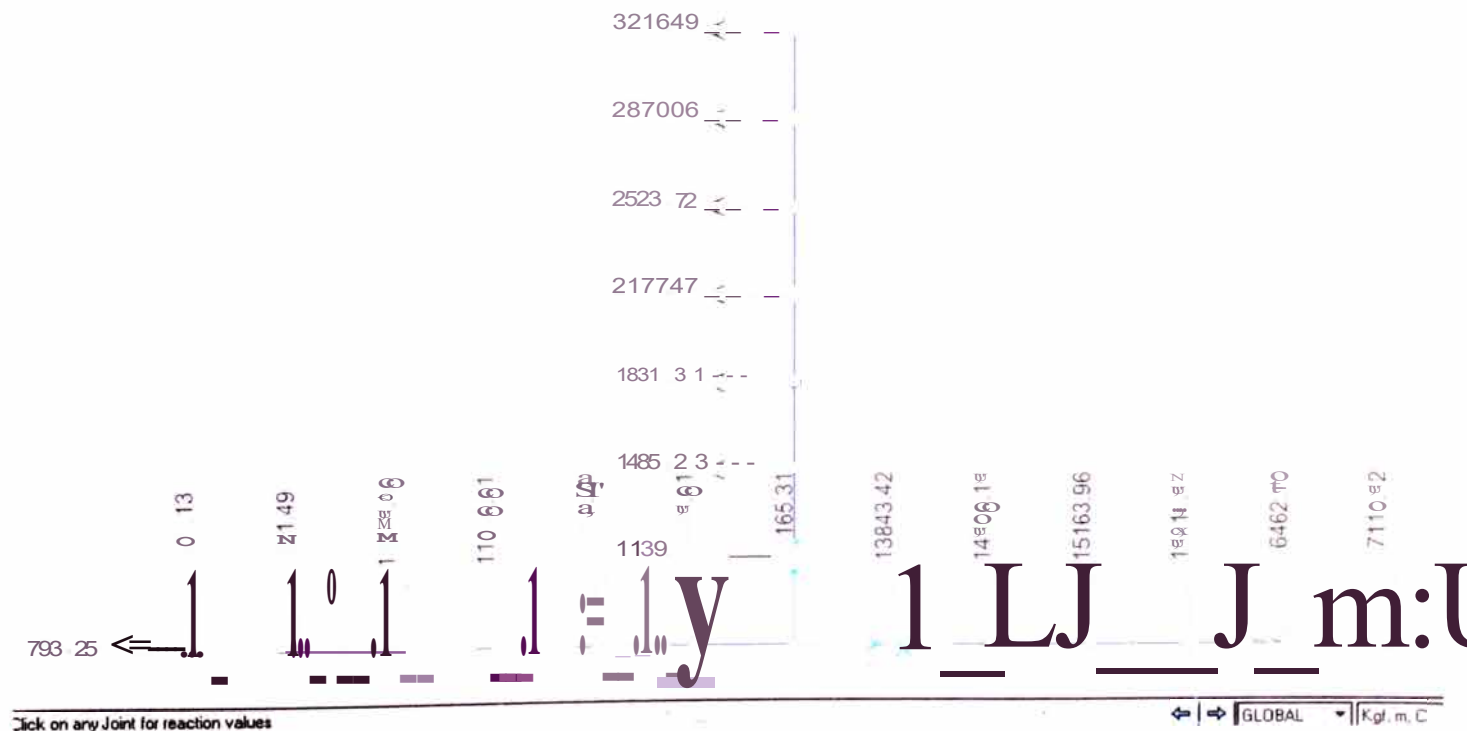


Figura N° 3.3.25 Fuerzas en los resortes, Acueducto N° 1

Del estudio de suelos (Tabla N° 2.21) se tiene una capacidad portante de  $1.3 \text{ kg/cm}^2$  con lo cual se verifica los resultados. El análisis se realiza obteniendo la fuerza máxima en los resortes la cual se divide entre el área tributaria que representa. este resultado deberá ser menor que la capacidad portante del terreno.

Fuerza máxima del resorte :  $17,110 \text{ kg}$

Área de influencia :  $50 \text{ cm} \times 280 \text{ cm} = 14000 \text{ cm}^2$

Esfuerzo actuante del terreno :  $17,110 \text{ kg} / 14,000 \text{ cm}^2 = 1.22 \text{ kg/cm}^2 < 1.3 \text{ kg/cm}^2$

### B.3.- Diseño Estructural

#### B.3.1.- Diseño de las paredes del cajón

Para el diseño de la pantalla se considera el empuje de tierras aplicado en la parte mas profunda de la pantalla. Como se muestra en el siguiente análisis.

Datos:

Altura del cajón:  $H_{\text{cajón}} = 3.50 \text{ m}$

Peso específico del terreno:  $\gamma_s = 2.00 \text{ ton/m}^3$

Angulo de fricción interna:  $\phi = 29^\circ$  (Tabla N° 2.9)

Espesor de paredes :  $e_p = 0.30 \text{ m}$ .

Largo:  $L = 5.00 \text{ m}$ .

Ancho:  $A = 2.80 \text{ m}$

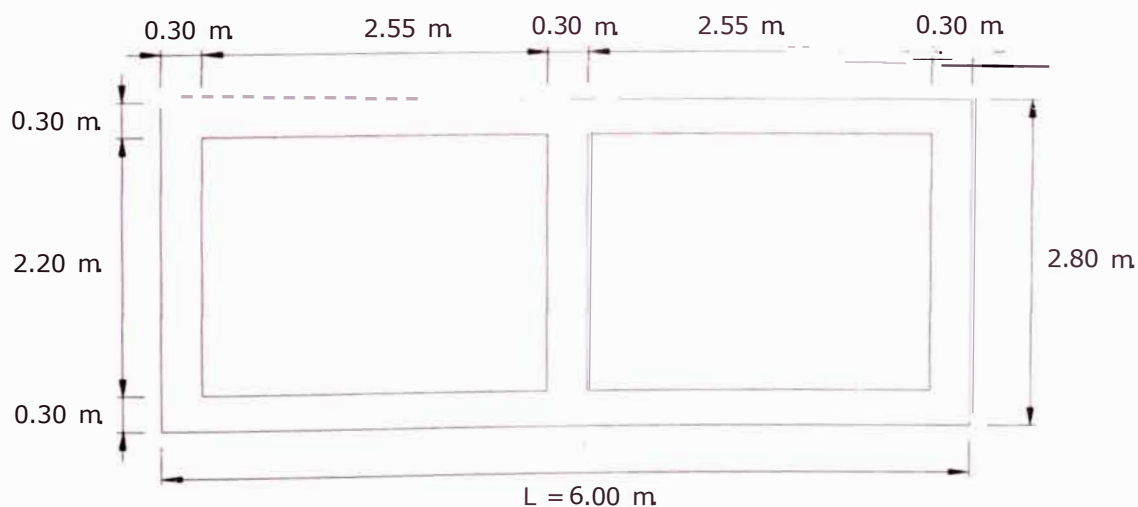


Figura N° 3.3.26 Planta del cajón Rectangular

## Procedimiento

1.- Se determina el coeficiente de empuje activo  $k_a$  :

Debido a que  $\theta = 0$  (talud horizontal);  $k_0 = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2})$

$\phi = 29^\circ$  (Tabla N° 2.3.9)

$$k_a = 0.347$$

2.- Se determina la carga (W) en la parte mas profunda del cajón:

$$W = K_a * \gamma_s * h_{cajon} = 0.347 * 2.00 * 3.50 = 2.43 \text{ ton/m}^2$$

Nota: Este empuje es calculado en 1 metro de ancho en el inferior de la pared.

3.- Se procede a determinar el momento positivo y negativo, aplicando el método de coeficientes:

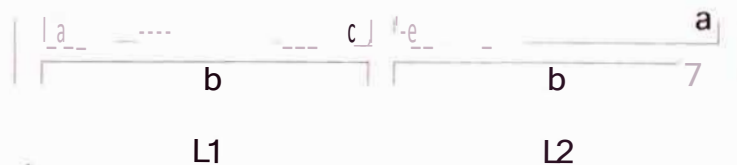


Fig. N° 3.3.27 Método de Coeficientes de dos tramos en el cajón de Cimentación

Donde:

$$a = 1/16 * W * l_n^2$$

$$b = 1/14 * W * l_n^2$$

$$e = 1/9 * W * l_n^2$$

Reemplazando se obtiene:

$$M_a = 1.7 * 2.43 * 2.05^2 / 16 = 1.68 \text{ t-m}$$

$$M_b = 1.7 * 2.43 * 2.05^2 / 14 = 1.92 \text{ t-m}$$

$$M_e = 1.7 * 2.43 * 2.05^2 / 9 = 2.98 \text{ t-m}$$

3.- se procede a calcular el acero de refuerzo mediante las siguientes expresiones:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} ; a = \frac{A_s * \phi}{0.85 * f_c * b}$$

$$\text{Asumiendo } a = d / 5; A_s = \frac{M}{\phi * f_y * 0.9 * d}$$

**Punto a**

$$Mu = 1.68 \text{ ton-m}$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Peralte: } d = 30 - 4.00 - 1.27/2 = 25.37 \text{ cm.}$$

$$fe = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.90$$

Reemplazando:

$$A_s = \frac{1.68 * 10^5}{0.9 * 4200 * 0.9 * 25.37} = 1.77 \text{ cm}^2 ; \quad a = \frac{1.95 * 4200}{0.85 * 210 * 100} = 0.46$$

$$A_s = \frac{1.68 * 10^5}{0.9 * 4200 * (25.37 - 0.46)} = 1.77 \text{ cm}^2 ; \text{ Finalmente iterando otra vez } A_s = 1.77 \text{ cm}^2$$

El Refuerzo mínimo es:  $A_{min} = 0.0030bh = 0.0030 * 100 * 30 = 9.00 \text{ cm}^2 > 1.77 \text{ cm}^2$

Entonces se toma :  $A_s = 9.00 \text{ cm}^2$

Usando  $\phi 5/8"$

$$"s" \text{ requerido} = \frac{A_s}{As/rn} = \frac{9.98}{9.00} = 0.20 \text{ m}$$

$$As/rn$$

Por lo tanto en la se usa  $\phi 1/2" @ .15\text{m}$ .

**Punto b**

$$Mu = 1.92 \text{ ton-m}$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Peralte: } d = 30 - 4.00 - 1.27/2 = 25.37 \text{ cm.}$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.90$$

Reemplazando:

$$A_s = \frac{1.92 * 10^5}{0.9 * 4200 * 0.9 * 25.37} = 2.22 \text{ cm}^2 ; \quad a = \frac{2.22 * 4200}{0.85 * 210 * 100} = 0.52$$

$$A_s = \frac{1.92 * 10^5}{0.9 * 4200 * (25.37 - \frac{0.52}{2})} = 2.02 \text{ cm}^2 ; \text{ Finalmente iterando otra vez } A_s = 2.02 \text{ cm}^2$$

El Refuerzo mínimo es:  $A_{min} = 0.0030bh = 0.0030 * 100 * 30 = 9.00 \text{ cm}^2 > 2.02 \text{ cm}^2$

Entonces se toma :  $A_s = 9.00 \text{ cm}^2$

$$\text{Usando } \phi 5/8": "s" \text{ requerido} = \frac{A_s}{As/rn} = \frac{9.98}{9.00} = 0.20 \text{ m}$$

$$As/rn$$

Por lo tanto en la se usa  $\phi 5/8" @ .15\text{m}$

**Punto e**

$$M_u = 2.99 \text{ ton-m}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Peralte: } d = 30 - 4.00 - 1.27/2 = 25.37 \text{ cm.}$$

$$: f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.90$$

Reemplazando:

$$A_s = \frac{2.99 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot 0.9 \cdot 25.37} = 3.46 \text{ cm}^2 ; \quad a = \frac{3.46 \cdot 4200}{0.85 \cdot 210 \cdot 100} = 0.81$$

$$A_s = \frac{299 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot (25.37 + 1)} = 3.10 \text{ cm}^2 ; \text{ Finalmente iterando otra vez } A_s = J. / 6 \text{ cm}^2$$

El Refuerzo mínimo es:  $A_{m\text{in}} = 0.0030bh = 0.0030 \cdot 100 \cdot 30 = 9.00 \text{ cm}^2 > 3.16 \text{ cm}^2$

Entonces se toma:  $A_s = 9.00 \text{ cm}^2$

Usando  $\phi 5/8"$

$$\text{"s" requerido} = \frac{A_s}{\phi} = \frac{9.98}{9.00} = 0.20 \text{ m}$$

$$A_s/m$$

Por lo tanto en la se usa  $\phi 5/8" @ .20m$

**B.3.2.- Diseño de la Losa Superior**

Para el diseño de la losa superior del cajón se va considerar las fuerzas resultantes obtenidas del modelo del acueducto desarrollado en el diseño de las columnas. Considerando las dimensiones del predimensionamiento, las cargas en la losa superior son las siguientes:

$$W_{pp} = 1.7 \cdot 0.40 \cdot 2.4 = 1.63 \text{ ton/m}$$

$$W = 42.37 \text{ ton/m}$$

$$M = 55.36 \text{ ton-m}$$

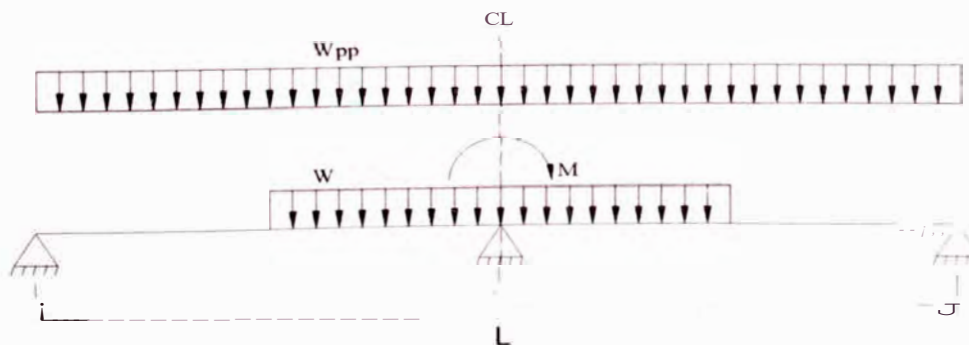


Figura Nº 3.3.28 Cargas sobre losa superior del cajón de cimentación

## ● Salida de Resultados

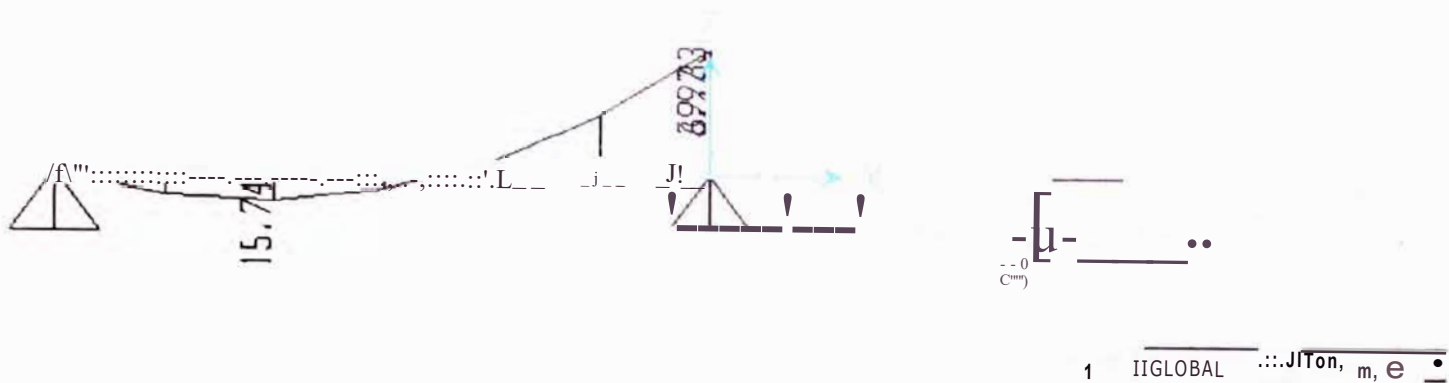


Figura N° 3.3.29 Diagrama de Momento Flector

### B.3.2.1.- Cálculo del Refuerzo

Se procede a calcular el acero de refuerzo mediante las siguientes expresiones:

$$A_s = \frac{M_u}{f_e \cdot (d;)} \cdot a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot h}$$

$$\text{Asumiendo } a = d/5; A_s = \frac{M_u}{f_y \cdot 0.9 \cdot d}$$

#### Refuerzo Positivo

$$M_u = 36.95 \text{ ton-m}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Peralte: } d = 80 - 4.00 - 2.54/2 = 74.73 \text{ cm.}$$

$$f_e = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.90$$

Reemplazando:

$$A_s = \frac{36.95 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot 0.9 \cdot 74.73} = 14.53 \text{ cm}^2; \quad a = \frac{14.53 \cdot 4200}{0.85 \cdot 210 \cdot 100} = 3.42$$

$$A_s = \frac{36.95 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot (74.73 - \frac{3.42}{2})} = 13.39 \text{ cm}^2; \quad \text{Finalmente iterando otra vez } A_s = 13.39 \text{ cm}^2$$

$$\text{El Refuerzo mín es: } A_{\min} = 0.0030bh = 0.0030 \cdot 100 \cdot 80 = 24.00 \text{ cm}^2 > 13.39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Entonces se toma : } A_s = 24.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usando } \phi 1": \text{ "s" requerido} = \frac{A_s}{\phi} = \frac{24.00}{0.21} = 114.29 \text{ cm}$$

$$\text{As/m}$$

Por lo tanto en la se usa  $\phi 1" @ .20\text{m}$ .



**Refuerzo Negativo**

$$M_u = 69.97 \text{ ton-m}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Peralte: } d = 80 - 4.00 - 2.54/2 = 74.73 \text{ cm.}$$

$$f_e = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.90$$

Reemplazando:

$$A_s = \frac{69.97 * 10^5}{0.9 * 4200 * 0.9 * 74.73} = 27.52 \text{ cm}^2 ; \quad a = \frac{27.52 * 4200}{0.85 * 210 * 100} = 6.48$$

$$A_s = \frac{69.97 * 10^5}{0.9 * 4200 * (74.73 - 6.48)} = 25.82 \text{ cm}^2 ; \quad \text{Finalmente iterando otra vez } A_s = 25.82 \text{ cm}^2$$

$$\text{El Refuerzo m\u00edn. es: } A_{min} = 0.0030bh = 0.0030 * 100 * 80 = 24.000 \text{ cm}^2 < 25.82 \text{ cm}^2$$

$$\text{Entonces se toma: } A_s = 25.82 \text{ cm}^2$$

Usando  $\phi 1"$

$$\text{"s" requerido} = \frac{A_s}{As/m} = 5.07/25.82 = 0.20 \text{ m}$$

$$As/m$$

Por lo tanto en la se usa  $\phi 1" @ .20\text{m}$

**Refuerzo por Contracci\u00f3n y temperatura**

$$\text{El Refuerzo m\u00ednimo es: } A_{min} = 0.0030 b_e b = 0.0030 * 100 * 80 = 24.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usando } \phi 1": \quad \text{"s" requerido} = \frac{A_s}{As/m} = 5.07/24.00 = 0.21 \text{ m}$$

Por lo tanto se usa  $\phi 1" @ .20\text{m}$ .

## 3.4- SIFONES

### 3.4.1 DEFINICIÓN

El sifón es una estructura que permite la conducción del agua por debajo de una quebrada, depresiones naturales, caminos, etc.

El Sifón está conformado por un tramo de entrada inclinado, un tramo recto y un tramo de salida inclinado. Asimismo se tiene una transición de entrada y salida que evita que el paso de la sección del canal a la sección de la caja del acueducto no se realice de modo brusco. Ver Figura N° 3.4.1

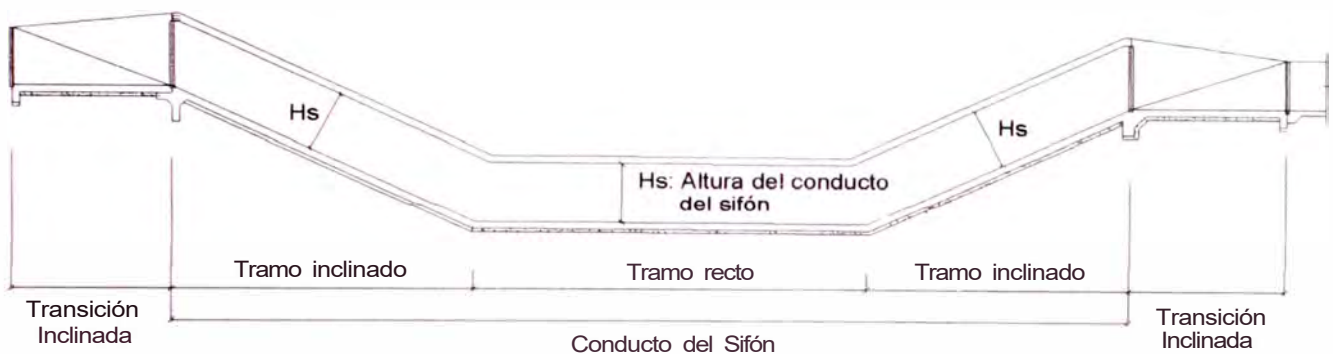


Figura No 3.4.1 Partes del Sifón

De acuerdo a la tabla N° 1.2.5 el estudio consta de 2 sifones; por lo que en el presente capítulo nos avocaremos solamente al análisis y diseño del sifón N° 1

### 3.4.2 DESCRIPCIÓN DEL SIFÓN N° 1

El sifón N° 1 presenta las principales características:

- Esta ubicado en la progresiva O+715.00 del canal principal
- Longitud total de 25.99 m. y se construirá de concreto armado.
- Una sección transversal cuadrada de 1.70 m de lado.
- El tramo recto tiene una pendiente de 0.005 y el ángulo de inclinación de los tramos inclinados es de  $26.6^\circ$ .
- La diferencias de nivel entre la entrada y salida del sifón de 0.40 m.

### 3.4.3 CONDICIONES DEL SUELO

- El suelo de fundación está conformado por un estrato de arcilla arenosa y limos, con una capacidad portante de  $0.70 \text{ kg/cm}^2$
- El peso unitario seco es  $1.95 \text{ tn/m}^3$
- El ángulo de fricción interna es  $30^\circ$

### 3.4.4 ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

#### 3.4.4.1 Metodología de Análisis y Diseño

En el análisis del sifón intervienen las siguientes fuerzas en el equilibrio: el peso propio de la estructura, el empuje del agua, el empuje de tierras, la reacción del suelo y una sobrecarga de tráfico.

Se ha considerado la estructura del sifón de concreto armado, y su diseño se ha realizado usando el método de la rotura, verificando el control por fisuración.

La sección crítica es aquella ubicada a mayor profundidad, siendo la que se va a diseñar.

#### A- Carga Viva del tráfico

El cálculo se hace en base a las cargas vivas especificadas por las normas AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials).

Se tienen dos sistemas de cargas:

- Carga H, representada por un camión de dos ejes:
- Cargas HS, representada por un camión - Trailer con tres ejes.

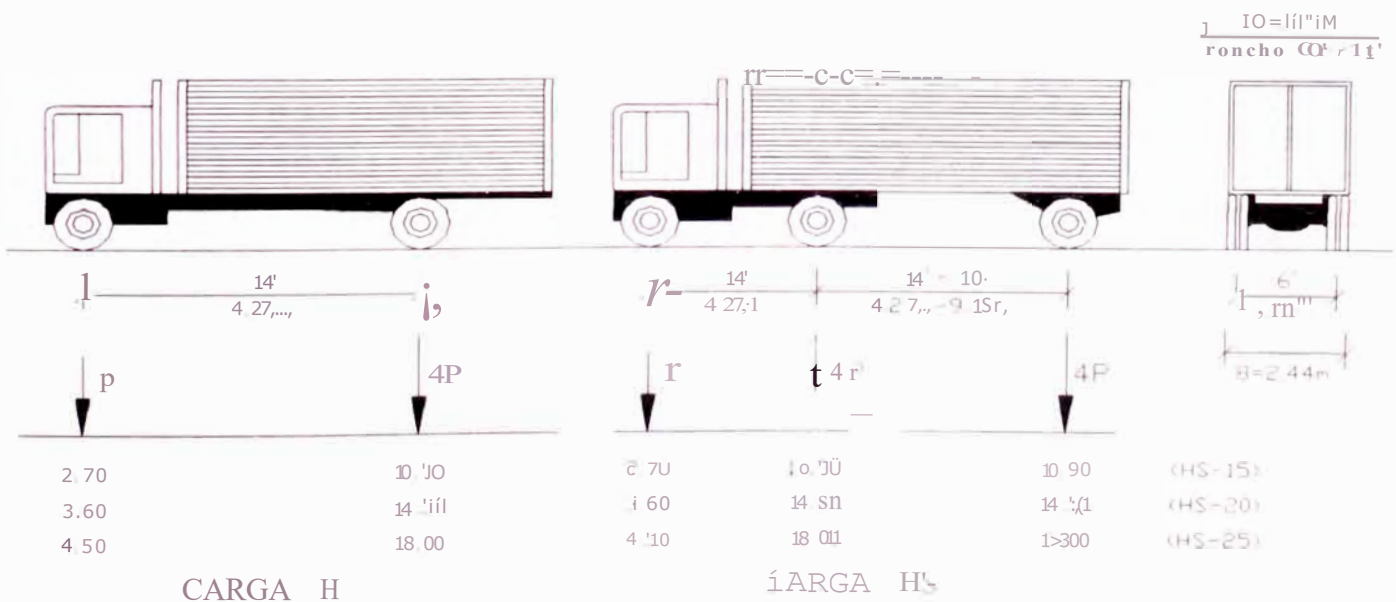


Figura Nº 3.4.2 Sistemas de carga Americana AASHTO

Para el cálculo de los máximos momentos flectores en la losa superior del sifón emplean los siguientes criterios:

**Criterio N° 1:** Cuando la altura de la cobertura sea menor o igual a 0.60 m. la carga viva de tráfico a considerar será igual al peso del grupo de ruedas posteriores del sistema de camión asumido. actuando sobre un ancho "E", al cual a su vez habrá que añadirle el efecto de impacto. El momento máximo generado por esta carga se producirá en el centro de luz de la losa. Se tiene:

$P_r$  : carga viva del grupo de ruedas posteriores del sistema de camión asumido

$E$  : ancho sobre el cual se distribuye la carga  $P_r$ ,

$P_{co}$  : carga viva del grupo de ruedas sobre ancho  $E$ .

$I$  : coeficiente de impacto.

$P_e$  : carga viva puntual actuante sobre la losa superior o carga de diseño.

$L$  : distancia entre ejes de los muros (en m.)

Donde:

$$E = 0.06L + 1.219 < 2.13 \text{ m} \dots\dots\dots (3.4.1)$$

$$P_{co} = P_r / E \dots\dots\dots (3.4.2)$$

$$I = \frac{14.97}{L + 37.41} \quad 30\% \quad , \quad L \text{ en m} \dots\dots\dots (3.4.3)$$

$$P_e = (1 + I)P_{co} \dots\dots\dots (3.4.4)$$

**Criterio N° 2;** cuando la altura de la cobertura sea mayor a 0.60 m. La carga viva de tráfico a considerar se obtendrá a partir del gráfico N° 3.4.3 para determinar la carga de tráfico. al cual a su vez habrá que añadirle el efecto de impacto. Se tiene:

$$W_{se} = C_{vo}(1+I) \dots\dots\dots (3.4.5)$$

Donde:

$C_{vo}$  : carga viva de tráfico obtenido de tablas.

$W_{se}$  : carga viva repartida actuante sobre la losa superior o carga de diseño.

#### 3.4.4.2 Características Estructurales

Concreto Armado :  $f_e = 210 \text{ kg/cm}^2$

Concreto Simple :  $f_e = 175 \text{ kg/cm}^2$

Concreto Ciclópeo :  $f_e = 140 \text{ kg/cm}^2$

Acero de refuerzo :  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Peso Unitario del concreto :  $\gamma_e = 2400 \text{ kg/m}^3$

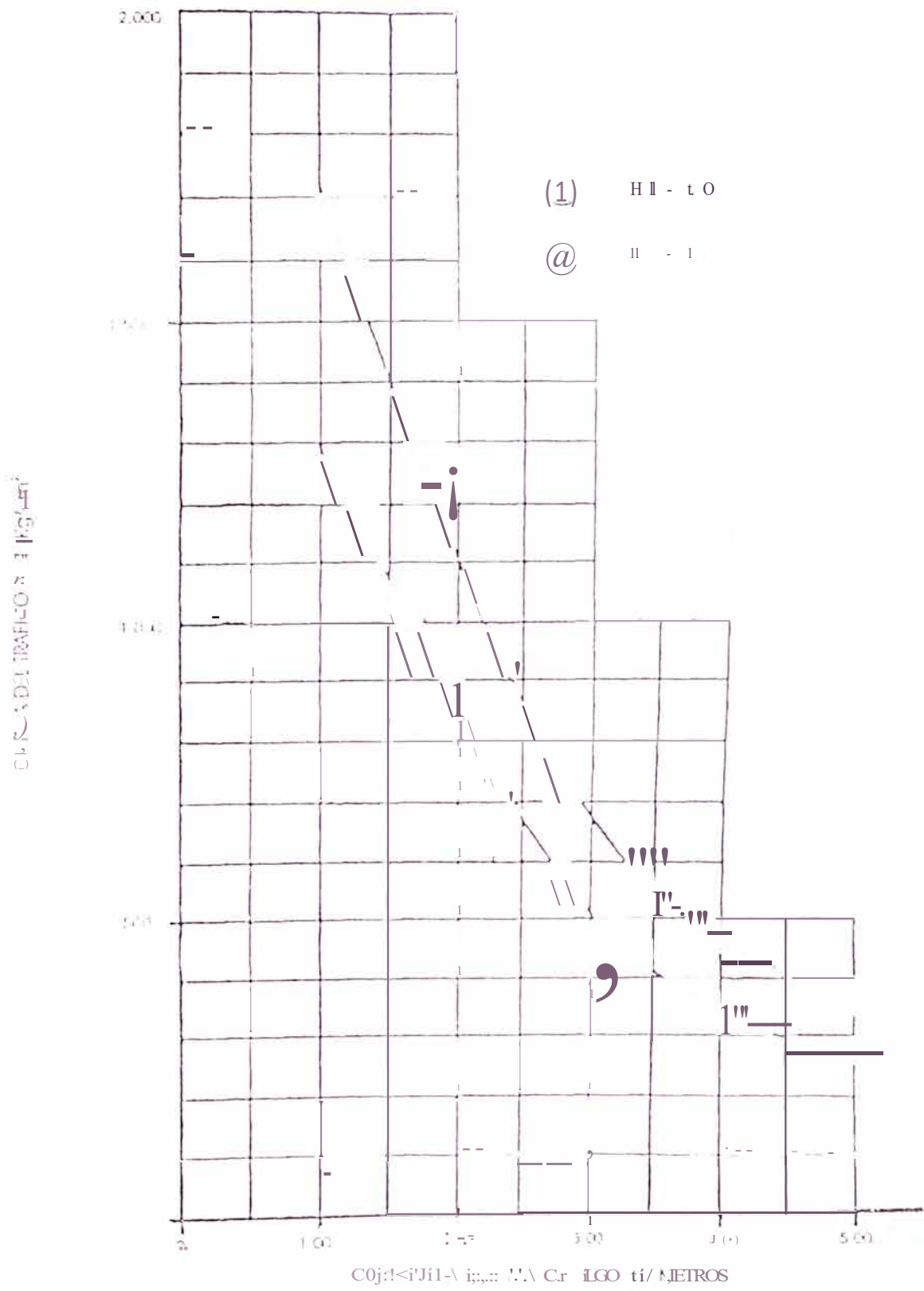


Figura Nº 3.4.3 Gráfico para determinar la carga de Tráfico  
Sistema de Carga: HS<sup>11</sup>

### 3.4.4.3 Análisis Estructural del Sifón

El cálculo estructural deberá efectuarse para dos alternativas:

- A) Primer Caso : Sifón Lleno  
 B) Segundo Caso : Sifón Vacío

Para la primera condición deberá calcularse un conducto con gasto normal sin considerar cargas exteriores como caso más desfavorable, ya que para poder observar el funcionamiento de la estructura cuando se efectúa la prueba del sifón con presión de agua, no se permite que se cubra el sifón hasta tener la seguridad de que la estructura y su permeabilidad son aceptables.

Para el segundo caso se considera que el sifón se encuentra vacío y sujeto a cargas máximas exteriores ubicado en el tramo inferior como el caso más desfavorable.

Para los dos casos anteriormente mencionados las cargas factorizadas serán incrementadas por un coeficiente de durabilidad de 1.30

#### A.- Análisis Sifón Lleno

Para realizar el análisis estructural se deben considerar las presiones en:

- Losa Superior ( $W_{u1}$ )
- Losa Inferior ( $W_{u2}$ )
- Paredes laterales ( $W_{u3}$  y  $W_{u4}$ )

En la figura N° 3.4.4 se muestra la estructura y las cargas del sifón Lleno.

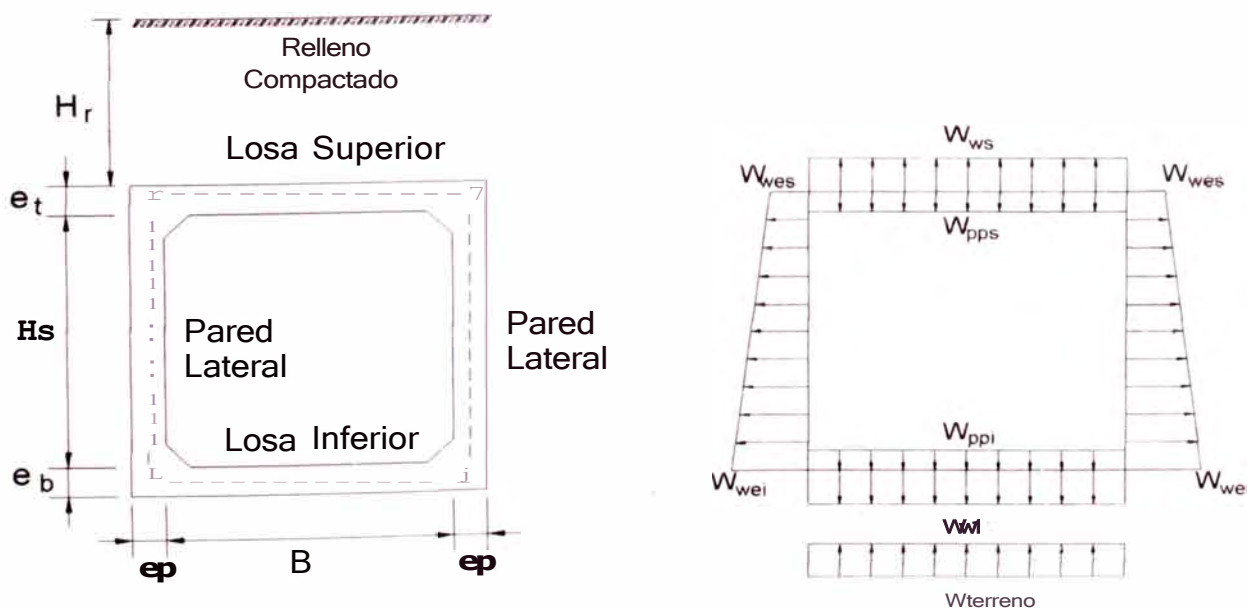


Figura N° 3.4.4 Cargas en Losa y Paredes del Sifón Lleno

Donde:

- $e_1$  : Espesor de losa superior  
 $e_b$  : Espesor de losa inferior  
 $e_r$  : Espesor de paredes laterales  
 $B$  : Ancho de losa inferior  
 $H_s$  : Altura de conducto del sifón  
 $H_r$  : Altura de relleno  
 $W_{ros}$  : Presión hidrostática del agua sobre losa superior  
 $W_{roi}$  : Presión hidrostática del agua sobre losa inferior  
 $W_{roes}$  : Presión hidrostática del agua extremo superior de pared lateral  
 $W_{roei}$  : Presión hidrostática del agua extremo inferior de pared lateral  
 $W_{pps}$  : Presión debida al peso propio de losa superior  
 $W_{ppi}$  : Presión debida al peso propio de losa inferior  
 $W_{terreno}$ : Reacción del terreno

**Nota:** Por claridad del diagrama se dibujaron las presiones del lado de afuera del sifón, pero son cargas interiores).

### A.1.- Losa Superior:

La carga que actúa sobre la losa superior es la presión hidrostática del agua y el peso de losa superior (fig. N° 3.4.5). Se va considerar la siguiente combinación de cargas:

$1.7F + 0.9D$ ; Donde:

- $D$  : Peso propio de losa superior  
 $F$  : Carga debida presión hidrostática del agua

Reemplazando y aplicando el factor de durabilidad se obtiene la carga actuante sobre la losa superior:

$$W_{u1} = 1.3 \cdot (1.7 \cdot W_{ros} - 0.9 \cdot W_{pps}) \quad (3.4.6)$$

Losa Superior

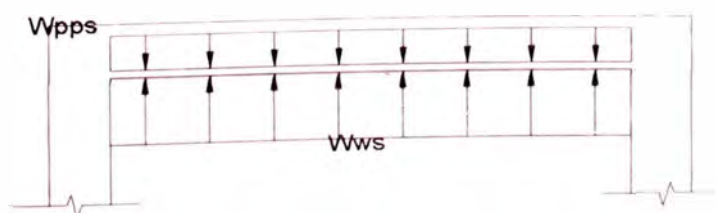


Figura N° 3.4.5 Cargas sobre losa superior del Sifón Lleno

Donde:

$W_{u1}$  : Presión sobre losa superior

$W_{pps}$ : Presión debida al peso propio de losa superior =  $e_1 * \gamma_e$  ..... (3.4.7)

$W_{ms}$  : Presión hidrostática del agua sobre losa superior =  $\gamma_n * h$ , ... (3.4.8)

$\gamma_w$  : peso específico del agua

$h$  : carga hidrostática sobre la losa superior en metros (Figura N° 3.4.6), se determina de la siguiente manera :

$h_1$  = cota de ingreso del agua al sifón - cota inferior de losa superior

Cota de ingreso del agua del sifón = Cota A + Y

Cota inferior de losa superior = Cota superior de losa inferior +  $H_s$

Cota A : Cota superior de transición de entrada

Y : Tirante de ingreso de agua al sifón

Cota superior de losa inferior :  $\frac{(cota B + cota C)}{2}$

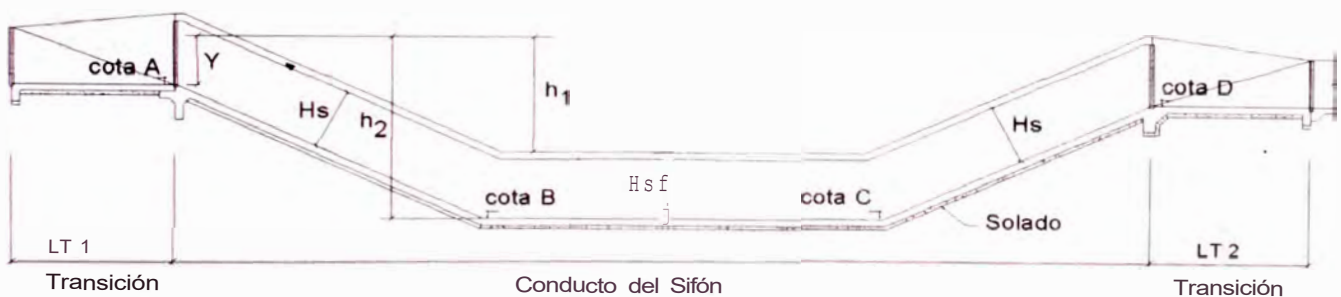


Figura N° 3.4.6 Posición de cotas en sección longitudinal del sifón

## A.2.- Losa Inferior

La carga que actúa sobre la losa inferior es su peso propio, la presión hidrostática del agua y la reacción del terreno (debido al peso del conducto más peso del agua) (Figura N° 3.4.7). Se va a considerar la siguiente combinación de cargas:

$1.4D + 1.7F + 1.7H$  ; Donde:

D : Peso propio del conducto del sifón

F : Carga debida presión hidrostática del agua

H : Presión debida al terreno

Reemplazando y aplicando el factor de durabilidad se obtiene la carga actuante sobre la losa inferior:

$$W_{u2} = 1.3(1.4 * W_{pp1} + 1.7 * W_{óil} - 1.7 * W_{terreno}) \dots\dots\dots (3.4.9)$$



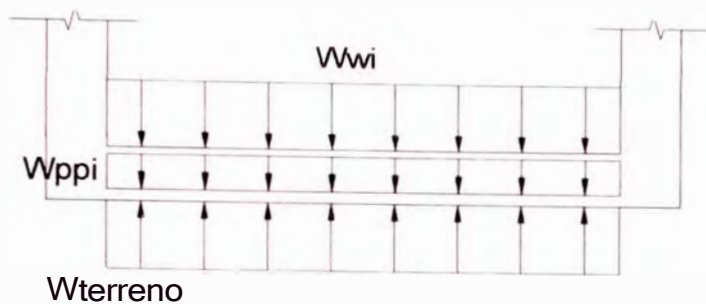


Figura N° 3.4.7 Cargas sobre losa inferior del Sifón Lleno

Donde:

$W_{u2}$  : Presión sobre losa inferior

$W_{ppi}$  : Presión debida al peso propio de losa inferior =  $e_b * Y_e$  ..... (3.4.10)

$W_{terreno}$  : Reacción del terreno =  $\frac{\text{Peso del cond.} + \text{Peso del agua int.}}{\text{Ancho de conducto}}$  ..... (3.4.11)

$w_{co1}$  : Presión hidrostática del agua sobre losa inferior =  $\gamma_w * h_2$  .....(3.4.12)

$h_2$  : carga hidrostática sobre la losa inferior en metros (Gráfico N° 3.4.6), se determina de la siguiente manera:

$h_2$  = cota de ingreso del agua al sifón - cota superior de losa inferior

Cota de ingreso del agua del sifón = Cota A + Y

Cota A : Cota superior de transición de entrada

Y : Tirante de ingreso de agua al sifón

Cota superior de losa inferior =  $\frac{\text{Cota B} + \text{cota C}}{2}$

### A.3.- Paredes Laterales

La carga que actúa es de forma trapezoidal formada únicamente por la presión hidrostática del agua (Figura N° 3.4.4), el cual va a ser afectado por el siguiente factor de amplificación:

1.7F ; Donde:

F : Carga de presión hidrostática del agua

#### ● Extremo Superior

Reemplazando y aplicando el factor de durabilidad se obtiene la carga actuante en el extremo superior de la pared lateral:

$$w_{u3} = 1.3 * (1.7 * W_{mes}) \dots\dots\dots (3.4.13)$$

$$W_{mes} = \gamma_w * h_i \dots\dots\dots (3.4.14)$$

### • Extremo Inferior

Reemplazando  $Y$  aplicando el factor de durabilidad se obtiene la carga actuante en el extremo inferior de la pared lateral:

$$W_{u4} = 1.3 \cdot (1.7 \cdot W_{roei}) \dots\dots\dots (3.4.15)$$

$$W_{mei} = Y_w \cdot h^2 \dots\dots\dots (3.4.16)$$

Donde:

$W_u$  : Presión extremo superior de pared lateral

$W_{u4}$  : Presión extremo inferior de pared lateral

### B.- Análisis Sifón Vacío

Similar al caso anterior, en el análisis estructural se consideran las presiones en:

- Losa Superior ( $W_{u1}$ )
- Losa Inferior ( $W_{u2}$ )
- Paredes laterales ( $W_{u3}$  y  $W_{u4}$ )

En la figura N° 3.4.8 se muestra la estructura y las cargas sobre el sifón Vacío.

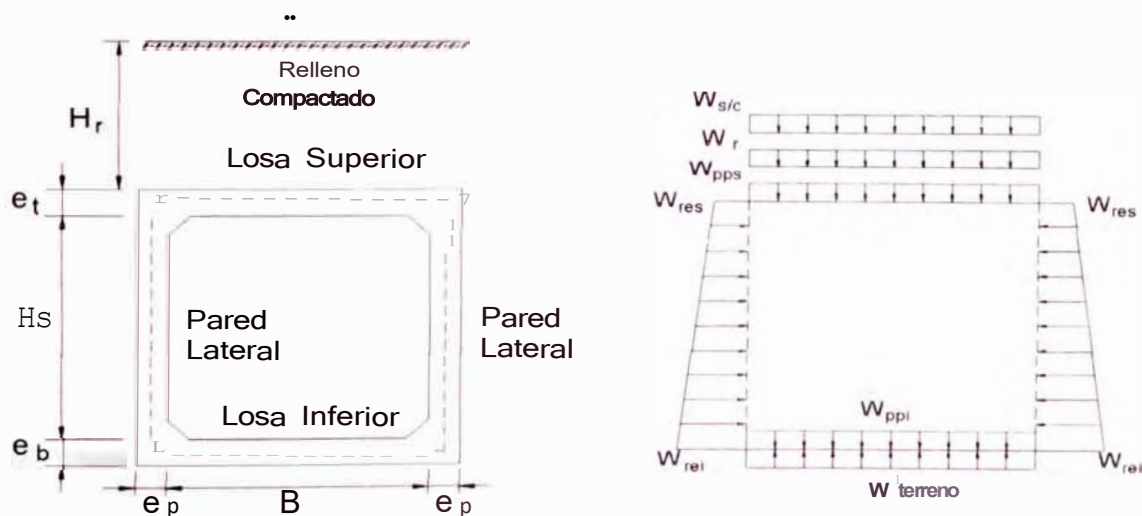


Figura N° 3.4.8 Cargas en Losa y Paredes del Sifón Vacío

Donde:

$W_r$  : Presión de material de relleno compactado

$W_{res}$  : Presión del terreno en el extremo superior de pared lateral

$W_{rei}$  : Presión del terreno en el extremo inferior de pared lateral

$W_{pps}$  : Presión debida al peso propio de losa superior

$W_{ppi}$  : Presión debida al peso propio de losa inferior

$W_{terreno}$ : Reacción del terreno

$W_{slc}$  : Presión debida a la carga de tráfico

### B.1.- En Losa Superior

La carga que actúa sobre la losa superior es su peso propio, la sobrecarga y la altura de relleno (Figura. N° 3.4.9). Se va a considerar la siguiente combinación de cargas:

$$1.40 + 1.7L + 1.7H \quad ; \text{ Donde:}$$

D : Peso propio de losa superior

L : Carga viva de tráfico

H : Carga del relleno

Reemplazando y aplicando el factor de durabilidad se obtiene la carga actuante sobre la losa superior:

$$W'_{ul} = 1.3*(1.4*W_{pps} + 1.7*W_{s/c} + 1.7*W_r) \dots\dots\dots (3.4.17)$$

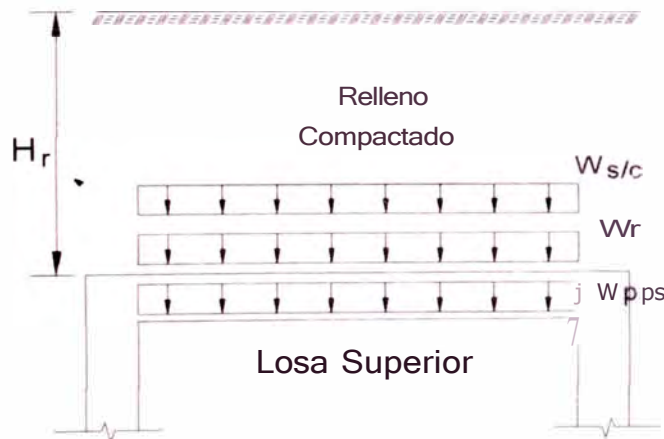


Figura N° 3.4.9 Carga en losa superior del Sifón Vacío

Donde:

$W'_{ul}$  : Presión sobre losa superior

$W_r$  : Presión de material de relleno compactado =  $\gamma_r * H_r$  ..... (3.4.18)

$\gamma_r$  : peso específico del relleno

La altura de relleno compactado encima de losa superior ( $H_r$ ) se obtendrá de la siguiente manera :

$$H_r = \text{cota superior relleno compactado} - \left( \frac{\text{cota superior de losa inferior} + H_b + \diamond}{2} \right)$$

$$\text{Cota superior de losa inferior} = \frac{(\text{cota B} + \text{cota C})}{2} ;$$

El valor de  $w_{pps}$  se obtiene de la ecuación N° 3.4.7 Y el valor de  $w_{s/c}$  se obtiene de acuerdo a los criterios considerados para la carga viva de tráfico.

**B.2.- En Losa Inferior**

La cargas que actúan sobre la losa inferior es su peso propio y la reacción del terreno debido al peso propio del conducto, la sobrecarga y la altura de relleno (Figura N° 3.4.10). Se va a considerar la siguiente combinación de cargas:

$$1.7H + 0.9D$$

Donde:

D : Peso propio del conducto del sifón

H : Presión debida al terreno

Reemplazando y aplicando el factor de durabilidad se obtiene la carga actuante sobre la losa inferior:

$$W_{u2} = 1.3(1.7W_{1erreno} + 0.9W_{ppi}) \quad (3.4_{19})$$

$$W_{1erreno} = W_{ppc} + W_{s/c} + W_r \quad (3.4_{20})$$

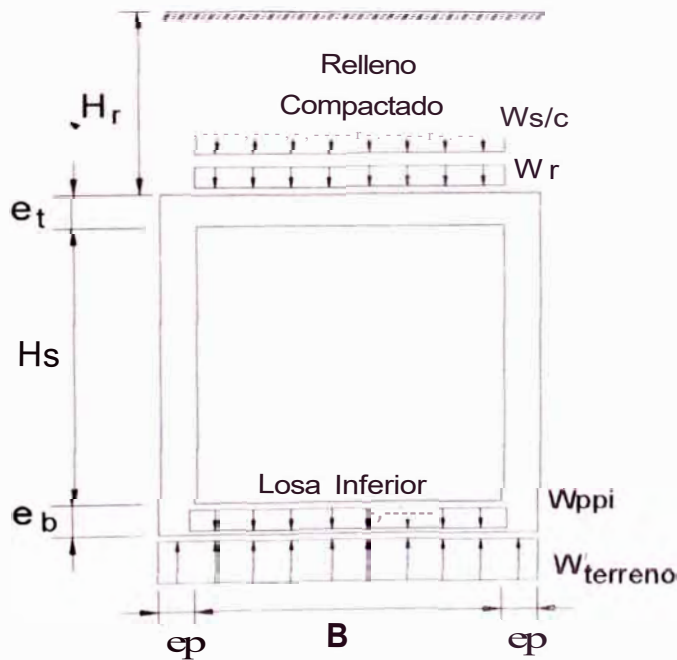


Figura N° 3.4.10 Cargas sobre losa inferior del Sifón Vacío

$W_{u2}$  : Presión sobre losa inferior

$W'_{ppc}$  : Presión debida al peso propio del conducto del sifón

$$W'_{ppc} = \frac{\text{Peso del conducto}}{\text{Ancho del conducto}} \quad (3.4.21)$$

El valor de  $W_{ppi}$  se obtiene de la ecuación N° 34\_10, el valor de  $W_r$  se obtiene de la ecuación N° 3.4.18 y el valor de  $W_{s/c}$  se obtiene de acuerdo a los criterios considerados para la carga viva de tráfico

### B.3.- Paredes Laterales

La carga que actúa es de forma trapezoidal formada únicamente por la presión lateral del material de relleno (debido a que no presenta nivel freático) (Figura N° 3.4.8), el cual va ser afectado por el siguiente factor de carga:

$1.7H$  ; Donde:

$H$  : Carga debida a la presión de terreno

#### ● Extremo Superior

Reemplazando y aplicando el factor de durabilidad se obtiene la carga actuante en el extremo superior de la pared lateral:

$$W'_{u3} = 1.3 * (1.7 * W_{res}) \dots\dots\dots (3.4.22)$$

$$W_{res} = k_a * Y_r * H_r \dots\dots\dots (3.4.23)$$

#### ● Extremo Inferior

Reemplazando y aplicando el factor de durabilidad se obtiene la carga actuante en el extremo inferior de la pared lateral:

$$W'_{u4} = 1.3 * (1.7 * W_{rei}) \dots\dots\dots (3.4.24)$$

$$W_{rei} = k_a * Y_r * (H_r + e_r + H_s + eb) \dots\dots\dots (3.4.25)$$

Donde:

$W_{u3}$  : Presión del terreno en el extremo superior de pared lateral

$W_{u4}$  : Presión del terreno en el extremo inferior de pared lateral

$K_a$  = Coeficiente de empuje activo de Rankine

Si  $\theta = 0$  (talud horizontal)  $k_a = \tan^2(45 - (\phi)/2)$

$\phi$  = ángulo de fricción interna del material

#### 3.4.4.4 Cálculo del refuerzo

El procedimiento del cálculo del refuerzo serán las mismas consideradas en el ítem 3.1.2.5

#### 3.4.4.5 Resistencia del concreto a la Fuerza Cortante

El procedimiento del cálculo serán las mismas consideradas en el ítem 3.2.3.4 Parte A.1.2

### 3.4.4.6 Control de fisuración

La verificación de control de fisuras serán las mismas consideradas en el ítem 3.1.3

### 3.4.4.7 Presiones de la Estructura sobre el Terreno.

El caso crítico para calcular la presión máxima sobre el terreno es cuando se considera las siguientes cargas:

- Carga por relleno (a).
- Carga viva del tráfico (b).
- Peso propio del sifón (c).
- Peso del agua (d).

Por lo tanto la presión sobre el terreno es:

$$\sigma_t = \frac{(a + b + c + d)}{\text{Ancho del conducto}} \dots\dots\dots (3.4.26)$$

### 3.4.5 DISEÑO ESTRUCTURAL DEL SIFON

#### 3.4.5.1 Análisis estructural en el sifón

El análisis del sifón se realiza para el primer caso (conducto lleno) y segundo caso (conducto vacío). Para iniciar los cálculos y por razones constructivas se considera inicialmente un espesor de paredes y losa de 0.20m.

A continuación se presenta los datos obtenidos de los Estudios Básicos:

#### Datos:

Altura de conducto	: $H_s = 1.70$ m.
Ancho del conducto	: $B = 1.70$ m.
e-losa superior	: $e_t = 0.20$ m.
e-losa inferior	: $e_b = 0.20$ m.
e-pared	: $e_p = 0.20$ m.
Tirante de entrada	: $Y = 1.30$ m.
Cartela	: $c = 0.15$ m.
Cota A	= 556.80 msnm.
Cota B	= 553.00 msnm.
Cota C	= 552.95 msnm.
Cota D	= 556.30 msnm.

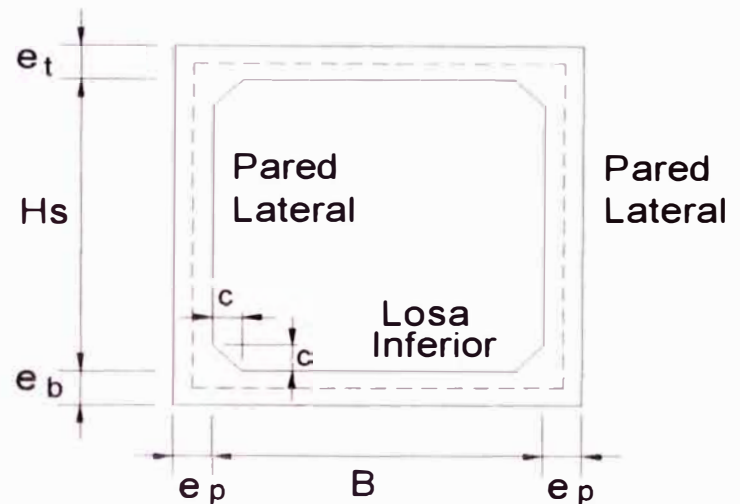


Figura N° 3.4.11 Sección del Sifón

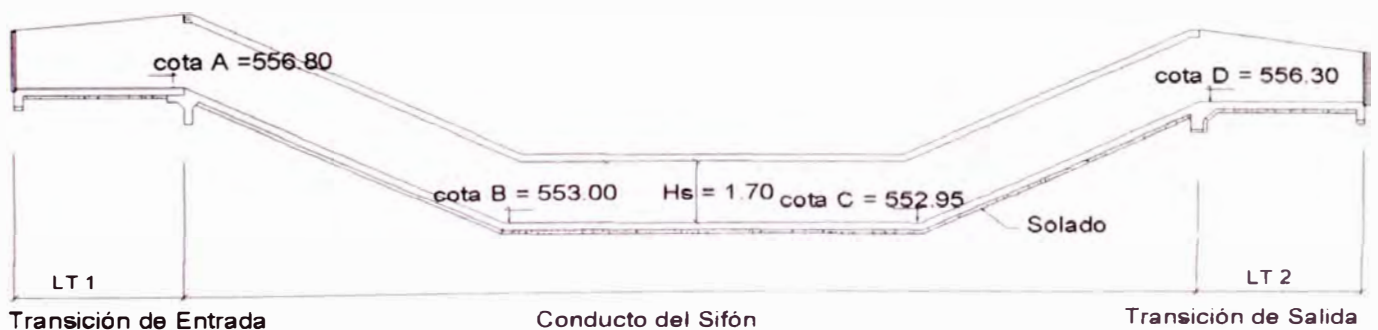


Figura N° 3.4.12 Sección Longitudinal del Sifón N° 1

#### A.- Cargas en Sifón Lleno

A continuación se describen las cargas que actúan sobre el sifón lleno:

##### A.1.- Carga sobre losa superior ( $W_{u1}$ )

- **Peso propio en losa superior ( $W_{pps}$ )**

$W_{pps}$  ( $\text{kg/m}^2$ ) : Presión debida al peso propio de losa superior

$$W_{pps} = e_t * \gamma_c = 0.20 * 2400 = 480 \text{ kg/m}^2$$

- **Presión hidrostática del Agua en losa superior ( $W_{\omega s}$ )**

$W_{\omega s}$  : Presión hidrostática del agua sobre losa superior

$$W_{\omega s} = \gamma_{\omega} * h_1$$

$\gamma_{\omega}$  : peso específico del agua

$h_1$  : carga hidrostática sobre la losa superior

$h_1$  = cota de ingreso del agua al sifón – cota inferior de losa superior

Cota de ingreso del agua del sifón (msnm) = Cota A+Y = 556.80 + 1.30 = 558.100

Cota inferior de losa superior (msnm) =  $\frac{(553.00 + 552.95)}{2} + 1.70 = 554.675$

$$h_1 \text{ (m)} = 3.425$$

$$W_{\omega s} = 1000 * 3.425 = 3425 \text{ kg/m}^2$$

Reemplazando en la ecuación 3.4.6:

$$W_{u1} = 1.3 * (1.4 * 3425 - 0.9 * 480) = 7007.65 \text{ kg/m}^2$$

## A.2.- Carga sobre Losa Inferior ( $W_{u2}$ )

- **Peso propio en losa inferior ( $W_{ppi}$ )**

$W_{ppi}$  : Presión debida al peso propio de losa inferior

$$W_{ppi} = 0.20 * 2400 = 480 \text{ kg/m}^2$$

- **Presión hidrostática del Agua en losa inferior ( $W_{wi}$ )**

$W_{wi}$  : Presión hidrostática del agua sobre losa inferior

$$W_{wi} = \gamma_w * h_2$$

$h_2$  = cota de ingreso del agua al sifón – cota superior de losa inferior

Cota de ingreso del agua del sifón (msnm) = Cota A + Y = 556.80 + 1.30 = 558.100

Cota superior de losa inferior (msnm) =  $\frac{(553.00 + 552.95)}{2} = 552.975$

$$h_2 \text{ (m)} = 5.125$$

$$W_{wi} = 1000 * 5.125 = 5125 \text{ kg/m}^2$$

- **Presión del Terreno ( $W_{terreno}$ )**

$W_{terreno}$  : Reacción del terreno

$$W_{terreno} = \frac{\text{Peso del conducto} + \text{Peso del agua interior}}{\text{Ancho de conducto}}$$



Peso propio del conducto =  $\gamma_c \cdot (\text{Sección del conducto})$

$$\text{Peso propio del conducto} = 2400 \cdot (2.1 \cdot 2.1 - 1.7 \cdot 1.7 - 0.15 \cdot 0.15) = 3594 \text{ kg/m}$$

Peso del agua interior =  $\gamma_w \cdot \text{Área hidráulica del conducto}$

$$\text{Área hidráulica del conducto} = 1.70 \cdot 1.70 - 0.15 \cdot 0.15 = 2.87 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso del Agua Interior} = 1000 \cdot 2.87 = 2870 \text{ kg/m}$$

$$\text{Ancho de conducto} = B + 2 \cdot e_p = 1.70 + 2 \cdot 0.20 = 2.10 \text{ m.}$$

$$W_{\text{terreno}} = \frac{3594 + 2870}{2.10} = 3078.10 \text{ kg/m}^2$$

Reemplazando en la ecuación 3.4.9:

$$W_{u2} = 1.3 \cdot (1.4 \cdot 480 + 1.7 \cdot 5125 - 1.7 \cdot 3078.10) = 5397.25 \text{ kg/m}^2$$

### A.3.- Carga sobre Paredes Laterales:

- **Presión Hidrostática del agua en Extremo Superior ( $W_{ws}$ )**

$$W_{ws} = 3425 \text{ kg/m}^2$$

- **Presión Hidrostática del agua en Extremo Inferior ( $W_{wi}$ )**

$$W_{wi} = 5125 \text{ kg/m}^2$$

Reemplazando en la ecuación 3.4.13 y 3.4.15:

$$W_{u3} = 1.3 \cdot 1.7 \cdot 3425 = 7569.25 \text{ kg/m}^2 \text{ (Extremo superior)}$$

$$W_{u4} = 1.3 \cdot 1.7 \cdot 5125 = 11326.25 \text{ kg/m}^2 \text{ (Extremo inferior)}$$

### B.- Cargas en Sifón Vacío

A continuación se describen las cargas que actúan sobre el sifón vacío:

#### B.1.- Carga sobre losa superior ( $W'_{u1}$ )

- **Peso propio ( $W_{pps}$ )**

$W_{pps} \text{ (kg/m}^2\text{)}$  : Presión debida al peso propio de losa superior

$$W_{pps} = e_t \cdot \gamma_c = 0.20 \cdot 2400 = 480 \text{ kg/m}^2$$

- **Carga Viva del Tráfico ( $W_{s/c}$ )**

$W_{s/c}$  : Presión debida a la carga de tráfico

$$W_{s/c} = CV_0 (1 + I)$$

I : Coeficiente de Impacto

$$I = \frac{14.97}{L + 37.41} = 0.37 \leq 30\%$$

$CV_0$  = Carga viva del Tráfico

Para el cálculo de la carga viva existen 2 criterios las cuales son:

Criterio 1 : cuando la cobertura es menor o igual a 0.60m.

Criterio 2 : cuando la cobertura es mayor a 0.60m.

$H_r$  = cobertura = 1.00 m.; entonces tomaremos el criterio 2, por el cual la carga viva del tráfico se obtiene del gráfico N° 3.4.3, al cual a su vez hay que añadirle el efecto de impacto

Entonces  $CV_0 = 1700 \text{ kg/m}^2$  (sin impacto)

$$W_{s/c} = 1700 (1 + 0.30) = 2210 \text{ kg/m}^2$$

- **Material de Relleno ( $W_r$ )**

$W_r$  : Presión de material de relleno compactado

$$W_r = \gamma_r * H_r$$

$\gamma_r$  : peso específico del relleno =  $1950 \text{ kg/m}^3$

$H_r$  (m) : Altura de relleno compactado encima de losa superior

$$H_r = \text{cota superior relleno compactado} - (\text{cota superior de losa inferior} + H_s + e_{L-})$$

$$\text{Cota superior de losa inferior} = \frac{(\text{cota B} + \text{cota C})}{2} = \frac{(553.00 + 552.95)}{2} = 552.975 \text{ msnm}$$

$$H_r = 555.875 - (552.975 + 1.70 + 0.20) = 1.00 \text{ m}$$

$$W_r = 1950 * 1.00 = 1950.00 \text{ kg/m}^2$$

Reemplazando en la ecuación N° 3.4.17:

$$W'_{ul} = 1.3 * (1.4 * 480 + 1.7 * 2210 + 1.7 * 1950.00) = 10067.20 \text{ kg/m}^2$$

**B.2.- Carga sobre losa Inferior ( $W'_{u2}$ )**

- **Peso propio ( $W_{ppi}$ )**

$W_{ppi}$  : Presión debida al peso propio de losa inferior

$$W_{ppi} = 0.20 * 2400 = 480 \text{ kg/m}^2$$

- **Peso propio del Conducto y agua interior ( $W'_{ppc}$ )**

$W'_{ppc}$  : Presión debida al peso propio del conducto del sifón

$$W'_{ppc} = \frac{\text{Peso del conducto}}{\text{Ancho de conducto}}$$

Peso propio del conducto =  $\gamma_c * (\text{Sección del conducto})$

$$\text{Peso propio del conducto} = 2400 * (2.1 * 2.1 - 1.7 * 1.7 - 0.15 * 0.15) = 3594.00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Ancho de conducto} = B + 2 * e_p = 1.70 + 2 * 0.20 = 2.10 \text{ m.}$$

$$W_{ppc} = \frac{3594.00}{2.10} = 1711.43 \text{ kg/m}^2$$

- **Carga Viva del Tráfico ( $W_{s/c}$ )**

$$W_{s/c} = 2210 \text{ kg/m}^2$$

- **Material de Relleno ( $W_r$ )**

$$W_r = 1950.00 \text{ kg/m}^2$$

- **Presión del Terreno ( $W_{terreno}$ )**

Reemplazando en la ecuación 3.4.20:

$$W_{terreno} = 1711.43 + 2210.00 + 1950.00 = 5871.43 \text{ kg/m}^2$$

Finalmente reemplazando en la ecuación 3.4.19:

$$W'_{u2} = 1.3 * (1.7 * 5871.43 - 0.9 * 480) = 12,414.26 \text{ kg/m}^2$$

**B.3.- Carga sobre Paredes Laterales ( $W'_{u3}$  y  $W'_{u4}$ )**

- **Material de Relleno en Extremo Superior ( $W_{res}$ )**

$W_{res}$  : Presión del terreno en el extremo superior de pared lateral

$$W_{res} = k_a * \gamma_r * H_r$$

Como  $\theta = 0$  (talud horizontal);  $k_a = \text{tg}^2(45 - \phi/2)$

$\phi = 30^\circ$  ; entonces  $k_a = 0.333$

$$W_{res} = 0.333 * 1950.00 * 1.00 = 649.35 \text{ kg/m}^2$$

- **Material de Relleno en Extremo Inferior ( $W_{rei}$ )**

$W_{rei}$  : Presión del terreno en el extremo inferior de pared lateral

$$W_{rei} = k_a * \gamma_r * (H_r + e_t + H_a + e_b)$$

$$W_{rei} = 0.333 * 1950.00 * (1.00 + 0.20 + 1.70 + 0.20) = 2012.99 \text{ kg/m}^2$$

Reemplazando en la ecuación 3.4.22 y 3.4.24:

$$W'_{u3} = 1.3 * (1.7 * 649.35) = 1,435.06 \text{ kg/m}^2 \text{ (Extremo superior)}$$

$$W'_{u4} = 1.3 * (1.7 * 2212.99) = 4,448.70 \text{ kg/m}^2 \text{ (Extremo inferior)}$$

**Resumen:****Sifón Lleno:**

$$W_{u1} = 7,007.65 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{u2} = 5,397.25 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{u3} = 7,569.25 \text{ kg/m}^2 \text{ (Extremo Sup.)}$$

$$W_{u4} = 11,326.25 \text{ kg/m}^2 \text{ (Extremo Inf.)}$$

**Sifón Vacío:**

$$W'_{u1} = 10,067.20 \text{ kg/m}^2$$

$$W'_{u2} = 12,414.26 \text{ kg/m}^2$$

$$W'_{u3} = 14,35.06 \text{ kg/m}^2 \text{ (Extremo Sup.)}$$

$$W'_{u4} = 4,448.70 \text{ kg/m}^2 \text{ (Extremo Inf.)}$$

## Salida De Resultados

A continuación se presenta el Diagrama de Momento Flector y Fuerza cortante en el Sifón Lleno y en el sifón Vacío.

### A.- Sifón Lleno

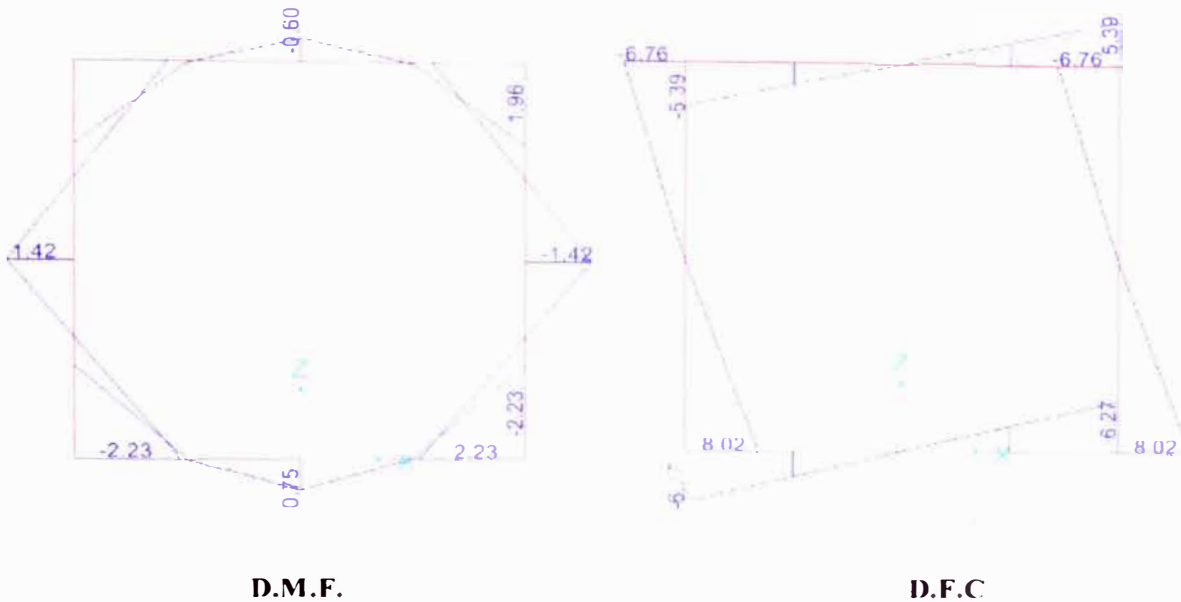


Figura N° 3.4.13 Diagrama de Momento Flector y Fuerza Cortante Sifón Lleno

### B.- Sifón Vacío

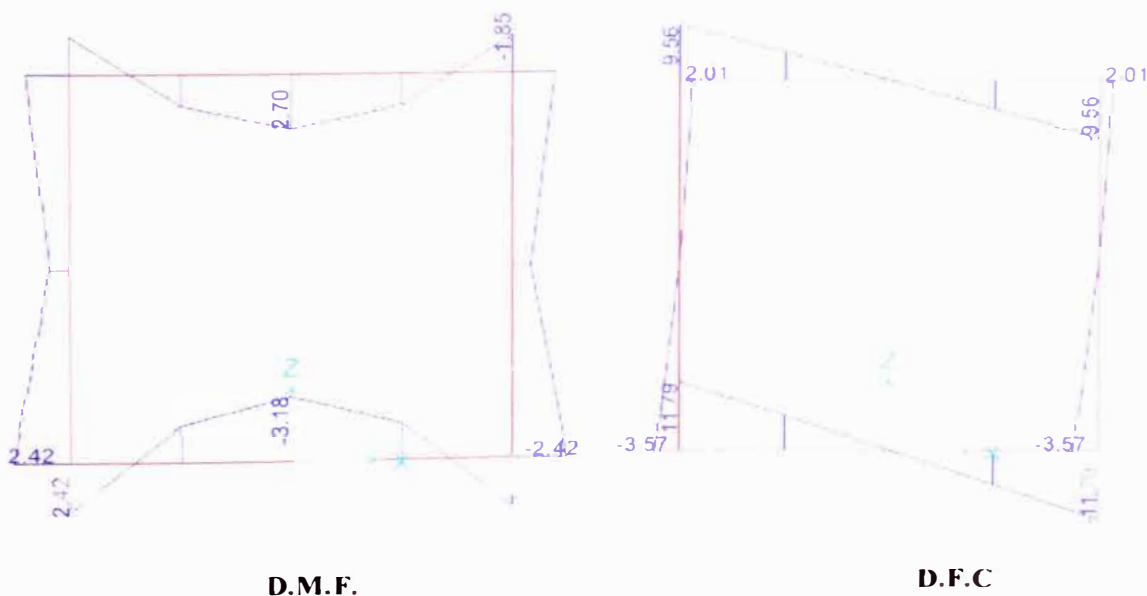


Figura N° 3.4.14 Diagrama de Momento Flector y Fuerza Cortante Sifón Vacío

### 3.4.5.2 Diseño

#### A.- Momentos Ultimos

Los Máximos momentos últimos obtenidos son los siguientes:

##### **Losa Superior**

Cara Exterior = 1.85 ton-m

Cara Interior = 2.70 ton-m

##### **Losa Inferior**

Cara Exterior = 2.42 ton-m

Cara Interior = 3.18 ton-m

##### **Paredes**

Cara Exterior = 2.42 ton-m

Cara Interior = 2.23 ton-m

#### B.- Cálculo del Refuerzo

##### **B.1 Losa Superior**

##### **B.1.1 Cara Exterior**

El momento crítico para la cara superior en la losa superior es el caso del sifón Vacío. A continuación se presenta los siguientes datos para determinar el acero de refuerzo:

$$M_u = 1.85 \text{ ton-m} \qquad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Peralte: } d = 20 - 4.00 - 1.27/2 = 15.37 \text{ cm.} \qquad f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm} \qquad \phi = 0.90$$

Reemplazando:

$$A_s = \frac{1.85 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot 0.9 \cdot 15.37} = 3.54 \text{ cm}^2 \quad ; \quad a = \frac{3.54 \cdot 4200}{0.85 \cdot 210 \cdot 100} = 0.83$$

$$A_s = \frac{1.85 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot \left(15.37 - \frac{0.83}{2}\right)} = 3.27 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{Finalmente iterando otra vez } A_s = 3.27 \text{ cm}^2$$

El Refuerzo mínimo es:  $A_{\min} = 0.0033bh = 0.0033 \cdot 100 \cdot 20 = 6.60 \text{ cm}^2 > 3.27 \text{ cm}^2$

Entonces se toma :  $A_s = 6.60 \text{ cm}^2$

### B.1.2 Cara Interior

El momento crítico para la cara inferior en la losa superior es el caso del sifón Vacío. A continuación se presenta los siguientes datos para determinar el acero de refuerzo:

Donde:

$$\text{Mu} = 2.70 \text{ ton-m} \qquad \text{fy} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Peralte: } d = 20 - 4.00 - 1.27/2 = 15.37 \text{ cm.} \qquad \text{f'c} = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm} \qquad \phi = 0.90$$

Reemplazando:

$$A_s = \frac{2.70 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot 0.9 \cdot 15.37} = 5.16 \text{ cm}^2 \quad ; \quad a = \frac{5.16 \cdot 4200}{0.85 \cdot 210 \cdot 100} = 1.21$$

$$A_s = \frac{2.70 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot \left(15.37 - \frac{1.21}{2}\right)} = 4.84 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{Finalmente iterando otra vez } A_s = 4.83 \text{ cm}^2$$

El Refuerzo mínimo es:  $A_{\min} = 0.0033bh = 0.0033 \cdot 100 \cdot 20 = 6.60 \text{ cm}^2 > 4.83 \text{ cm}^2$

Entonces se toma :  $A_s = 6.60 \text{ cm}^2$

### B.2 Losa Inferior

#### B.2.1 Cara Exterior

El momento crítico para la cara superior en la losa inferior es el caso del sifón Vacío. A continuación se presenta los siguientes datos para determinar el acero de refuerzo:

Donde:

$$\text{Mu} = 2.42 \text{ ton-m} \qquad \text{fy} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Peralte: } d = 20 - 4.00 - 1.27/2 = 15.37 \text{ cm.} \qquad \text{f'c} = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm} \qquad \phi = 0.90$$

Reemplazando:

$$A_s = \frac{2.42 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot 0.9 \cdot 15.37} = 4.63 \text{ cm}^2 \quad ; \quad a = \frac{4.63 \cdot 4200}{0.85 \cdot 210 \cdot 100} = 1.09$$

$$A_s = \frac{2.42 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot \left(15.37 - \frac{1.09}{2}\right)} = 4.32 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{Finalmente iterando otra vez } A_s = 4.31 \text{ cm}^2$$

El Refuerzo mínimo es:  $A_{\min} = 0.0033bh = 0.0030 \cdot 100 \cdot 20 = 6.60 \text{ cm}^2 > 4.31 \text{ cm}^2$

Entonces se toma :  $A_s = 6.60 \text{ cm}^2$

## B.2.2 Cara Interior

El momento crítico para la cara inferior en la losa inferior es el caso del sifón Lleno. A continuación se presenta los siguientes datos para determinar el acero de refuerzo:

Donde:

$$\text{Mu} = 3.18 \text{ ton-m} \qquad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Peralte: } d = 20 - 4.00 - 1.27/2 = 15.37 \text{ cm.} \qquad f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm} \qquad \phi = 0.90$$

Reemplazando:

$$A_s = \frac{3.18 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot 0.9 \cdot 15.37} = 6.08 \text{ cm}^2 \quad ; \quad a = \frac{6.08 \cdot 4200}{0.85 \cdot 210 \cdot 100} = 1.43$$

$$A_s = \frac{3.18 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot \left(15.37 - \frac{1.43}{2}\right)} = 5.74 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{Finalmente iterando otra vez } A_s = 5.73 \text{ cm}^2$$

El Refuerzo mínimo es:  $A_{\min} = 0.0033bh = 0.0030 \cdot 100 \cdot 20 = 6.60 \text{ cm}^2 > 5.73 \text{ cm}^2$

Entonces se toma :  $A_s = 6.60 \text{ cm}^2$

## B.3 Paredes

### B.3.1 Cara Exterior

El momento crítico para la cara exterior en las Paredes es el caso del sifón Lleno. A continuación se presenta los siguientes datos para determinar el acero de refuerzo:

Donde:

$$\text{Mu} = 2.42 \text{ ton-m} \qquad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Peralte: } d = 20 - 4.00 - 1.27/2 = 15.37 \text{ cm.} \qquad f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm} \qquad \phi = 0.90$$

Reemplazando:

$$A_s = \frac{2.42 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot 0.9 \cdot 15.37} = 4.63 \text{ cm}^2 \quad ; \quad a = \frac{4.63 \cdot 4200}{0.85 \cdot 210 \cdot 100} = 1.09$$

$$A_s = \frac{2.42 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot \left(15.37 - \frac{1.09}{2}\right)} = 4.32 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{Finalmente iterando otra vez } A_s = 4.31 \text{ cm}^2$$

El Refuerzo mínimo es:  $A_{\min} = 0.0030bh = 0.0030 \cdot 100 \cdot 20 = 6.00 \text{ cm}^2 > 4.31 \text{ cm}^2$

Entonces se toma :  $A_s = 6.00 \text{ cm}^2$



### B.3.2 Cara Interior

El momento crítico para la cara interior en las Paredes es el caso del sifón Lleno. A continuación se presenta los siguientes datos para determinar el acero de refuerzo:

$$M_u = 2.23 \text{ ton-m} \qquad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Peralte: } d = 20 - 4.00 - 1.27/2 = 15.37 \text{ cm.} \qquad f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm} \qquad \phi = 0.90$$

Reemplazando:

$$A_s = \frac{2.23 * 10^5}{0.9 * 4200 * 0.9 * 15.37} = 4.26 \text{ cm}^2 \quad ; \quad a = \frac{4.26 * 4200}{0.85 * 210 * 100} = 1.00$$

$$A_s = \frac{2.23 * 10^5}{0.9 * 4200 * \left(15.37 - \frac{1.00}{2}\right)} = 3.97 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{Finalmente iterando otra vez } A_s = 3.96 \text{ cm}^2$$

$$\text{El Refuerzo mínimo es: } A_{\min} = 0.0030bh = 0.0030 * 100 * 20 = 6.00 \text{ cm}^2 > 3.96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Entonces se toma : } A_s = 6.00 \text{ cm}^2$$

### C.- Verificación por Cortante

La máxima fuerza cortante obtenido a la distancia d de la cara superior de la losa inferior es el siguiente:

$$V_u = 9.34 \text{ ton}$$

$$\text{Debe cumplir lo siguiente: } V_u < \phi V_c \quad , \quad V_c = 0.53(f'_c)^{1/2} b d; \quad \phi = 0.85$$

$$\text{Considerando: } f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad b = 1.00 \text{ m; } d = 15.37 \text{ cm}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 1 * 0.1537 = 11.80 \text{ ton}$$

$$\text{Donde : } V_u < \phi V_c \quad \Rightarrow \quad 9.34 \text{ ton} < 0.85 * 11.80 \text{ ton} = 10.03 \text{ ton} \quad \text{ok!}$$

### 3.4.5.3 Verificación de la estabilidad del suelo

Las cargas actuantes en un metro de longitud son::

• Carga por relleno	=	1414 kg/m <sup>2</sup>
• Carga viva del tráfico	=	2210 kg/m <sup>2</sup>
• Peso propio del sifón	=	1730 kg/m <sup>2</sup>
• Peso del agua	=	<u>1376 kg/m<sup>2</sup></u>
	=	6730 kg/m <sup>2</sup>

Entonces la presión actuante es

$$\sigma_{\text{adm}} = 7000 \text{ kg/m}^2, \quad \therefore \quad \sigma_{\text{act}} < \sigma_{\text{adm}} \quad \text{ok!}$$

### 3.4.5.4 Control de Fisuración

A modo de ejemplo se va a proceder a realizar el control de fisuración en la losa inferior. Posteriormente en el cuadro resumen se mostrará el resultado de las paredes y losa del conducto

Datos:

$M$	$= 1.44 \text{ ton-m}$	(Condiciones de servicio)
$A_s$	$= 6.00 \text{ cm}^2$	(Area de acero en tracción)
$e_b$	$= 20.00 \text{ cm}$	(Espesor inferior de Pared del canal)
$b$	$= 100 \text{ cm}$	(Ancho del bloque comprimido)
$d$	$= 15.37 \text{ cm}$	(Peralte efectivo)
$C_c$	$= 4.00 \text{ cm}$	(Recubrimiento de acero)
$E_s$	$= 2000000 \text{ kg/cm}^2$	(Modulo de elasticidad del acero)
$E_c$	$= 15000 \sqrt{f'_c}$	(Módulo de elasticidad del concreto)
$f'_c$	$= 210 \text{ kg/cm}^2$	(Resistencia a la compresión del concreto)

- Se procede a obtener el valor del esfuerzo en el acero:

$$n = 2000000 / 15000 \sqrt{210} = 9.2 \approx 9.0$$

$$\rho = A_s / bd = 6.60 / (100 * 15.37) = 4.3 * 10^{-3}$$

$$c = (\sqrt{2n\rho + (n\rho)^2} - n\rho)d \quad \text{Reemplazando : } c = 3.76$$

De la ecuación 3.31 debe cumplir:

$$f_s = \frac{M}{A_s(d - c/3)} = \frac{1.44 * 10^5}{6.60 * (15.37 - 3.60/3)} = 1543 \text{ kg/cm}^2$$

- Considerando un ancho permisible de  $w = 0.020$ , se procede a obtener el valor del espaciamiento máximo:

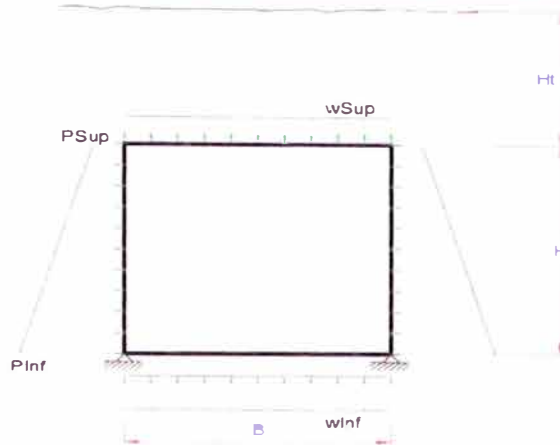
$$s \leq \left( \frac{96636}{1545} - 2.5 * 4.00 \right) \frac{0.020}{0.041} = 25.63 \text{ cm}$$

$$s \leq 30 \left( \frac{2520}{1545} \right) \frac{0.010}{0.041} = 23.87 \text{ cm}$$

∴ El espaciamiento máximo del reforzamiento en la losa inferior es 23.87 cm. De acuerdo al cuadro Resumen N° 1, en la parte de control de fisuración se puede usar entonces  $\emptyset 1/2'' @ 0.20 \text{ m}$

**CUADRO RESUMEN N° 1 DE LAS CARACTERISTICAS DEL SIFON**

$f_c =$	210 kg/cm <sup>2</sup>
$f_y =$	4200 kg/cm <sup>2</sup>
$\gamma_t =$	1.95 tn/m <sup>3</sup>
$\gamma_{concreto} =$	2400 kg/m <sup>3</sup>
$\phi =$	30
S/C =	2.21 tn/m <sup>2</sup>
$\gamma_{\omega} =$	1.00 tn/m <sup>2</sup>
$\sigma_t =$	7.00 tn/m <sup>2</sup>
$d' =$	4.63 cm
$K_a =$	0.333



Sifon N°	Cota Ingreso msnm	Secc Barril		Caract Geometricas						Ht m	Peso Total Tn	W Tn/m <sup>2</sup>
		Cota Losa Sup msnm	Cota Losa Inf msnm	Cota terreno msnm	H m	B m	e-losa m	e-pared m	e-techo m			
1	558.10	554.68	552.98	555.50	1.70	1.70	0.20	0.20	0.20	0.72	3.65	1.74

**CARGAS**

Sifon N°	W (Vacío)				W (Lleno)			
	Wsup (W'u1) t/m	Winf (W'u2) t/m	Psup (W'u3) t/m	Pinf (W'u4) t/m	Wsup (W'u1) t/m	Winf (W'u2) t/m	Psup (W'u3) t/m	Pinf (W'u4) t/m
1	7.00	5.39	7.57	11.33	10.07	12.41	1.44	4.45

**DISEÑO DE SIFON POR FLEXIÓN**

cara	d	Mu	Vu(cara)	Vu(d)	Vu/φ <sub>sc</sub>	Obs.	Acero Transversal					Acero Longitudinal			
							Acero	As <sub>(min)</sub>	3/8	1/2	5/8	As <sub>(min)</sub>	3/8	1/2	5/8
m	m	tn-m	Tn/m	Tn/m			cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	m	m	m	cm <sup>2</sup>	m	m	m
LosSup(ext)	0.15	1.85	9.56	7.52	0.749	OK!	3.27	6.60	0.11	0.20	0.30	6.00	0.12	0.21	0.33
LosSup(int)	0.15	2.70	9.56	7.52	0.749	OK!	4.83	6.60	0.11	0.20	0.30	6.00	0.12	0.21	0.33
LosInf(ext)	0.15	2.42	11.79	9.27	0.924	OK!	4.31	6.60	0.11	0.20	0.30	6.00	0.12	0.21	0.33
LosInf(int)	0.15	3.18	11.79	9.27	0.924	OK!	5.73	6.60	0.11	0.20	0.30	6.00	0.12	0.21	0.33
Pared(ext)	0.15	2.42	8.02	6.23	0.621	OK!	4.31	6.00	0.12	0.21	0.33	6.00	0.12	0.21	0.33
Pared(int)	0.15	2.23	8.02	6.23	0.621	OK!	3.96	6.00	0.12	0.21	0.33	6.00	0.12	0.21	0.33
Acero por Temperatura = 0.0030*100*(esp.*100)												6.00	0.12	0.21	0.33

**CONTROL DE FISURACION**

Sección	DATOS						CONTROL DE FISURACION									
	ep2 m	d m	Mu Cond. servicio tn-m	Acero cm <sup>2</sup>	As min cm <sup>2</sup>	s espaciamiento			n	r	c	fs kg/cm <sup>2</sup>	s Max cm	Acero Requerido y espaciamiento Final		
						3/8 m	1/2 m	5/8 m						φ	s final m	
LosSup(ext)	0.20	0.15	0.84	3.27	6.60	0.11	0.20	0.30	9.20	0.0043	3.76	898	0.41	1/2"	0.20	
LosSup(int)	0.20	0.15	1.22	4.83	6.60	0.11	0.20	0.30	9.20	0.0043	3.76	1311	0.28	1/2"	0.20	
LosInf(ext)	0.20	0.15	1.10	4.31	6.60	0.11	0.20	0.30	9.20	0.0043	3.76	1175	0.31	1/2"	0.20	
LosInf(int)	0.20	0.15	1.44	5.73	6.60	0.11	0.20	0.30	9.20	0.0043	3.76	1545	0.24	1/2"	0.20	
Pared(ext)	0.20	0.15	1.10	4.31	6.00	0.12	0.21	0.33	9.20	0.0039	3.60	1288	0.29	1/2"	0.20	
Pared(int)	0.20	0.15	1.01	3.96	6.00	0.12	0.21	0.33	9.20	0.0039	3.60	1187	0.31	1/2"	0.20	

## 3.5.- ALCANTARILLAS

### 3.5.1 DEFINICIÓN

Es una estructura que permite en su interior el escurrimiento de un riachuelo o quebrada o vertiente de agua y en su parte superior conducir el paso de un canal o de una vía.

La alcantarilla presenta en cada extremo una transición de entrada y salida que reduce la pérdida de carga y previenen la erosión disminuyendo los cambios de velocidad. Ver Figura N° 3.5.1



Figura No 3.5.1 Partes de la Alcantarilla

De acuerdo al ítem 1.2.4.3 Parte C, el estudio consta de 16 alcantarillas; por lo que en el presente capítulo nos avocaremos solamente al análisis y diseño de la alcantarilla N°1 del canal lateral 1.

### 3.5.2 DESCRIPCIÓN DE LA ALCANTARILLA N° 1

La alcantarilla N°1 presenta las principales características:

- Esta ubicado en la progresiva 6+715.00 del canal lateral 1.
- Longitud total de 8.00m. y se construirá de concreto armado.
- Sección transversal rectangular con dimensión de 2.50 m x 1.00 m
- Presenta una pendiente de 0.0018.

### 3.5.3 CONDICIONES DEL SUELO

- El suelo de fundación está conformado por un suelo areno limoso con una capacidad portante de  $0.70 \text{ kg/cm}^2$
- El peso unitario seco es  $2.00 \text{ tn/m}^3$
- El ángulo de fricción interna es  $27^\circ$

### 3.5.4 ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

#### 3.5.3.1 Metodología de Análisis y Diseño

En el análisis de la alcantarilla intervienen las siguientes fuerzas en el equilibrio: el peso propio de la estructura, el empuje del agua, el empuje de tierras, la reacción del suelo y una sobrecarga de tráfico.

Se ha considerado la estructura de la alcantarilla de concreto armado, y su diseño se ha realizado usando el método de la rotura, verificando el control por fisuración.

#### A.- Carga Viva del tráfico

Las cargas vivas de camión actuante serán las mismas consideradas en el ítem 3.4.4.1

#### 3.5.4.2 Características Estructurales

Concreto Armado	: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Concreto Simple	: $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$
Concreto Ciclópeo	: $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$
Acero de refuerzo	: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Peso Unitario del concreto	: $\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$

#### 3.5.4.3 Análisis Estructural de la Alcantarilla

El cálculo estructural deberá efectuarse para dos alternativas:

- A) Primer Caso : Alcantarilla Llena  
 B) Segundo Caso : Alcantarilla Vacía

Para ambos casos se considera que la alcantarilla se encuentra sujeta a cargas máximas exteriores como el caso más desfavorable.

Asimismo las cargas factorizadas serán incrementadas por un coeficiente de durabilidad de 1.30

#### **A.- Análisis Alcantarilla Llena**

Para realizar el análisis estructural se deben considerar las presiones en:

- Losa Superior (  $W_{u1}$  )
- Losa Inferior (  $W_{u2}$  )
- Paredes laterales (  $W_{u3}$  y  $W_{u4}$  )

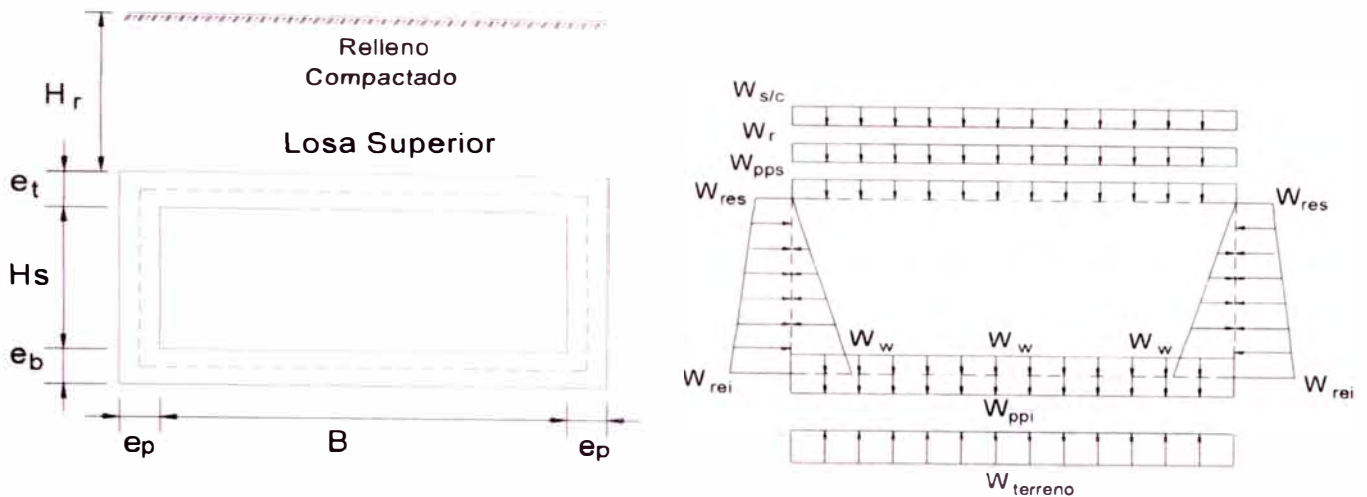


Figura N° 3.5.2 Cargas en Losa y Paredes de Alcantarilla Llena

Donde :

- $e_t$  : Espesor de losa superior
- $e_b$  : Espesor de losa inferior
- $e_p$  : Espesor de paredes laterales
- $B$  : Ancho de losa inferior
- $H_a$  : Altura de conducto de la alcantarilla
- $H_r$  : Altura de material de relleno compactado encima de losa superior
- $W_r$  : Presión de material de relleno compactado
- $W_{res}$  : Presión del terreno en el extremo superior de pared lateral
- $W_{rei}$  : Presión del terreno en el extremo inferior de pared lateral
- $W_{pps}$  : Presión debida al peso propio de losa superior
- $W_{ppi}$  : Presión debida al peso propio de losa inferior
- $W_{terreno}$  : Reacción del terreno
- $W_{s/c}$  : Presión debida a la carga de tráfico
- $W_w$  : Presión hidrostática del agua

### A.1.- En Losa Superior

La carga que actúa sobre la losa superior es su peso propio, la sobrecarga y la altura de relleno (Fig. N° 3.5.3). Se va considerar la siguiente combinación de cargas:

$$1.4D + 1.7L + 1.7H \quad ; \text{ Donde:}$$

- $D$  : Peso propio de losa superior
- $L$  : Carga viva de tráfico
- $H$  : Carga del relleno

Reemplazando y aplicando el factor de durabilidad se obtiene la carga actuante sobre la losa superior:

$$W_{u1} = 1.3 * ( 1.4 * W_{pps} + 1.7 * W_{s/c} + 1.7 * W_r ) \dots\dots\dots (3.5.1)$$

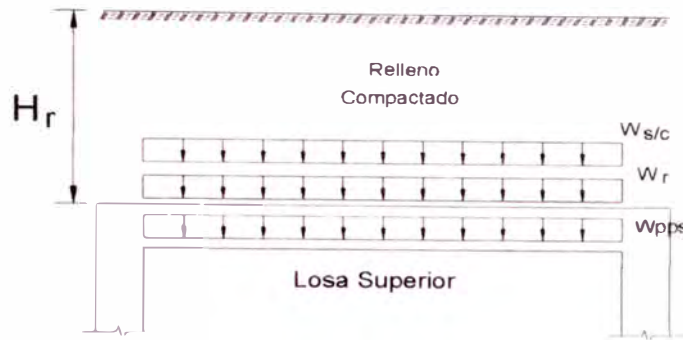


Figura N° 3.5.3 Carga en losa superior de Alcantarilla Llena

$W_{u1}$  : Presión sobre losa superior

$W_{pps}$  : Presión debida al peso propio de losa superior =  $e_1 * \gamma_c \dots\dots\dots (3.5.2)$

$W_r$  : Presión de material de relleno compactado =  $\gamma_t * H_r \dots\dots\dots (3.5.3)$

$\gamma_t$  : peso específico del material de relleno

La altura de relleno compactado encima de losa superior ( $H_r$ ) se obtendrá de la siguiente manera :

$$H_r = \text{cota superior relleno compactado} - \left( \text{cota superior de losa inferior} + H_a + \frac{e_1}{2} \right)$$

$$\text{Cota superior de losa inferior} = \frac{(\text{cota B} + \text{cota C})}{2}$$



Figura N° 3.5.4 Posición de cotas en sección longitudinal del sifón

El valor de  $W_{s/c}$  se obtiene de acuerdo a los criterios considerados para la carga viva de tráfico.

**A.2.- En Losa Inferior**

La carga que actúa sobre la losa inferior es su peso propio y la reacción del terreno debido al peso propio del conducto, el agua interior, la sobrecarga y la altura de relleno (Figura N° 3.5.5). Se va considerar la siguiente combinación de cargas:

$1.7H + 0.9D + 1.7F$  ; Donde:

D : Peso propio del conducto del sifón

H : Carga del relleno

F : Carga del Fluido

Reemplazando y aplicando el factor de durabilidad se obtiene la carga actuante sobre la losa inferior:

$$W_{u2} = 1.3*(1.7*W_{terreno}-0.9*W_{ppi} -1.7*W_w) \dots\dots\dots (3.5.4)$$

$$W_{terreno} = W_{ppcw} + W_{s/c} + W_r \dots\dots\dots (3.5.5)$$

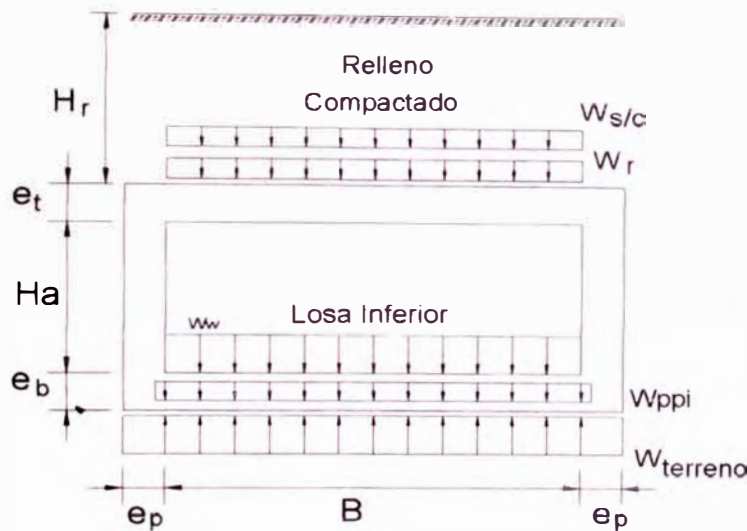


Figura N° 3.5.5 Cargas sobre losa inferior del Sifón Vacío

$W_{u2}$  : Presión sobre losa inferior

$$W_{ppi} : \text{Presión debida al peso propio de losa inferior} = e_b*\gamma_c \dots\dots\dots (3.5.6)$$

$W_{ppcw}$  : Presión debida al peso propio del conducto del sifón y el agua

$$W_{ppc} = \frac{\text{Peso del conducto} + \text{Peso del agua interior}}{\text{Ancho de conducto}} \dots\dots\dots (3.5.7)$$

$$W_w : \text{Presión hidrostática del agua sobre losa inferior} = \gamma_w*ha \dots\dots\dots(3.5.8)$$

El valor de  $W_r$  se obtiene de la ecuación N° 3.5.3 y el valor de  $W_{s/c}$  se obtiene de acuerdo a los criterios considerados para la carga viva de tráfico

**A.3.- Paredes Laterales**

Las cargas que actúan es la presión lateral del material de relleno y la presión hidrostática del agua (Figura N° 3.5.2). Se va considerar la siguiente combinación de carga:



$1.7H + 1.7 F$  ; Donde:

F : Carga de presión hidrostática del agua

H : Carga debida a la presión de terreno

#### • Extremo Superior

Reemplazando y aplicando el factor de durabilidad se obtiene la carga actuante en el extremo superior de la pared lateral:

$$W_{u3} = 1.3*(1.7*W_{res}) \dots\dots\dots (3.5.9)$$

$$W_{res} = k_a * \gamma_r * H_r \dots\dots\dots (3.5.10)$$

#### • Extremo Inferior

Reemplazando y aplicando el factor de durabilidad se obtiene la carga actuante en el extremo inferior de la pared lateral:

$$W_{u4} = 1.3*1.7*(W_{rei} - W_w) \dots\dots\dots (3.5.11)$$

$$W_{rei} = k_a * \gamma_r * (H_r + e_t + Ha + e_b) \dots\dots\dots (3.5.12)$$

Donde:

$W_{u3}$  : Presión del terreno en el extremo superior de pared lateral

$W_{u4}$  : Presión del terreno en el extremo inferior de pared lateral

$K_a$  = Coeficiente de empuje activo de Rankine

Si  $\theta = 0$  (talud horizontal)  $k_a = \text{tg}^2(45 - \phi/2)$

$\phi$  = ángulo de fricción interna del material

El valor de  $W_w$  se obtiene de la ecuación N° 3.5.8

### **B.- Análisis Alcantarilla Vacía**

Similar al caso anterior, en el análisis estructural se consideran las presiones en:

- Losa Superior ( $W'_{u1}$ )
- Losa Inferior ( $W'_{u2}$ )
- Paredes laterales ( $W'_{u3}$  y  $W'_{u4}$ )

En la figura N° 3.5.6 se muestra la estructura y las cargas sobre la alcantarilla Vacía.

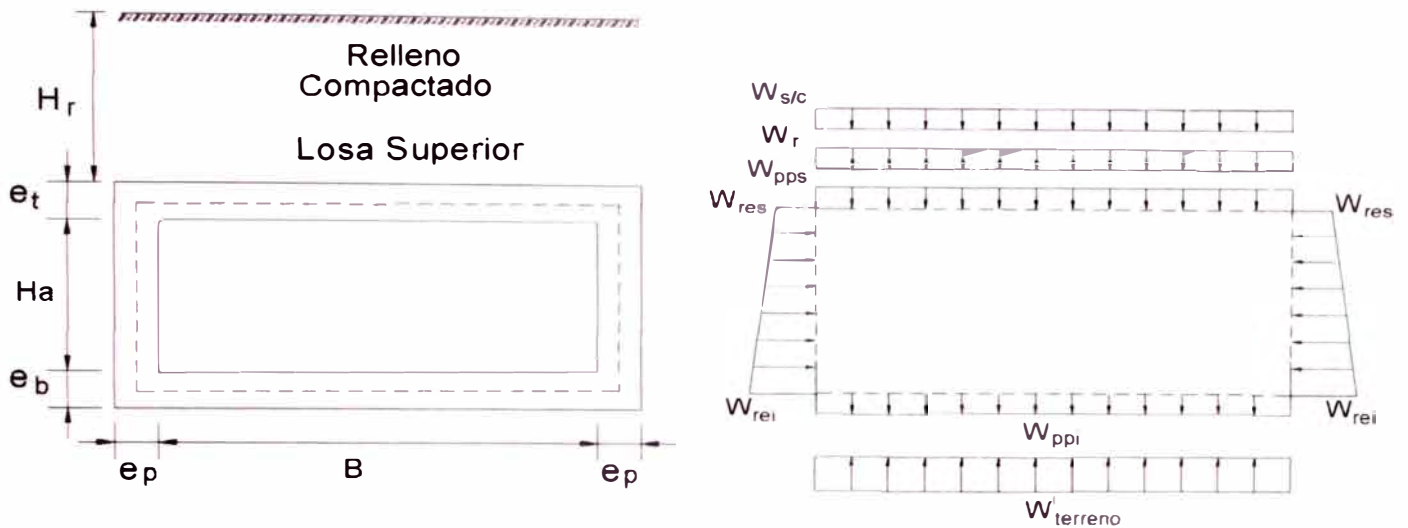


Figura N° 3.5.6 Cargas en Losa y Paredes de Alcantarilla Vacía

**B.1.- En Losa Superior**

Debido a que las ecuaciones y el procedimiento del cálculo son las mismas consideradas en el caso de la alcantarilla llena se considera el mismo resultado obtenido anteriormente:

$$W'_{u1} = W_{u1} \dots\dots\dots (3.5.13)$$

**B.2.- En Losa Inferior**

La carga que actúa sobre la losa inferior es su peso propio y la reacción del terreno debido al peso propio del conducto, la sobrecarga y la altura de relleno (Figura N° 3.5.7). Se va considerar la siguiente combinación de cargas:

1.7H + 0.9D ; Donde:

D : Peso propio del conducto del sifón

H : Carga del relleno

Reemplazando y aplicando el factor de durabilidad se obtiene la carga actuante sobre la losa inferior:

$$W'_{u2} = 1.3*(1.7*W'_{terreno} - 0.9*W_{ppi}) \dots\dots\dots (3.5.14)$$

$$W'_{terreno} = W_{ppc} + W_{s/c} + W_r \dots\dots\dots (3.5.15)$$

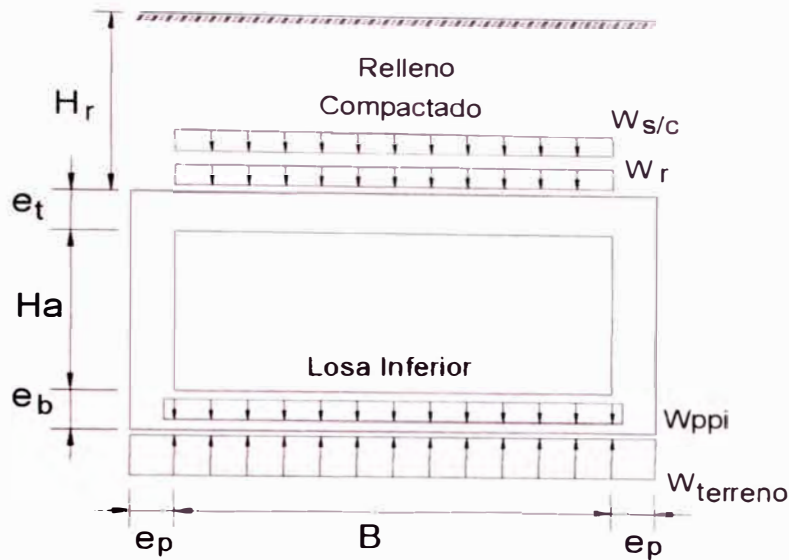


Figura N° 3.5.7 Cargas sobre losa inferior del Sifón Vacío

$W'_{u2}$  : Presión sobre losa inferior

$W'_{ppc}$  : Presión debida al peso propio del conducto del sifón

$$W'_{ppc} = \frac{\text{Peso del conducto}}{\text{Ancho de conducto}} \dots\dots\dots (3.5.16)$$

El valor de  $W_{ppi}$  se obtiene de la ecuación N° 3.5.6, el valor de  $W_r$  se obtiene de la ecuación N° 3.5.3 y el valor de  $W_{s/c}$  se obtiene de acuerdo a los criterios considerados para la carga viva de tráfico

**B.3.- Paredes Laterales**

La carga que actúa es de forma trapezoidal formada únicamente por la presión lateral del material de relleno (debido a que no presenta nivel freático) (Figura N° 3.5.6), el cual va ser afectado por el siguiente factor de carga:

$1.7H$  ; Donde:

$H$  : Carga debida a la presión de terreno

• **Extremo Superior**

Reemplazando y aplicando el factor de durabilidad se obtiene la carga actuante en el extremo superior de la pared lateral:

$$W'_{u3} = 1.3*(1.7*W_{res}) \dots\dots\dots (3.5.17)$$

$$W_{res} = k_a*\gamma_r *H_r \dots\dots\dots (3.5.18)$$

- **Extremo Inferior**

Reemplazando y aplicando el factor de durabilidad se obtiene la carga actuante en el extremo inferior de la pared lateral:

$$W'_{u4} = 1.3*(1.7*W_{rei}) \dots\dots\dots (3.5.19)$$

$$W_{rei} = k_a*\gamma_r*(H_r+e_t+H_a + e_b) \dots\dots\dots (3.5.20)$$

Donde:

$W_{u3}$  : Presión del terreno en el extremo superior de pared lateral

$W_{u4}$  : Presión del terreno en el extremo inferior de pared lateral

El valor de  $W_{res}$  se obtiene de la ecuación N° 3.5.10, el valor de  $W_{rei}$  se obtiene de la ecuación N° 3.5.12

#### 3.5.4.4 Cálculo del refuerzo

El procedimiento del cálculo serán las mismas consideradas en el ítem 3.1.2.5

#### 3.5.4.5 Resistencia del concreto a la Fuerza Cortante

Se tomarán las mismas consideraciones que el ítem 3.2.3.4 Parte A.1.2

#### 3.5.4.6 Control de Fisuración

La verificación de control de fisuras serán las mismas consideradas en el ítem 3.1.3

#### 3.5.4.7 Presiones de la Estructura sobre el Terreno.

El caso crítico para calcular la presión máxima sobre el terreno es cuando se consideran las siguientes cargas:

- Carga por relleno (a).
- Carga viva del tráfico (b).
- Peso propio de la alcantarilla (c).
- Peso del agua (d).

Por lo tanto la presión sobre el terreno es:

$$\sigma_t = \frac{(a + b + c + d)}{\text{Ancho del conducto}} \dots\dots\dots(3.5.21)$$

### 3.5.4 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ALCANTARILLA

#### 3.5.5.1 Análisis Estructural de la Alcantarilla

El análisis de la alcantarilla se realiza para el primer caso (conducto lleno) y segundo caso (conducto vacío). Para iniciar los cálculos y por razones constructivas se considera inicialmente un espesor de paredes y losa de 0.25m.

A continuación se presenta los datos obtenidos de los Estudios Básicos:

#### Datos:

Altura de conducto :  $H_a = 1.00$  m.

Ancho del conducto :  $B = 2.50$  m.

e-losa superior :  $e_t = 0.25$  m.

e-losa inferior :  $e_b = 0.25$  m.

e-pared :  $e_p = 0.25$  m.

Cota A = 511.985 msnm.

Cota B = 511.984 msnm.

Cota C = 511.976 msnm.

Cota D = 511.975 msnm.

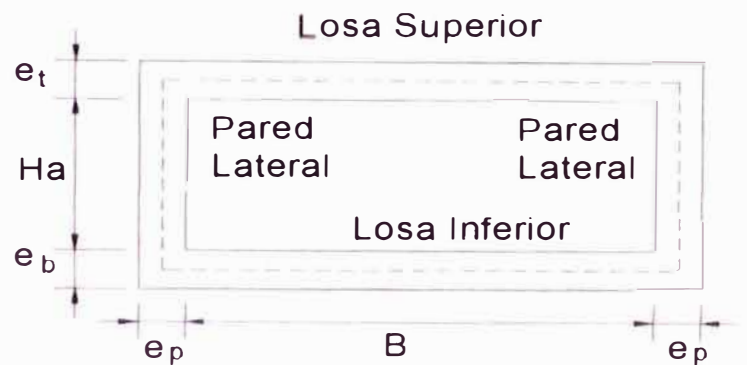


Figura N° 3.5.8 Sección del Sifón

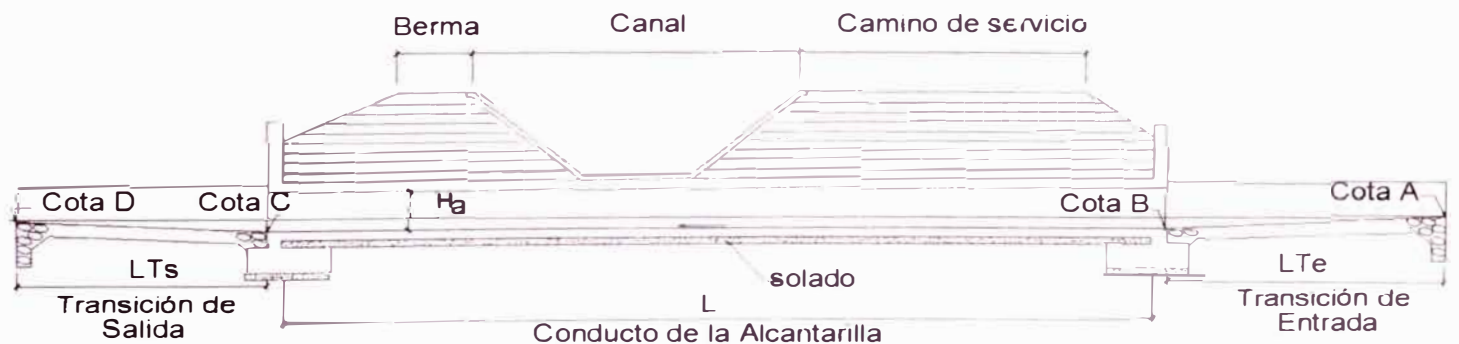


Figura N° 3.5.9 Sección Longitudinal del Sifón N° 1

#### A.- Análisis Alcantarilla Llena

A continuación se describen las cargas que actúan sobre la Alcantarilla Llena:

##### A.1.- Carga sobre losa superior ( $W_{u1}$ )

###### • Peso propio ( $W_{pps}$ )

$W_{pps}$  : Presión debida al peso propio de losa superior

$$W_{pps} = e_t * \gamma_c = 0.25 * 2400 = 600 \text{ kg/m}^2$$

- **Carga Viva del Tráfico ( $W_{s/c}$ )**

$W_{s/c}$  : Presión debida a la carga de tráfico

$$W_{s/c} = CV_0 (1 + I)$$

I : Coeficiente de Impacto

$$I = \frac{14.97}{L + 37.41} = 0.37 \leq 30\%$$

$CV_0$  = Carga viva del Tráfico

Para el cálculo de la carga viva existen 2 criterios las cuales son:

Criterio 1 : cuando la cobertura es menor o igual a 0.60m.

Criterio 2 : cuando la cobertura es mayor a 0.60m.

$H_r$  = cobertura = 1.00 m.; entonces tomaremos el criterio 2, por el cual la carga viva del tráfico se obtiene del gráfico N° 3.4.3, al cual a su vez hay que añadirle el efecto de impacto

Entonces  $CV_0 = 1700 \text{ kg/m}^2$  (sin impacto)

$$W_{s/c} = 1700 (1 + 0.30) = 2210 \text{ kg/m}^2$$

- **Material de Relleno ( $W_r$ )**

$W_r$  : Presión de material de relleno compactado

$$W_r = \gamma_r * H_r$$

$\gamma_r$  : peso específico del relleno =  $2000 \text{ kg/m}^3$

$H_r$  (m) : Altura de relleno compactado encima de losa superior

$$H_r = \text{cota superior relleno compactado} - (\text{cota superior de losa inferior} + H_a + e_t)$$

$$\text{Cota superior de losa inf.} = \frac{(\text{cota B} + \text{cota C})}{2} = \frac{(511.984 + 511.976)}{2}$$

$$= 511.980 \text{ msnm}$$

$$H_r = 514.23 - (511.980 + 1.00 + 0.25) = 1.00 \text{ m}$$

$$W_r = 2000 * 1.00 = 2000.00 \text{ kg/m}^2$$

Reemplazando en la ecuación N° 3.5.1:

$$W_{u1} = 1.3 * (1.4 * 600 + 1.7 * 2210 + 1.7 * 2000.00) = 10396.10 \text{ kg/m}^2$$

**A.2.- Carga sobre Losa Inferior ( $W_{u2}$ )**

- **Peso propio ( $W_{ppi}$ )**

$W_{ppi}$  : Presión debida al peso propio de la losa inferior

$$W_{ppi} = e_t * \gamma_c = 0.25 * 2400 = 600.00 \text{ kg/m}^2$$

- **Peso propio del Conducto y agua interior ( $W_{ppc}$ )**

$W_{ppc}$  : Presión debida al peso propio del conducto del sifón y el agua

$$W_{ppcw} = \frac{\text{Peso del conducto} + \text{Peso del agua interior}}{\text{Ancho de conducto}}$$

Peso propio del conducto =  $\gamma_c * (\text{Sección del conducto})$

$$\text{Peso propio del conducto} = 2400 * (3.00 * 1.50 - 2.50 * 1.00) = 4800.00 \text{ kg/m}$$

Peso del agua interior =  $\gamma_w * \text{Área hidráulica del conducto}$

$$\text{Área hidráulica del conducto} = 2.50 * 1.00 = 2.50 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso del Agua Interior} = 1000 * 2.50 = 2500 \text{ kg/m}$$

$$\text{Ancho de conducto} = B + 2 * e_p = 2.50 + 2 * 0.25 = 3.00 \text{ m.}$$

$$W_{ppcw} = \frac{4800.00 + 2500.00}{3.00} = 2433.33 \text{ kg/m}^2$$

- **Carga Viva del Tráfico ( $W_{s/c}$ )**

$$W_{s/c} = 2210 \text{ kg/m}^2$$

- **Material de Relleno ( $W_r$ )**

$$W_r = 2000.00 \text{ kg/m}^2$$

- **Presión hidrostática del Agua ( $W_w$ )**

$W_w$  : Presión hidrostática del agua sobre losa inferior

$$W_w = \gamma_w * H_a$$

$H_a$  (m) = altura de conducto de la alcantarilla

$$W_w = 1000 * 1.00 = 1000 \text{ kg/m}^2$$

- **Presión del Terreno ( $W_{\text{terreno}}$ )**

Reemplazando en la ecuación 3.5.5:

$$W_{\text{terreno}} = 2433.33 + 2210.00 + 2000.00 = 6643.33 \text{ kg/m}^2$$

Finalmente reemplazando en la ecuación 3.5.4:

$$W_{u2} = 1.3 * (1.7 * 6643.33 - 0.9 * 600 - 1.7 * 1000) = 11769.03 \text{ kg/m}^2$$

### A.3.- Carga sobre Paredes Laterales ( $W_{u3}$ y $W_{u4}$ )

- **Material de Relleno en Extremo Superior ( $W_{\text{res}}$ )**

$W_{\text{res}}$  : Presión del terreno en el extremo superior de pared lateral

$$W_{\text{res}} = k_a * \gamma_r * H_r$$

Como  $\theta = 0$  (talud horizontal);  $k_a = \text{tg}^2(45 - \phi/2)$

$\phi = 27^\circ$  ; entonces  $k_a = 0.376$

$$W_{\text{res}} = 0.376 * 2000 * 1.00 = 752.00 \text{ kg/m}^2$$

- **Material de Relleno en Extremo Inferior ( $W_{\text{res}}$ )**

$W_{\text{rei}}$  : Presión del terreno en el extremo inferior de pared lateral

$$W_{\text{rei}} = k_a * \gamma_r * (H_r + e_t + H_a + e_b)$$

$$W_{\text{rei}} = 0.376 * 2000 * (1.00 + 0.25 + 1.00 + 0.25) = 1880.00 \text{ kg/m}^2$$

- **Presión Hidrostática del agua ( $W_w$ )**

$$W_w = 1000 \text{ kg/m}^2$$

Reemplazando en la ecuación 3.5.9 y 3.5.11

$$W_{u3} = 1.3 * (1.7 * 752.00) = 1661.92 \text{ kg/m}^2 \text{ (Extremo superior)}$$

$$W_{u4} = 1.3 * 1.7 * (1880.00 - 1000) = 1944.80 \text{ kg/m}^2 \text{ (Extremo inferior)}$$

## **B.- Análisis Alcantarilla Vacía**

A continuación se describen las cargas que actúan sobre la Alcantarilla Vacía:

### **B.1.- Carga sobre losa superior ( $W'_{u1}$ )**

$$W'_{u1} = W_{u1} = 10396.10 \text{ kg/m}^2$$



**B.2.- Carga sobre losa Inferior ( $W'_{u2}$ )**

- **Peso propio ( $W_{ppi}$ )**

$W_{ppi}$  : Presión debida al peso propio de la losa inferior

$$W_{ppi} = e_t * \gamma_c = 0.25 * 2400 = 600.00 \text{ kg/m}^2$$

- **Peso propio del Conducto y agua interior ( $W'_{ppc}$ )**

$W'_{ppc}$  : Presión debida al peso propio del conducto del sifón

$$W'_{ppc} = \frac{\text{Peso del conducto}}{\text{Ancho de conducto}}$$

Peso propio del conducto =  $\gamma_c * (\text{Sección del conducto})$

$$\text{Peso propio del conducto} = 2400 * (3.00 * 1.50 - 2.50 * 1.00) = 4800.00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Ancho de conducto} = B + 2 * e_p = 2.50 + 2 * 0.20 = 2.90$$

$$W_{ppc} = \frac{4800.00}{3.00} = 1600.00 \text{ kg/m}^2$$

- **Carga Viva del Tráfico ( $W_{s/c}$ )**

$$W_{s/c} = 2210 \text{ kg/m}^2$$

- **Material de Relleno ( $W_r$ )**

$$W_r = 2000.00 \text{ kg/m}^2$$

- **Presión del Terreno ( $W'_{\text{terreno}}$ )**

Reemplazando en la ecuación 3.5.15:

$$W'_{\text{terreno}} = 1600.00 + 2210.00 + 2000.00 = 5810.00 \text{ kg/m}^2$$

Finalmente reemplazando en la ecuación 3.5.14:

$$W'_{u2} = 1.3 * (1.7 * 5810.00 - 0.9 * 600.00) = 12138.10 \text{ kg/m}^2$$

**B.3.- Carga sobre Paredes Laterales ( $W'_{u3}$  y  $W'_{u4}$ )**

- **Material de Relleno en Extremo Superior ( $W_{res}$ )**

$$W_{res} = 752.00 \text{ kg/m}^2$$

- **Material de Relleno en Extremo Inferior ( $W_{res}$ )**

$$W_{rei} = 1880.00 \text{ kg/m}^2$$

Reemplazando en la ecuación 3.5.17 y 3.5.19:

$$W'_{u3} = 1.3 \cdot (1.7 \cdot 752.00) = 1661.92 \text{ kg/m}^2 \text{ (Extremo superior)}$$

$$W'_{u4} = 1.3 \cdot (1.7 \cdot 1880.00) = 4154.80 \text{ kg/m}^2 \text{ (Extremo inferior)}$$

**Resumen:**

**Alcantarilla Llena:**

$$W_{u1} = 10,396.10 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{u2} = 11,769.03 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{u3} = 1,661.92 \text{ kg/m}^2 \text{ (Extremo Sup.)}$$

$$W_{u4} = 1,944.80 \text{ kg/m}^2 \text{ (Extremo Inf.)}$$

**Alcantarilla Vacía:**

$$W'_{u1} = 10396.10 \text{ kg/m}^2$$

$$W'_{u2} = 12138.10 \text{ kg/m}^2$$

$$W'_{u3} = 1661.92 \text{ kg/m}^2 \text{ (Extremo Sup.)}$$

$$W'_{u4} = 4154.80 \text{ kg/m}^2 \text{ (Extremo Inf.)}$$

**Salida De Resultados**

**A.- Alcantarilla Llena**

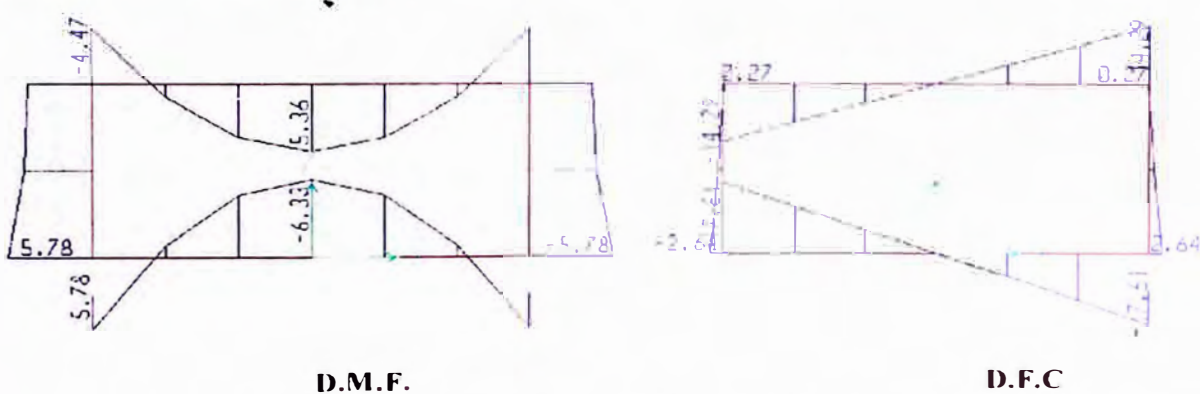


Figura N° 3.5.10 Diagrama de Momento Flector y Fuerza Cortante en el Sifón Lleno

**B.- Alcantarilla Vacía**

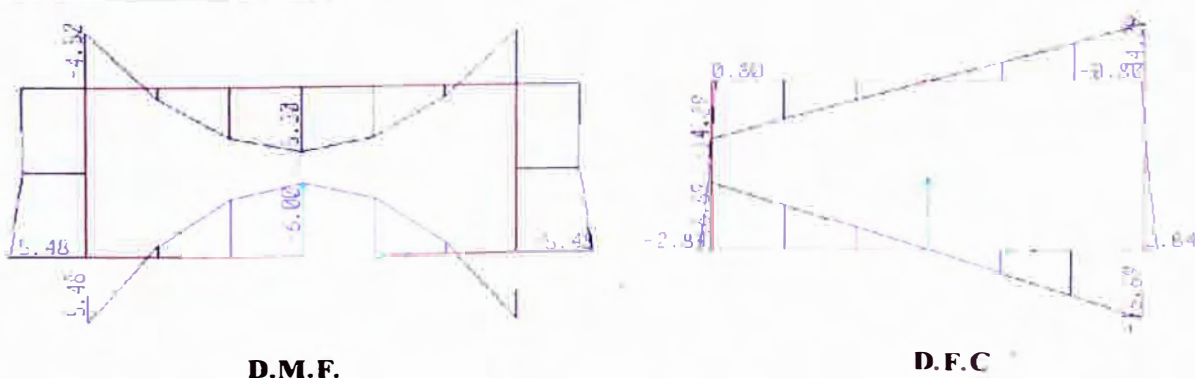


Figura N° 3.5.11 Diagrama de Momento Flector y Fuerza Cortante en el Sifón Vacío

### 3.5.5.2 Diseño

#### A.- Momentos Ultimos

Los máximos momentos últimos obtenidos son los siguientes:

#### **Losa Superior**

Cara Exterior = 4.52 ton-m

Cara Interior = 5.36 ton-m

#### **Losa Inferior**

Cara Exterior = 5.78 ton-m

Cara Interior = 6.33 ton-m

#### **Paredes**

Cara Exterior = 5.78 ton-m

Cara Interior = 0.00 ton-m

#### B.- Cálculo del Refuerzo

##### **B.1 Losa Superior**

##### **B.1.1 Cara Exterior**

El momento crítico para la cara superior en la losa superior es el caso del sifón Vacío. A continuación se presenta los siguientes datos para determinar el acero de refuerzo:

$M_u = 4.52 \text{ ton-m}$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Peralte:  $d = 25 - 4.00 - 1.27/2 = 20.37 \text{ cm}$ .

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

$b = 100 \text{ cm}$

$\phi = 0.90$

Reemplazando:

$$A_s = \frac{4.52 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot 0.9 \cdot 20.37} = 6.52 \text{ cm}^2 ; \quad a = \frac{6.52 \cdot 4200}{0.85 \cdot 210 \cdot 100} = 1.53$$

$$A_s = \frac{4.52 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot \left(20.37 - \frac{1.53}{2}\right)} = 6.10 \text{ cm}^2 ; \text{ Finalmente iterando otra vez } A_s = 6.09 \text{ cm}^2$$

El Refuerzo mínimo es:  $A_{\min} = 0.0033bh = 0.0033 \cdot 100 \cdot 25 = 8.25 \text{ cm}^2 > 6.09 \text{ cm}^2$

Entonces se toma :  $A_s = 8.25 \text{ cm}^2$

### B.1.2 Cara Interior

El momento crítico para la cara inferior en la losa superior tiene el mismo valor en el caso del sifón Lleno y vacío. A continuación se determinará su acero de refuerzo:

Donde:

$$M_u = 5.36 \text{ ton-m}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Peralte: } d = 25 - 4.00 - 1.27/2 = 20.37$$

$$\phi = 0.90$$

cm.

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Reemplazando:

$$A_s = \frac{5.36 * 10^5}{0.9 * 4200 * 0.9 * 20.37} = 7.73 \text{ cm}^2 ; \quad a = \frac{7.73 * 4200}{0.85 * 210 * 100} = 1.82$$

$$A_s = \frac{5.36 * 10^5}{0.9 * 4200 * \left(20.37 - \frac{1.82}{2}\right)} = 7.39 \text{ cm}^2 ; \text{ Finalmente iterando otra vez } A_s = 7.27 \text{ cm}^2$$

El Refuerzo mínimo es:  $A_{\min} = 0.0033bh = 0.0033 * 100 * 25 = 8.25 \text{ cm}^2 > 7.27 \text{ cm}^2$

Entonces se toma :  $A_s = 8.25 \text{ cm}^2$

### B.2 Losa Inferior

#### B.2.1 Cara Exterior

El momento crítico para la cara superior en la losa inferior es el caso del sifón Vacío. A continuación se presenta los siguientes datos para determinar el acero de refuerzo:

Donde:

$$M_u = 5.78 \text{ ton-m}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Peralte: } d = 25 - 4.00 - 1.27/2 = 20.37 \text{ cm.}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.90$$

Reemplazando:

$$A_s = \frac{5.78 * 10^5}{0.9 * 4200 * 0.9 * 20.37} = 8.34 \text{ cm}^2 ; \quad a = \frac{8.34 * 4200}{0.85 * 210 * 100} = 1.96$$

$$A_s = \frac{5.78 * 10^5}{0.9 * 4200 * \left(20.37 - \frac{1.96}{2}\right)} = 7.89 \text{ cm}^2 ; \text{ Finalmente iterando otra vez } A_s = 7.87 \text{ cm}^2$$

El Refuerzo mínimo es:  $A_{\min} = 0.0033bh = 0.0033 * 100 * 25 = 8.25 \text{ cm}^2 > 7.87 \text{ cm}^2$

Entonces se toma :  $A_s = 8.25 \text{ cm}^2$

## B.2.2 Cara Interior

El momento crítico para la cara inferior en la losa inferior es el caso del sifón Vacío. A continuación se presenta los siguientes datos para determinar el acero de refuerzo:

Donde:

$$Mu = 6.33 \text{ ton-m}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Peralte: } d = 25 - 4.00 - 1.27/2 = 20.37 \text{ cm.}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.90$$

Reemplazando:

$$A_s = \frac{6.33 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot 0.9 \cdot 20.37} = 9.13 \text{ cm}^2 ; \quad a = \frac{9.13 \cdot 4200}{0.85 \cdot 210 \cdot 100} = 2.15$$

$$A_s = \frac{6.33 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot \left(20.37 - \frac{2.16}{2}\right)} = 8.68 \text{ cm}^2 ; \text{ Finalmente iterando otra vez } A_s = 8.66 \text{ cm}^2$$

El Refuerzo mínimo es:  $A_{\min} = 0.0033bh = 0.0033 \cdot 100 \cdot 25 = 8.25 \text{ cm}^2 < 8.66 \text{ cm}^2$

Entonces se toma:  $A_s = 8.66 \text{ cm}^2$

## B.3 Paredes

### B.3.1 Cara Exterior

El momento crítico para la cara exterior en las Paredes es el caso del sifón Lleno. A continuación se presenta los siguientes datos para determinar el acero de refuerzo:

Donde:

$$Mu = 5.78 \text{ ton-m}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Peralte: } d = 25 - 4.00 - 1.27/2 = 20.37 \text{ cm.}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.90$$

Reemplazando:

$$A_s = \frac{5.78 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot 0.9 \cdot 20.37} = 8.34 \text{ cm}^2 ; \quad a = \frac{8.34 \cdot 4200}{0.85 \cdot 210 \cdot 100} = 1.96$$

$$A_s = \frac{5.78 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot \left(20.37 - \frac{1.96}{2}\right)} = 7.89 \text{ cm}^2 ; \text{ Finalmente iterando otra vez } A_s = 7.87 \text{ cm}^2$$

El Refuerzo mínimo es:  $A_{\min} = 0.0030bh = 0.0030 \cdot 100 \cdot 25 = 7.50 \text{ cm}^2 < 7.87 \text{ cm}^2$

Entonces se toma:  $A_s = 7.87 \text{ cm}^2$

### B.3.2 Cara Interior

De acuerdo al diagrama de momentos obtenido la cara interior en las Paredes no presenta momento crítico; por lo que se colocará acero mínimo:

El Refuerzo mínimo es:

$$A_{\min} = 0.0030bh = 0.0030 * 100 * 25 = 7.50 \text{ cm}^2$$

### C.- Verificación por Cortante

La máxima fuerza cortante obtenido a la distancia d de la cara superior de la losa inferior es el siguiente:

$$V_{ud} = 12.80 \text{ ton}$$

Debe cumplir lo siguiente:

$V_u < \phi V_c$  entonces :

$$V_c = 0.53(f'c)^{1/2} b d; \phi = 0.85$$

Considerando:  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ ;  $b = 1.00 \text{ m}$ ;  $d = 20.37 \text{ cm}$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 1 * 0.2037 = 15.65 \text{ ton}$$

Donde :

$$V_{ud} < \phi V_c \Rightarrow 12.80 \text{ ton} < 0.85 * 15.65 \text{ ton} = 13.30 \text{ ton} \quad \text{ok!}$$

### 3.5.5.3 Verificación de la estabilidad del suelo

Las cargas actuantes en un metro de longitud son:

• Carga por relleno	=	1414 kg/m <sup>2</sup>
• Carga viva del tráfico	=	2210 kg/m <sup>2</sup>
• Peso propio del sifón	=	1730 kg/m <sup>2</sup>
• Peso del agua	=	<u>1376 kg/m<sup>2</sup></u>

Entonces la presión actuante es = 6730 kg/m<sup>2</sup>

Además sabemos :

$$\sigma_{adm} = 7000 \text{ kg/m}^2,$$

$$\therefore \sigma_{act} < \sigma_{adm} \quad \text{ok!}$$

### 3.5.5.4 Control de Fisuración

A modo de ejemplo se va a proceder a realizar el control de fisuración en la losa inferior. Posteriormente en el cuadro resumen se mostrará el resultado de las paredes y losa del conducto

Datos:

$M$	$= 2.87 \text{ ton-m}$	(Condiciones de servicio)
$A_s$	$= 8.68 \text{ cm}^2$	(Area de acero en tracción)
$e_b$	$= 25.00 \text{ cm}$	(Espesor inferior de Pared del canal)
$b$	$= 100 \text{ cm}$	(Ancho del bloque comprimido)
$d$	$= 20.37 \text{ cm}$	(Peralte efectivo)
$C_c$	$= 4.00 \text{ cm}$	(Recubrimiento de acero)
$E_s$	$= 2000000 \text{ kg/cm}^2$	(Módulo de elasticidad del acero)
$E_c$	$= 15000 \sqrt{f'_c}$	(Módulo de elasticidad del concreto)
$f'_c$	$= 210 \text{ kg/cm}^2$	(Resistencia a la compresión del concreto)

- Se procede a obtener el valor del esfuerzo en el acero:

$$n = 2000000 / 15000 \sqrt{210} = 9.2 \approx 9.0$$

$$\rho = A_s / bd = 8.68 / (100 * 20.37) = 4.3 * 10^{-3}$$

$$c = (\sqrt{2n\rho + (n\rho)^2} - n\rho)d \quad \text{Reemplazando : } c = 4.98$$

De la ecuación 3.31 debe cumplir:

$$f_s = \frac{M}{A_s(d-c/3)} = \frac{2.87 * 10^5}{8.68 * (20.37 - 4.96/3)} = 1767 \text{ ton/cm}^2$$

- Considerando un ancho permisible de  $w = 0.010$ , se procede a obtener el valor del espaciamiento máximo:

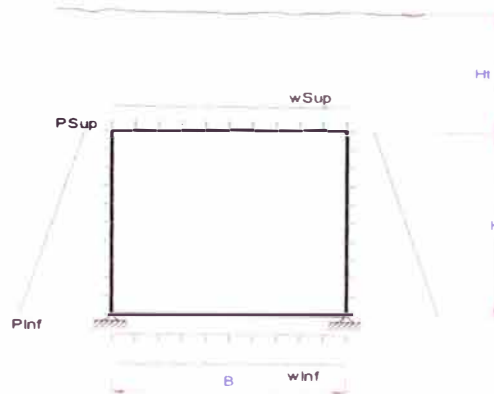
$$s \leq \left( \frac{96636}{1767} - 2.5 * 4.00 \right) \frac{0.020}{0.041} = 21.78 \text{ cm}$$

$$s \leq 30 \left( \frac{2520}{1693} \right) \frac{0.010}{0.041} = 20.88 \text{ cm} \therefore$$

$\therefore$  El espaciamiento máximo es 20.88 cm

**CUADRO RESUMEN DE LAS CARACTERISTICAS DE LA ALCANTARILLA**

fc =	210 kg/cm <sup>2</sup>
fy =	4200 kg/cm <sup>2</sup>
γi =	2.00 tn/m <sup>3</sup>
γconcreto =	2400 kg/m <sup>3</sup>
φ =	27
S/C =	2.21 tn/m <sup>2</sup>
γω =	1.00 tn/m <sup>2</sup>
σ1 =	7.00 tn/m <sup>2</sup>
d' =	4.63 cm
Ka =	0.376



Sifon N°	COTAS				CARACTERISTICAS GEOMETRICAS							
	Cota A (Entrada Trans.)	Cota B (Entrada Alcant.)	Cota C (Salida Alcant.)	Cota D (Salida Trans.)	Cota sup. Losa Inf.	Cota inf. Los Sup	Cota Sup relleno	H	B	esp losa	esp. pared	esp techo
	msnm	msnm	msnm	msnm	msnm	msnm	msnm	m	m	m	m	m
1	511.985	511.984	511.976	511.975	511.980	512.980	514.230	1.00	2.50	0.25	0.25	0.25

**CARGAS**

Sifon N°	W (Vacío)				W (Lleno)			
	Wsup (Wu1)	Winf (Wu2)	Psup (Wu3)	Pinf (Wu4)	Wsup (W'u1)	Winf (W'u2)	Psup (W'u3)	Pinf (W'u4)
	t/m	t/m	t/m	t/m	t/m	t/m	t/m	t/m
1	10.40	11.77	1.66	1.94	10.40	12.14	1.66	4.15

**DISEÑO DE SIFON POR FLEXIÓN**

cara	d	Mu	Vu(cara)	Vu(d)	Vu/φcc	Obs	Acero Transversal					Acero Longitudinal			
							Acero	As(min)	3/8	1/2	5/8	As(min)	3/8	1/2	5/8
m	m	tn-m	Tn/m	Tn/m			cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	m	m	m	cm <sup>2</sup>	m	m	m
LosSup(ext)	0.20	4.52	14.29	10.36	0.779	OK!	6.09	8.25	0.09	0.15	0.24	7.50	0.09	0.17	0.26
LosSup(int)	0.20	5.36	14.29	10.36	0.779	OK!	7.27	8.25	0.09	0.15	0.24	7.50	0.09	0.17	0.26
LosInf(ext)	0.20	5.78	17.61	12.87	0.968	OK!	7.87	8.25	0.09	0.15	0.24	7.50	0.09	0.17	0.26
LosInf(int)	0.20	6.33	17.61	12.87	0.968	OK!	8.66	8.25	0.08	0.15	0.23	7.50	0.09	0.17	0.26
Pared(ext)	0.20	5.78	2.84	1.56	0.117	OK!	7.87	7.50	0.09	0.16	0.25	7.50	0.09	0.17	0.26
Pared(int)	0.20	0.00	0.8	0.05	0.004	OK!	0.00	7.50	0.09	0.17	0.26	7.50	0.09	0.17	0.26

Acero por Temperatura = 0.0030\*100\*(esp.\*100) = 7.50

**CONTROL DE FISURACION**

Sección	DATOS						CONTROL DE FISURACION											
	ep2	m	d	Mu	Cond	servicio	Acero	As min	s			n	ρ	c	fs	ε	Acero Requiere y	
									espaciamento	3/8	1/2						5/8	espaciamento
m	m	tn	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	m	m	m	m	m	m	m	m	kg/cm <sup>2</sup>	Max	φ	s final		
LosSup(ext)	0.25	0.20	2.05	6.09	8.25	0.09	0.15	0.24	9.20	0.0041	4.85	1322	0.28	1/2"	0.15			
LosSup(int)	0.25	0.20	2.43	7.27	8.25	0.09	0.15	0.24	9.20	0.0041	4.85	1568	0.24	1/2"	0.15			
LosInf(ext)	0.25	0.20	2.62	7.87	8.25	0.09	0.15	0.24	9.20	0.0041	4.85	1691	0.22	1/2"	0.15			
LosInf(int)	0.25	0.20	2.86	8.66	8.25	0.08	0.15	0.23	9.20	0.0043	4.96	1767	0.21	1/2"	0.15			
Pared(ext)	0.25	0.20	2.62	7.87	7.50	0.09	0.16	0.25	9.20	0.0039	4.76	1769	0.21	1/2"	0.15			
Pared(int)	0.25	0.20	-	0.00	7.50	0.09	0.17	0.40	-	-	-	-	-	1/2"	0.15			



## 3.6 PUENTES VEHICULARES

### 3.6.1 DEFINICIÓN

Son estructuras proyectadas que cumplen la función de permitir el paso de vehículos de una margen a otra del canal. Es importante buscar soluciones estructurales que eviten la alteración o interrupción del flujo del canal, es decir evitar la colocación de pilares intermedios en los que generalmente se acumulan desechos vegetales

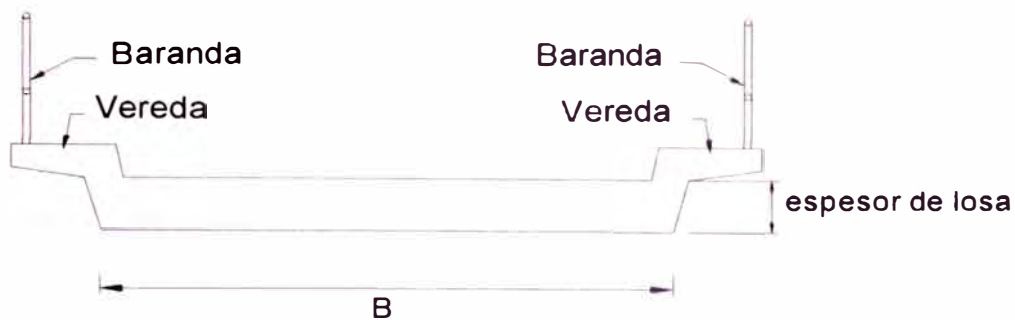


Figura No 3.6.1 Tablero del Puente Vehicular

### 3.6.2 DESCRIPCIÓN DEL PUENTE VEHICULAR

De acuerdo a la tabla N° 1.2.9 el estudio consta de 08 puentes vehiculares; por lo que en el presente capítulo nos avocaremos solamente al análisis y diseño del puente vehicular N°5, siendo sus principales características:

- El puente vehicular está ubicado en la progresiva 3+380.00 del canal principal y su longitud es 7.20 m.
- La superestructura del puente consiste en una losa en todo su ancho, cuyo espesor es 0.43 m.
- El puente vehicular atraviesa solamente canales de sección trapezoidal
- La capacidad portante del terreno es  $1.50 \text{ kg/cm}^2$
- El tablero del puente se apoya en una cimentación conjunta de paredes del canal con los muros de contención
- Se le ha colocado juntas water stop entre la subestructura del puente y el canal.

### 3.6.3 ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

#### 3.6.3.1 Metodología de Análisis y Diseño Estructural

- La superestructura del puente consiste en una losa en todo su ancho simplemente apoyada. Para permitir adecuado comportamiento y libertad a los desplazamientos y giros, se han considerado apoyos de neopreno de 20 mm.
- Para las combinaciones de carga y su diseño se ha tomado como referencia lo indicado en las normas AASHTO.

#### 3.6.3.2 Características Estructurales

Concreto Armado	: $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Concreto Simple	: $f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$
Acero de Refuerzo	: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Peso Unitario del concreto	: $\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$

#### 3.6.3.3 Cálculo del refuerzo

El refuerzo por contracción y temperatura, según la Norma AASHTO estipulado en la sección 8.20.1, recomienda un área de acero equivalente a  $2.64 \text{ cm}^2/\text{m}$  en ambas direcciones (malla).

Para el caso de los puentes tipo losa, el refuerzo principal se encuentra en dirección paralela al tráfico, sin embargo también debe reforzarse transversalmente para distribuir las cargas vivas en forma lateral. La cantidad debe ser, por lo menos, el siguiente porcentaje del acero principal requerido para momento positivo:  $100 / \sqrt{L}$ , pero no debe exceder del 50 % ( $L$  claro libre del puente en pies).

#### 3.6.3.4 Análisis Estructural

Para el análisis se usa el AASHTO, el cual nos da el siguiente procedimiento:

##### **A.- Cálculo del espesor de losa :**

Según la AASHTO en la sección N° 8 el espesor mínimo de losa se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$t_{\min} = \frac{1,20 * (L + 10)}{30} \geq 0,542 ; L \text{ en pies}$$

$t_{\min}$  = Espesor mínimo de losa

$$E = 4 + 0,06 * L \leq 7' \quad L \text{ en pies}$$

E : Ancho de carril considerado para la distribución de las cargas sobre ruedas

### **B.- Cálculo de $M_L$**

$$M_{L.L} = P_H * L/4 \quad (\text{en el centro de luz})$$

$P_H$  (kg) : Carga viva de un grupo de ruedas posteriores

$$M_L = M_{L.L} / E$$

$M_L$  = Momento máximo por carga viva distribuido en un ancho E

### **C.- Cálculo del coeficiente de impacto :**

$$I = \frac{14,97}{L + 37,41} < 0,30$$

I = Coeficiente de impacto

El momento de impacto será :

$$M_I = I * M_L$$

$M_I$  = Momento generado por el impacto

Por tratarse de un tramo el momento último de diseño será utilizando el método LRFD del Grupo I de las combinaciones de carga para diseño recomendadas por la AASHTO y cuyos coeficientes son los siguientes:

$$M_u = 1,30 * M_d + 2,20 * (M_I + M_L)$$

$M_u$  = Momento último de diseño

$$\text{Además: } M_u = 0,9 * \tilde{f}_c * b * d^2 * w * (1 - 0,59 * w)$$

Resolviendo se obtiene el refuerzo.

### 3.6.4 DISEÑO ESTRUCTURAL

Se va a diseñar el puente N° 6 ubicado en progresiva 3 + 380 de Luz = 7.20 m.

#### A.- Datos:

L (m)	=	7.00	Longitud del puente
$\gamma$ (k/m <sup>3</sup> )	=	2400	Peso específico del concreto
$\gamma$ (kg/m <sup>3</sup> )	=	2240	Peso específico del asfalto
s/c	=	HS-25	Tipo de camión a considerar en el diseño
r (m)	=	0.030	Recubrimiento en losa
f'c (Kg/cm <sup>2</sup> )	=	280	Resistencia especificada a la compresión del concreto
f <sub>y</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	=	4200	Esfuerzo de fluencia a la tracción del acero
P <sub>H</sub> (kg)	=	9091	Carga viva de ruedas posteriores

#### B.- Cálculo del espesor de losa :

Según la AASHTQ en la sección N° 8 el espesor mínimo de losa se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$t_{\min} = 1,20 * \frac{(L + 10)}{30} \geq 0,542 \quad (0.165\text{m}) \quad L \text{ en pies}$$

$$t_{\min} = 0,40 \quad \text{m} \quad \text{Ok! } \geq 0,165$$

Asumimos el espesor más conveniente y tomando como referencia el  $t_{\min}$

Entonces sea:  $t_2 = 0,43 \quad \text{m}$  (espesor de losa a considerar)

Por lo tanto peralte efectivo de la losa aproximada  $d = 0.39 \text{ m}$ .

#### C.- Metrado de cargas:

Para 1 m de ancho paralelo al tráfico tenemos:

##### Carga Muerta :

- Losa	:	1033,00	kg/m
- Vereda	:	100,00	kg/m
- Asfalto	:	93,33	kg/m
- Baranda	:	165	kg/m

Entonces la carga muerta total es :  $W_d = 1280 \quad \text{kg/m}$

Como es un tramo simple el momento en el centro de luz será :

$$M_d = \frac{W_d * L^2}{8} = 8182 \quad \text{kg - m / m}$$

Para el cálculo del  $M_{L.L.}$  , aplicaremos la siguiente expresión ya que el momento máximo se genera en el centro de luz .

$$M_{L.L.} = P_H * \frac{L}{4} = 16250 \quad \text{kg - m}$$

como :

$$E = 4 + 0,06 * L \leq 7' \quad (2,31\text{m}) \quad L \text{ en pies}$$

$$E = 1,65 \quad \text{m} \quad \text{Ok! } \leq 2,31 \text{ m}$$

Entonces:

$$M_i = \frac{M_{L.L.}}{E} = 9857 \quad \text{kg - m / m}$$

#### D.- Cálculo del coeficiente de impacto :

$$I = \frac{14,97}{L + 37,41} < 0,30$$

$$I = 0,34 > 0,30$$

Entonces :  $I = 0,30$

El momento de impacto será :

$$M_i = I * M_{L.L.} = 2957 \quad \text{kg - m / m}$$

Por tratarse de un tramo, el momento último de diseño será utilizando el método LRFD del Grupo I de las combinaciones de carga para diseño recomendadas por la AASHTO y cuyos coeficientes son los siguientes:

$$M_u = 1,30 * M_d + 2,20 * ( M_i + M_i ) = 38828 \quad \text{kg - m / m}$$

Además sabemos que :

$$M_u = 0,9 * f'_c * b * d^2 * w * ( 1 - 0,59 * w ) \quad \dots\dots\dots ( 1 )$$

donde:  $w = \frac{\rho * f_y}{f'_c} \quad \dots\dots\dots ( 2 )$

Resolviendo la ecuación 1 tenemos 2 valores de “w” de las cuales tomamos la menor:

$$\begin{aligned} w_1 &= 1,5851 && \text{entonces:} \\ w_2 &= 0,1098 && w = 0,1098 \end{aligned}$$

Reemplazando en 2 tenemos :

$$\rho = 0,0073 \quad \text{Cuantía de refuerzo}$$

Cálculo de cuantías máxima y mínima :

$$\rho_{\text{balanc}} = \frac{0,85 * \beta * f'c * 6000}{f_y * (6000 + f_y)} = 0,0283$$

$$\rho_{\text{max.}} = 0,75 * \rho_{\text{balanc}} = 0,0213 \quad \text{OK!} < \text{cuantía de refuerzo}$$

$$\rho_{\text{min.}} = 0,0018 \quad \text{OK!} > \text{cuantía de refuerzo}$$

Por lo tanto el diseño del refuerzo es el siguiente:

$$A_s \text{ } = \rho * b * d = 28,36 \quad \text{cm}^2 / \text{m}$$

$$N^{\circ} \text{ de acero a usar} = 8$$

$$\text{espaciamiento} = 0,15 \text{ m}$$

**USAR  $\phi$  1" @ 0,15 (As1)**

E.- Determinación del Punto de Corte del Acero :

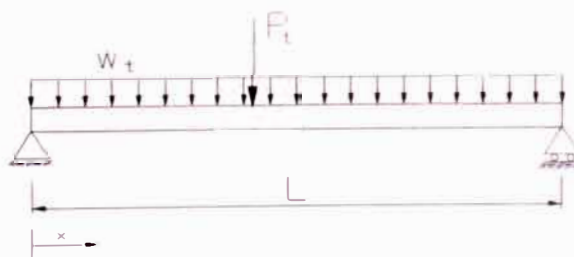


Figura No 3.6.2 Determinación del punto de corte

Siendo :

$W_t$  : Carga muerta factorada y

$P_t$  : Carga viva más la de impacto factorada en un ancho E

$$W_t = 1,30 * W_d = 1664 \quad \text{kg / m}$$

$$P_t = 2,20 * P_H * \frac{(1 + I)}{E} = 15813 \text{ kg}$$

$$L = 7,20 \text{ m}$$

Entonces la reacción en cada apoyo es la siguiente:

$$\text{Reacción} = 13725 \text{ kg}$$

El momento a una distancia 'x' será :

$$\text{Momento}_x = \text{Reacción} * (x) - \frac{Wt * (x^2)}{2}$$

Para nuestro caso asumiremos que el punto de corte teórico del acero se da cuando el espaciamiento entre varillas es igual al doble del espaciamiento obtenido anteriormente (diseño de losa) por lo que tenemos :

Distancia (x) M	Momento Kg-m	W	r	As cm <sup>2</sup>	φ del Acero pulg	Espaciamiento m
1,70	20653	0,0573	0,0038	14,62	1"	0,30

Entonces el punto de corte real del acero se calculará mediante la siguiente expresión:

Siendo:

$$L_r = x - (12 d_b \text{ ó } d)$$

$d_b$  : Diámetro de la varilla  
 $d$  : Peralte efectivo

$$12 * d_b = 0,30 \text{ m} \quad \text{De los 2 valores se toma}$$

$$d = 0,39 \text{ m} \quad \text{el menor.}$$

Por lo tanto:  $L_r = 1,30 \text{ m}$

Entonces la distribución del acero inferior es la siguiente:

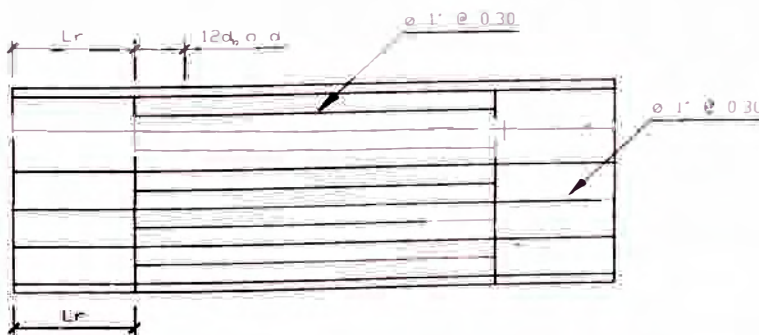


Figura No 3.6.3 Planta de la losa del Puente

**F.- Cálculo del acero de distribución :**

Según la AASHTO el acero de distribución es un porcentaje del acero principal, pero a su vez no debe exceder del 50% del mismo.

$$\text{El porcentaje} = \frac{100\%}{\sqrt{L}} = 20,65\% \leq 50\% \quad L \text{ en pies}$$

$$A_{S_{\text{dist.}}} = \% * A_s = 5,86 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\text{N}^\circ \text{ de acero a usar} = 4$$

$$\text{Espaciamiento} = 0,20 \text{ m}$$

**USAR  $\phi$  1/2" @ 0,20 (As2)**

**G.- Cálculo del acero por temperatura :**

El acero por temperatura se considera como una malla (paralelo y perpendicular al tráfico) siendo la cuantía a tomar en cuenta para cada dirección la siguiente (sección 8.20.1 del AASHTO) :

$$A_{st} = 0,125 \text{ pul}^2 / \text{pie} = 2,65 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\text{N}^\circ \text{ de acero a usar} = 3$$

$$\text{Espaciamiento} = 0,25 \text{ m}$$

**USAR  $\phi$  3/8" @ 0,25 (As3)**



# CONCLUSIONES

## CONCLUSIONES

- El canal se debe diseñar siempre para dos condiciones críticas, cuando el canal está vacío y el nivel freático del terreno es alto y cuando el canal está lleno con agua y no existe nivel freático.
- Para la condición en que el canal se encuentra lleno con agua y no existe nivel freático se ha considerado, debido a que el material de fundación es de tipo arenoso en algunos lugares y arcillosos en otros, modelar el canal mediante un método flexible, el cual considera elementos de losa apoyados sobre resortes elásticos que simulan el terreno y toman en cuenta sus deformaciones; este método flexible proporciona valores de esfuerzos más reales de tal manera que no se sobredimensione la estructura.
- Se ha considerado para el diseño tomar como código de referencia el ACI 350, que es el código recomendado para estructuras que contienen líquidos, y están sometidos a un ambiente agresivo. El Código ACI 350 a diferencia del ACI 318 toma en consideración valores más altos de cuantía mínima para el reforzamiento, así como le da una gran importancia al factor de durabilidad y al control de Fisuración.
- Debido a esto en todas las obras de arte del presente informe se verificó el control de fisuración, mediante el control del espaciamiento máximo entre varillas los cuales nos garantizan un ancho de fisuras máxima que son permitida por la norma. Esto se debe de realizar en obras de conducción de agua, para prevenir la corrosión del refuerzo y su aspecto estético
- El acueducto se modeló para el caso más crítico que es cuando se encuentra lleno. Asimismo la cimentación se diseñó mediante caiones debido al tipo de suelo de la zona, el cual nos permite trasladar el peso de la estructura en mayores áreas con menor peso y con un significativo ahorro en el costo. En este caso también se modeló el suelo mediante un sistema de resortes, de tal manera que se verificó que la presión en cada resorte no sea mayor que la capacidad del terreno.

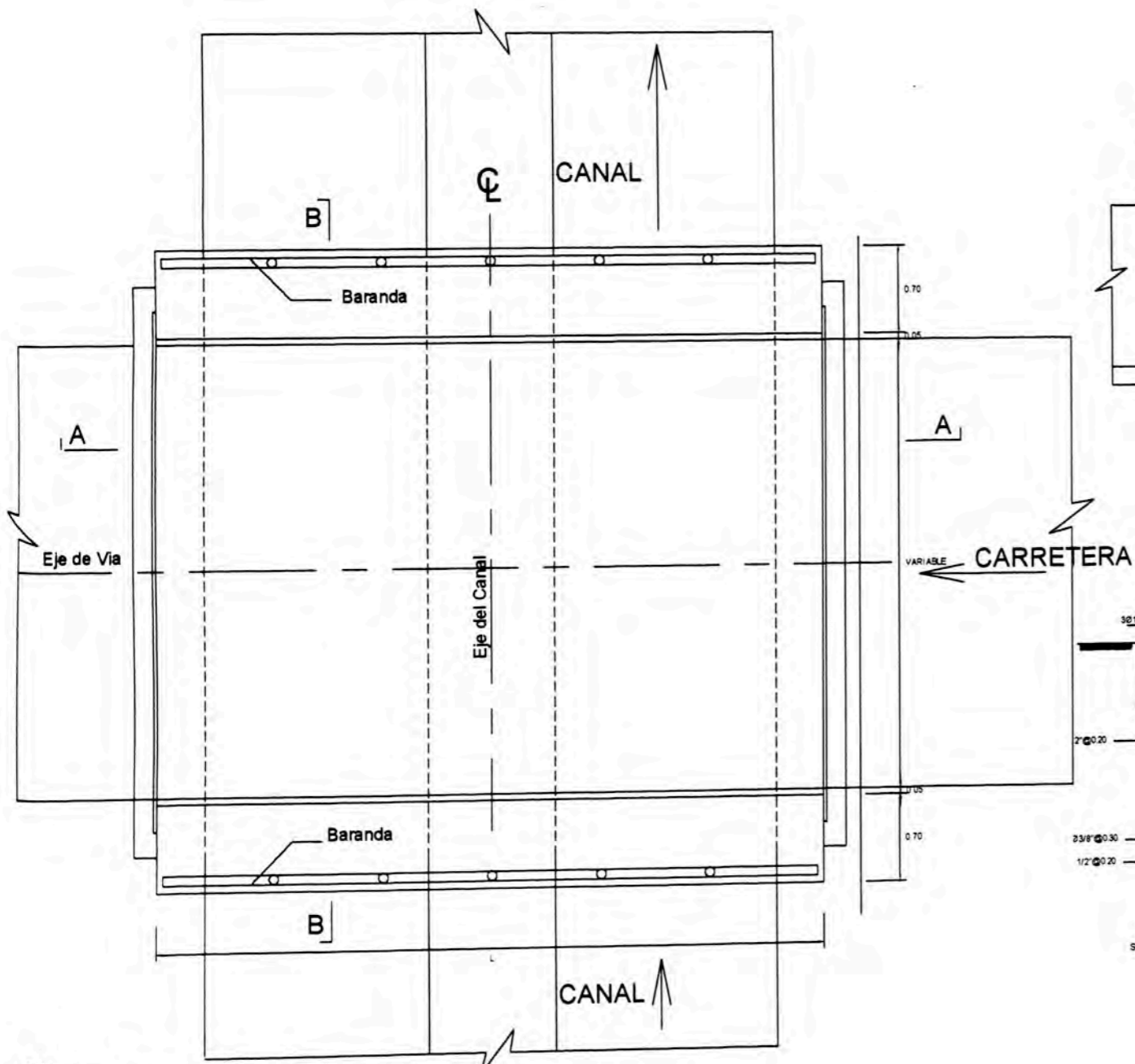
- El puente vehicular se diseñó considerando las normas establecidas por las normas AASHTO, compatible con el actual Reglamento Nacional de Puentes.

## BIBLIOGRAFIA

- 1.- Estructuración y Diseño de edificaciones de Concreto Armado  
Libro 2: Colección del Ingeniero Civil – 2° Edición : Nov. 1994  
Antonio Blanco Blasco
- 2.- Diseño de Estructuras de Concreto Armado  
Fondo Editorial 2002 PUCP – 3° edición : Octubre 2002  
Teodoro Harmsen Gómez de la Torre
- 3.- Cimentaciones de Concreto Armado en Edificaciones  
ACI. Capítulo de Estudiantes de la UNI – 2° Edición : Mayo de 1994  
Jorge Alva Hurtado, Hugo Scaletti Farina, Julio Rivera Feijoo, Roberto Morales Morales, Luis Zegarra C., Eduardo Gamio A., Carlos Casabonne R.
- 4.- Irrigación  
Libro 14: Colección del Ingeniero Civil – 2 Edición : Agosto 1998  
Cesar Arturo Rossell Calderón
- 5.- Diseño de Obras Hidráulicas  
ACI. Capítulo de Estudiantes de la UNI – 1° Edición : Noviembre de 1994  
José N. De Piérola, Petronila Ibáñez, Arturo Rosell, Alfredo Mansen, Julio Rivera, Marco Zavala, Género Humala, Francisco Gayoso, Carlos Vasconcellos, Alberto Yamamoto.
- 6.- Principio de Ingeniería de Cimentaciones  
International Thomson Editores – Cuarta Edición 2001  
Braja M. Das
- 7.-Diseño de Estructuras Hidráulicas  
D´Luis Editorial – Primera Edición : Agosto 2000  
Máximo Billón Béjar
- 8.- Diseño en concreto Armado  
Fondo Editorial ICG – Primera Edición – Mayo 2002  
Roberto Morales Morales.
- 9.- Hidráulica de Canales Abiertos  
McGRAW –HILL INTERAMERICANA S.A. – Febrero 1998  
Ven Te Chow
- 10.- Norma Peruana de Estructuras  
ACI. Capítulo Peruano – 2° edición : Marzo 2001
- 11.- Diseño Estructural de Obras Hidráulicas para Obras de Riego  
Tesis de Grado - 2001  
Richard Menacho Huaylla

# **ANEXOS**

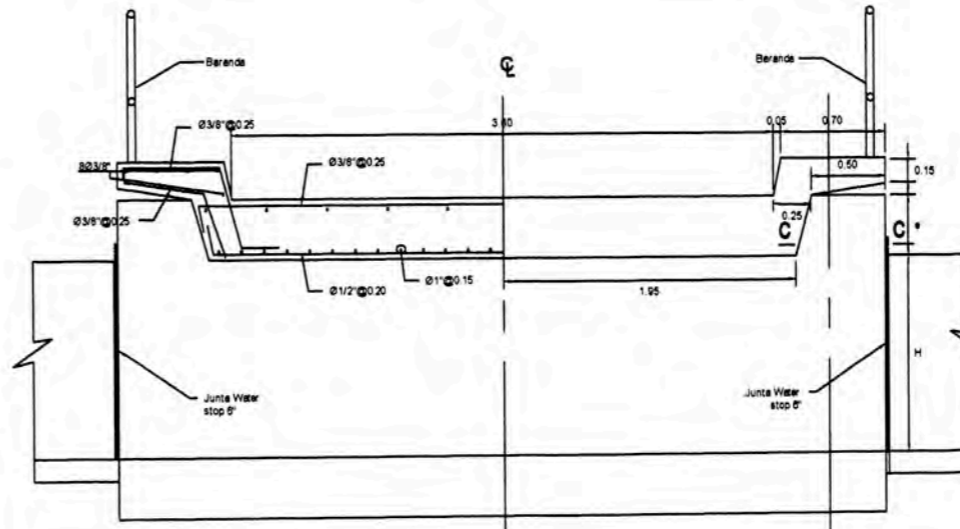
# PLANOS



Nota:  
la ubicación del puente es respecto al eje de vía  
la cual corresponde a las progresivas señaladas

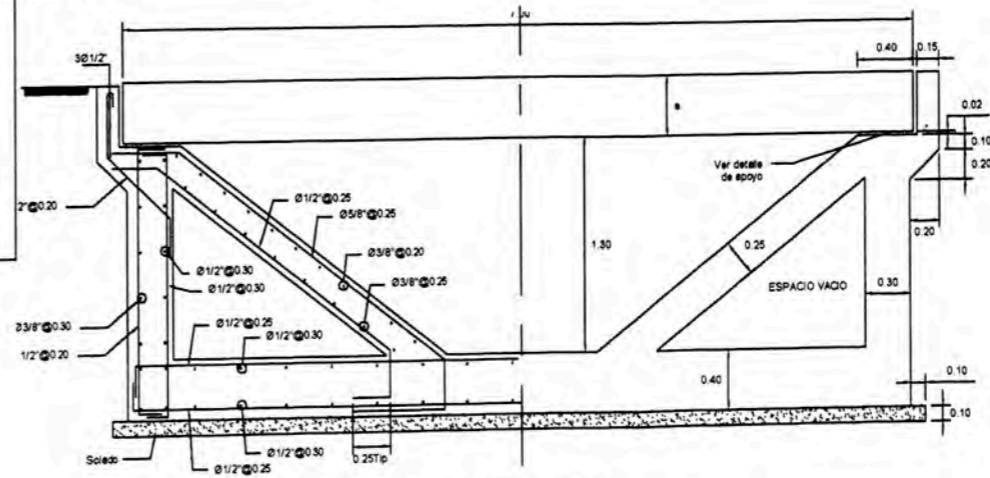
**PLANTA DE PUENTE VEHICULAR N° 7**

Esc. 1/25



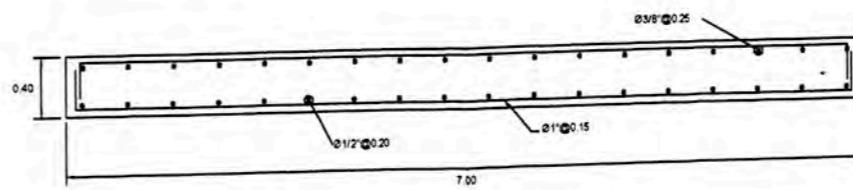
**CORTE A - A  
ELEVACION FRONTAL**

Esc. 1/25



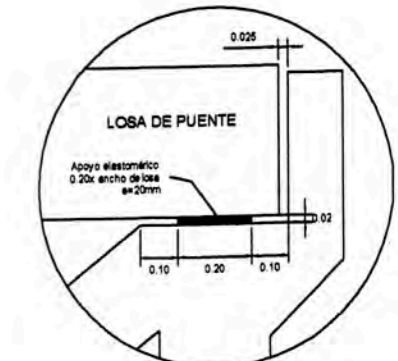
**CORTE B - B  
ELEVACION LATERAL DE PUENTE VEHICULAR  
SOBRE CANAL TRAPEZOIDAL**

Esc. 1/25



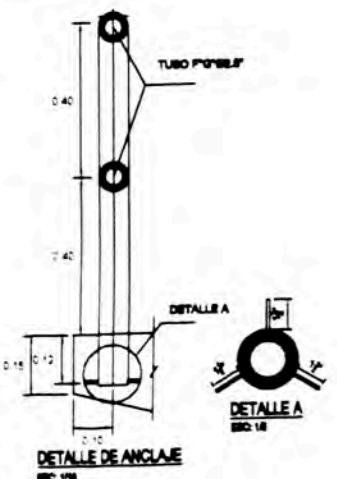
**ARMADURA DE LOSA PARA PUENTE VEHICULAR  
SOBRE CANAL TRAPEZOIDAL**

Esc. 1/25



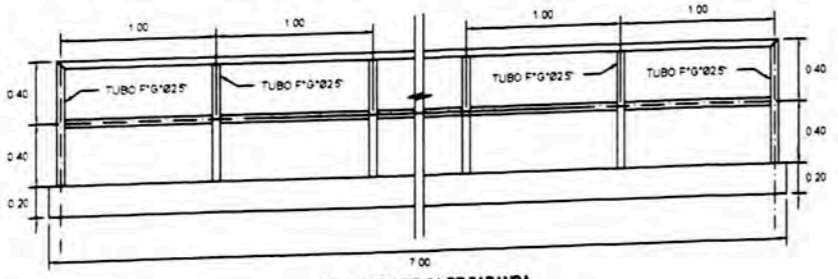
**DETALLE DE APOYO DE LOSA**

Esc. 1/10



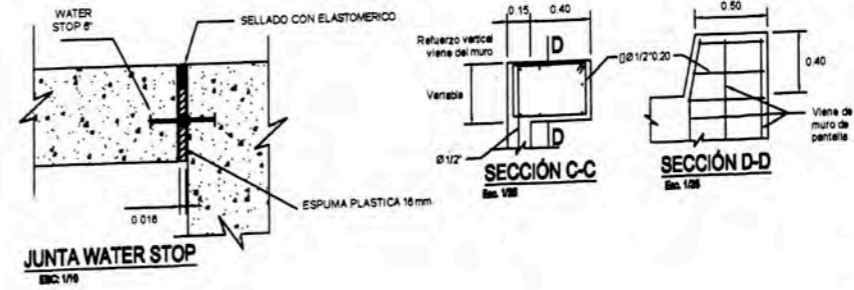
**DETALLE DE ANCLAJE**

Esc. 1/10



**ELEVACION TIPICA DE BARANDA**

Esc. 1/25



**JUNTA WATER STOP**

Esc. 1/10

**ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**

**ESPECIFICACIONES DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN**

- ESTÁNDAR ESPECIFICACIONES PARA HIGHWAY BRIDGES (AASHTO 1984).
- NORMAS PERUANAS DE LA INDUSTRIA DEL ACERO (NORMA 1000).
- ACI MIXTURES OF CONCRETE (1985).

**CONCRETO:**

- Barras y Muros de Contención  $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
- Losa  $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
- Sólido  $f_c = 80 \text{ Kg/cm}^2$

**ACERO DE REFUERZO:**

- Acero compactado ASTM A 618 grado 60  $f_y = 4,800 \text{ Kg/cm}^2$

**APOYO ELASTOMÉRICO (Neopreno):**

- Dureza  $60 \pm 4$
- carga a la rotura en tensión mínima  $180 \text{ Kg/cm}^2$

**RECURRIMIENTOS MÍNIMOS:**

- Concreto vaciado sobre el terreno  $7.0 \text{ cm}$
- Concreto en contacto con el terreno (superficies acabadas)  $4.0 \text{ cm}$
- Barras de 3/4" o mayores  $8.0 \text{ cm}$
- Barras de 3/8" o menores  $4.0 \text{ cm}$

**SOBRECARGA DE DISEÑO:**

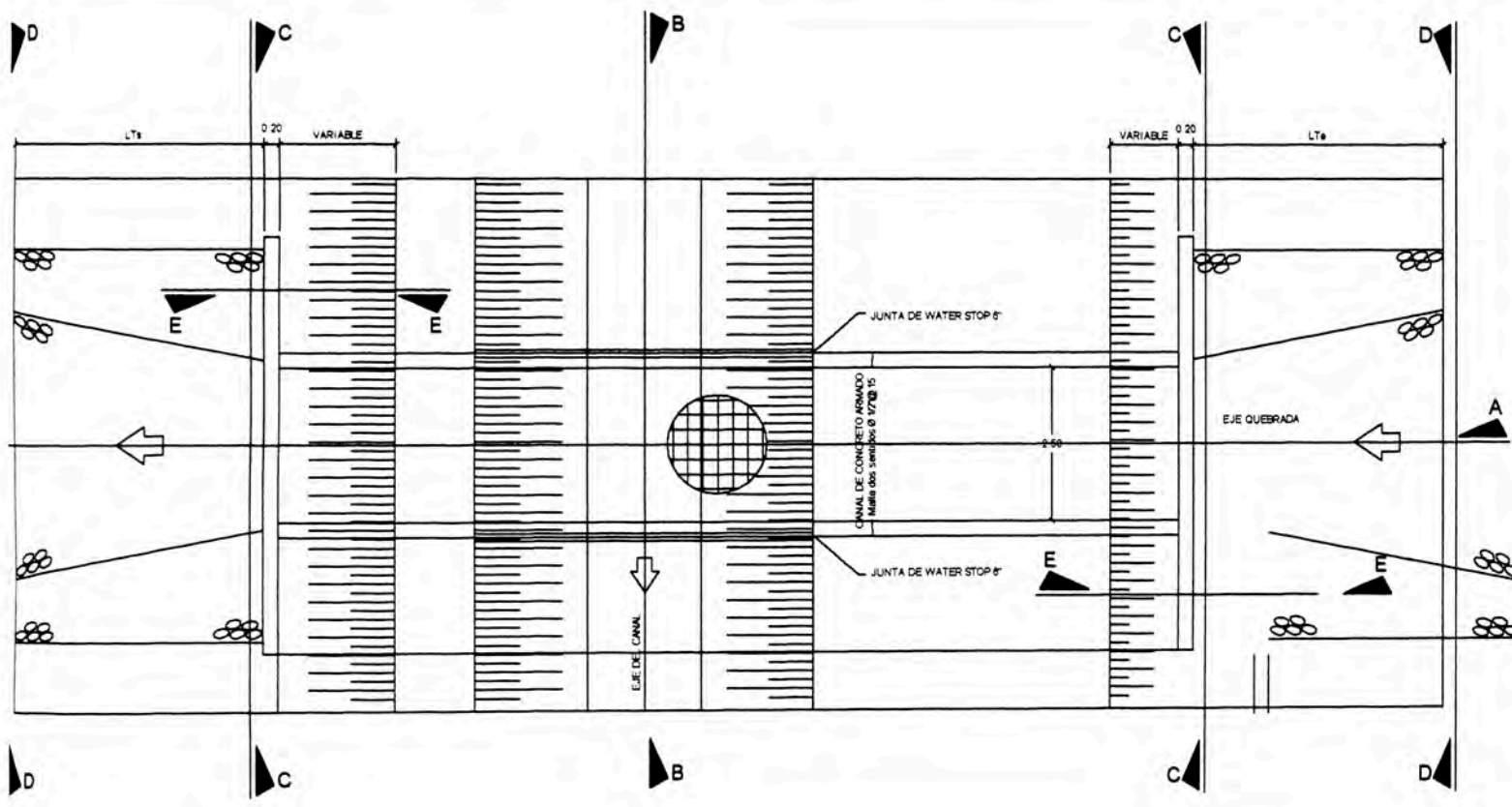
- $HS-20$

**LONGITUDES MÍNIMAS DE ANCLAJE Y TRASLAPE DE ARMADURAS:**

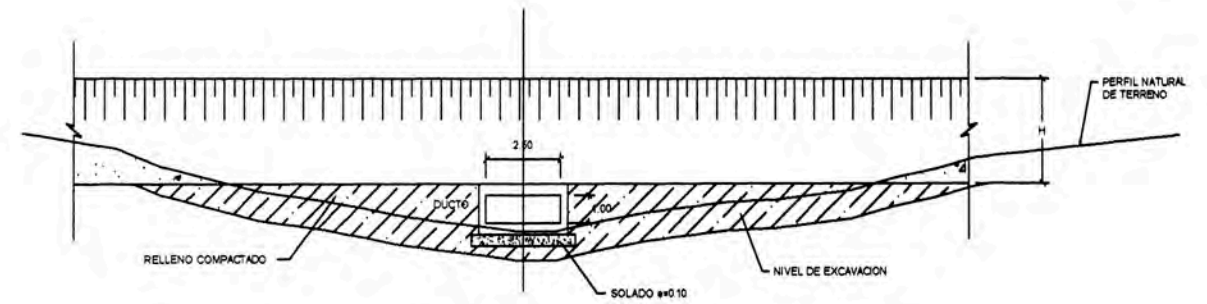
Ø (Pulg.)	ANCLAJE (cm)	EMPALME (cm)	GANCHO (cm)
1"	100.0	100.0	40.0
3/4"	75.0	80.0	30.0
5/8"	60.0	70.0	25.0
1/2"	45.0	50.0	20.0

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**  
**INFORME DE SUFICIENCIA**  
**DISEÑO DE LAS OBRAS DE ARTE DEL ESTUDIO DEFINITIVO**  
**CANALES DE IRRIGACION DEL VALLE DE CHONTAYACU**  
**PUENTE VEHICULAR**  
**PLANTA, CORTES Y ELEVACIONES**

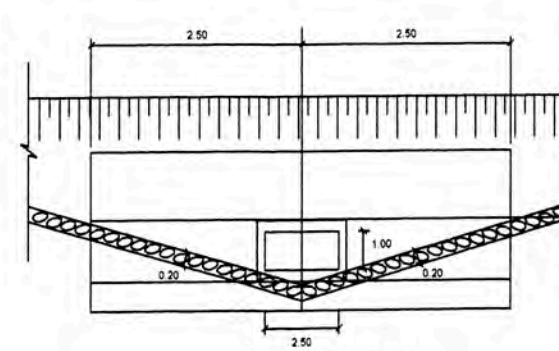
ELABORADO: MAY : SANCHEZ	APROBADO: J.A.L.	REVISADO: A.L.A.	FECHA: NOVIEMBRE 2008	PLANO N°:
DISEÑADO: MAY : LOPEZ	ELABORADO: E.P.G.S.	DISEÑADO: E.P.G.S.	REVISADO: MAY : LOPEZ	<b>E-8</b>



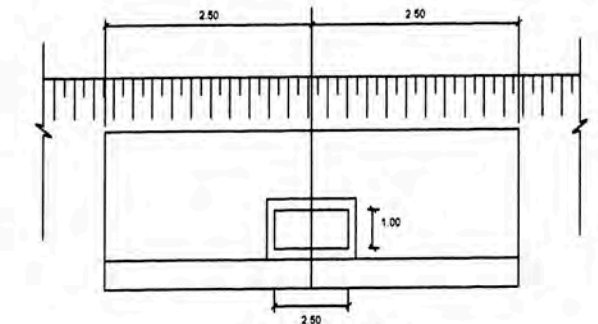
PLANTA  
ESC. 1/50



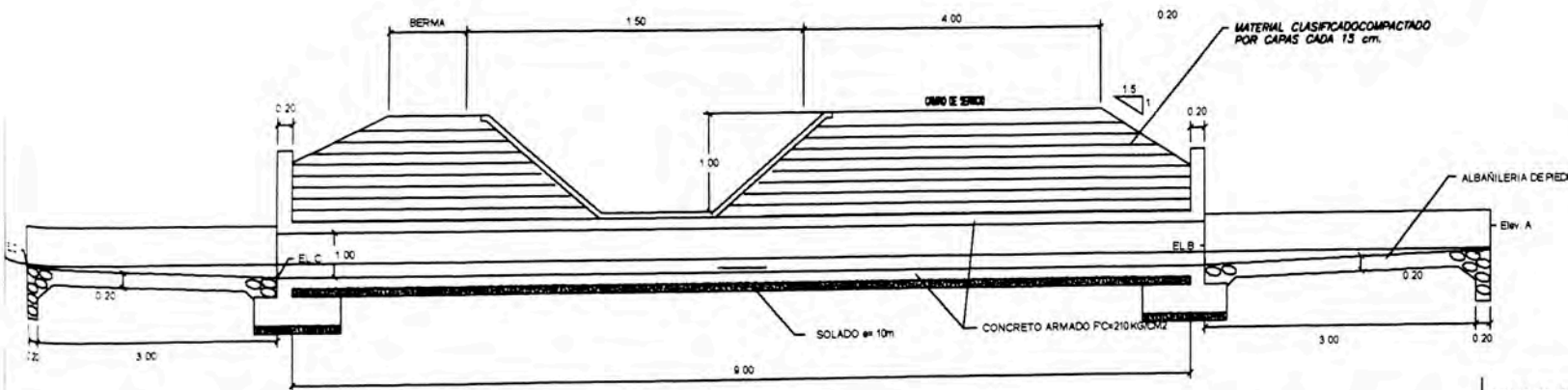
CORTE B-B



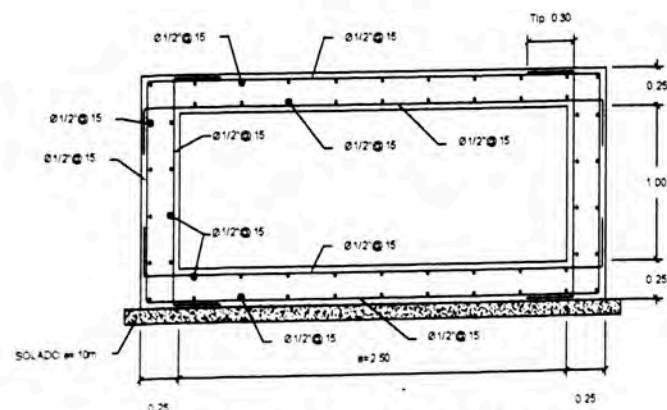
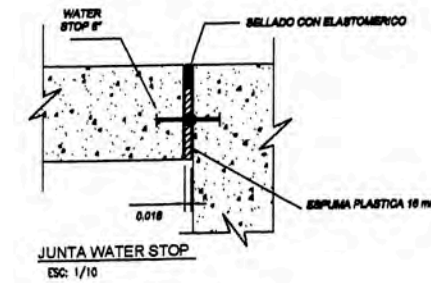
CORTE D-D



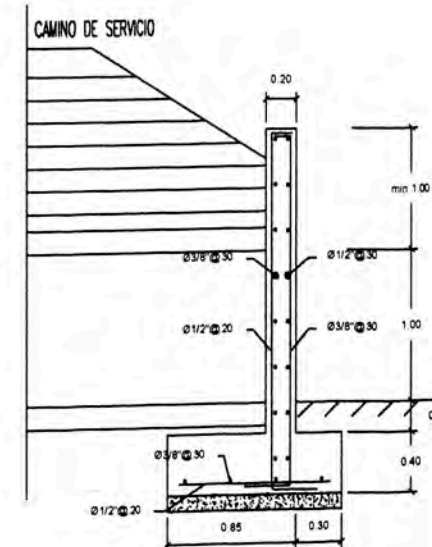
CORTE C-C



CORTE A-A  
ESC. 1/50



DETALLE DE CAJON  
ESC. 1/25



CORTE E-E  
ESC. 1/25

**ESPECIFICACIONES CONCRETO ARMADO**

- 1.- CEMENTO :  
- Cemento Portland Tipo I, IP, 6 IPM
- 2.- RESISTENCIA DEL CONCRETO :  
- Solado 10cm. 100 kg/cm<sup>2</sup>  
- Concreto Simple (Canal Trapezoidal) 175 kg/cm<sup>2</sup>  
- Concreto Armado (Canal Rectangular) 210 kg/cm<sup>2</sup>
- 3.- ACERO DE REFUERZO :  
- Barras corrugadas: ASTM A-615 (Grado 60) f'y = 4200 Kg/cm<sup>2</sup>
- 4.- RECUBRIMIENTOS :  
- Losas y paredes 4.0 cm.
- 5.- MATERIAL CLASIFICADO COMPACTADO POR CAPAS CADA 13cm.
- 6.- PIEDRA ASENTADA EN CONCRETO f'c=175kg/cm<sup>2</sup>. Y EMBOQUILLADA CON MORTERO 1:3.



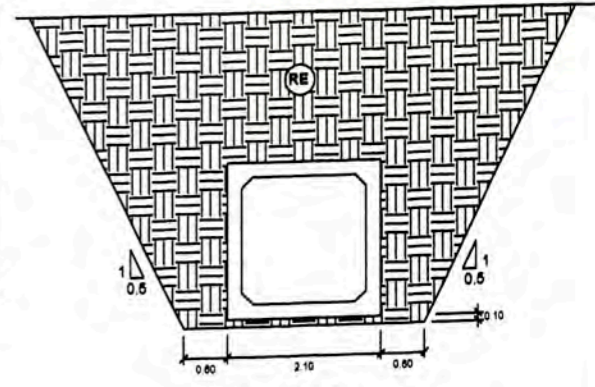
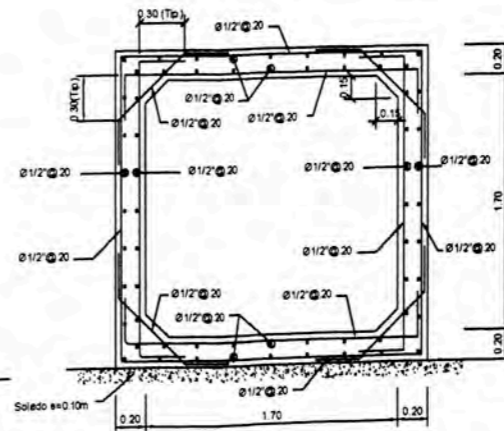
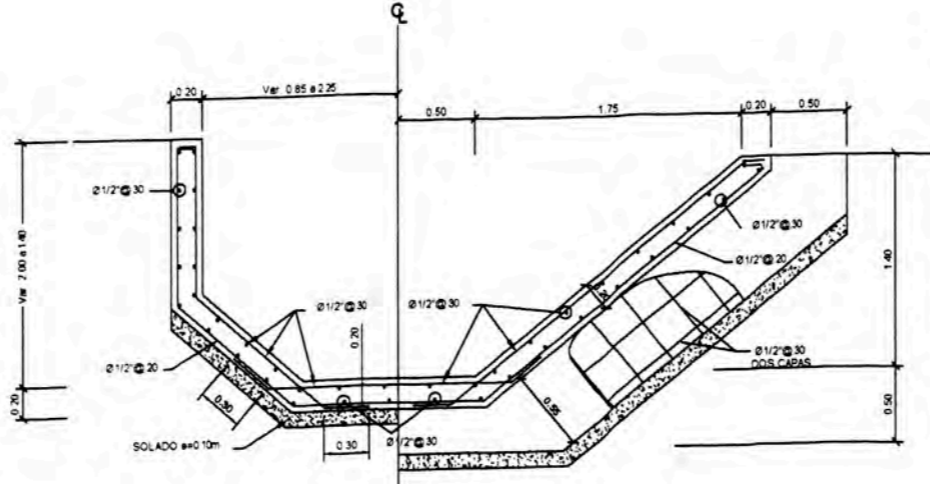
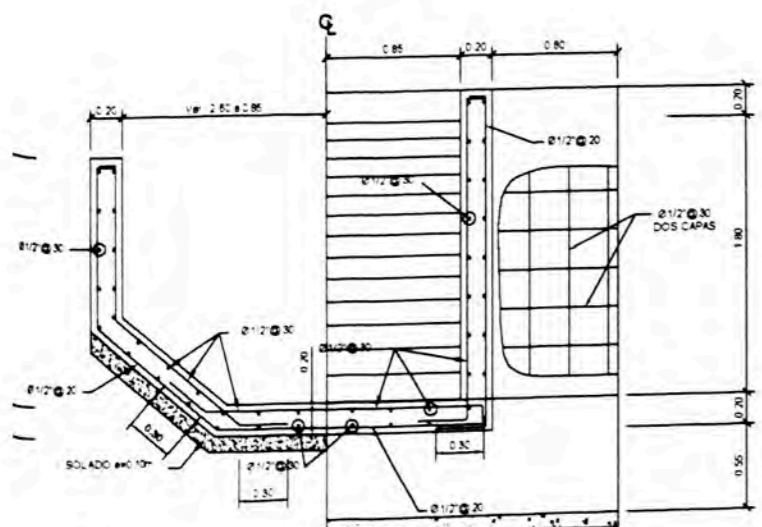
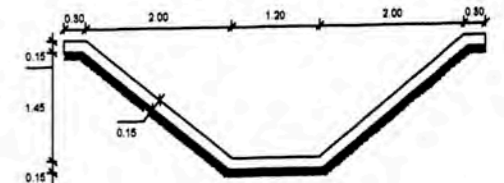
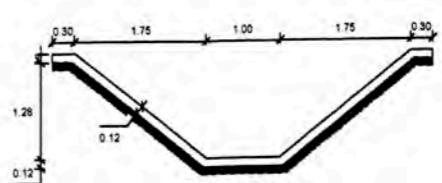
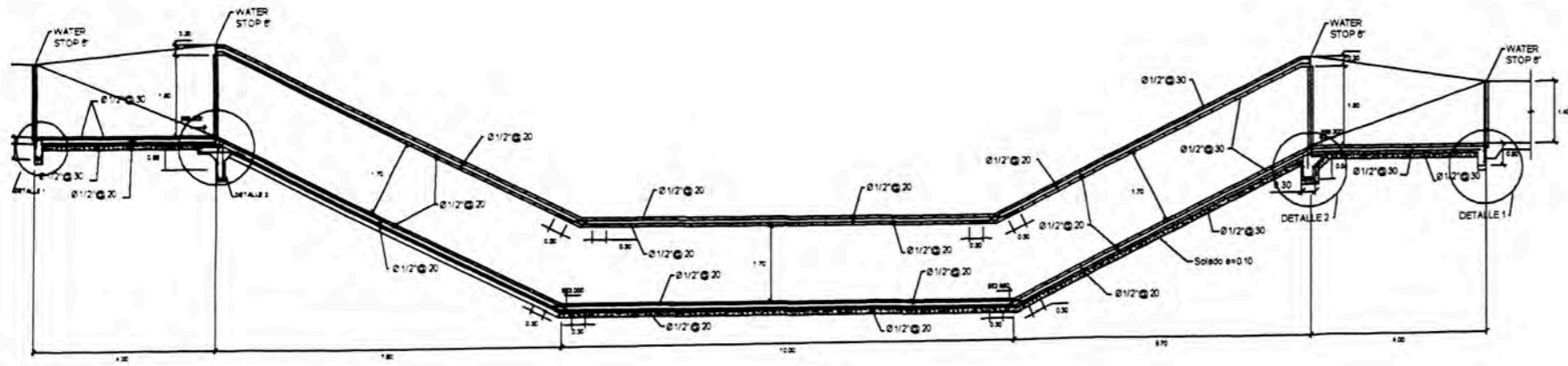
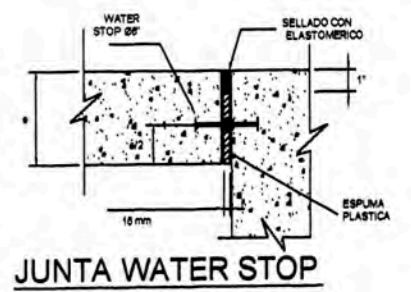
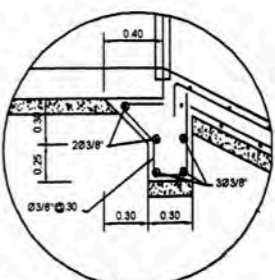
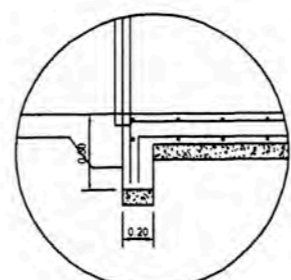
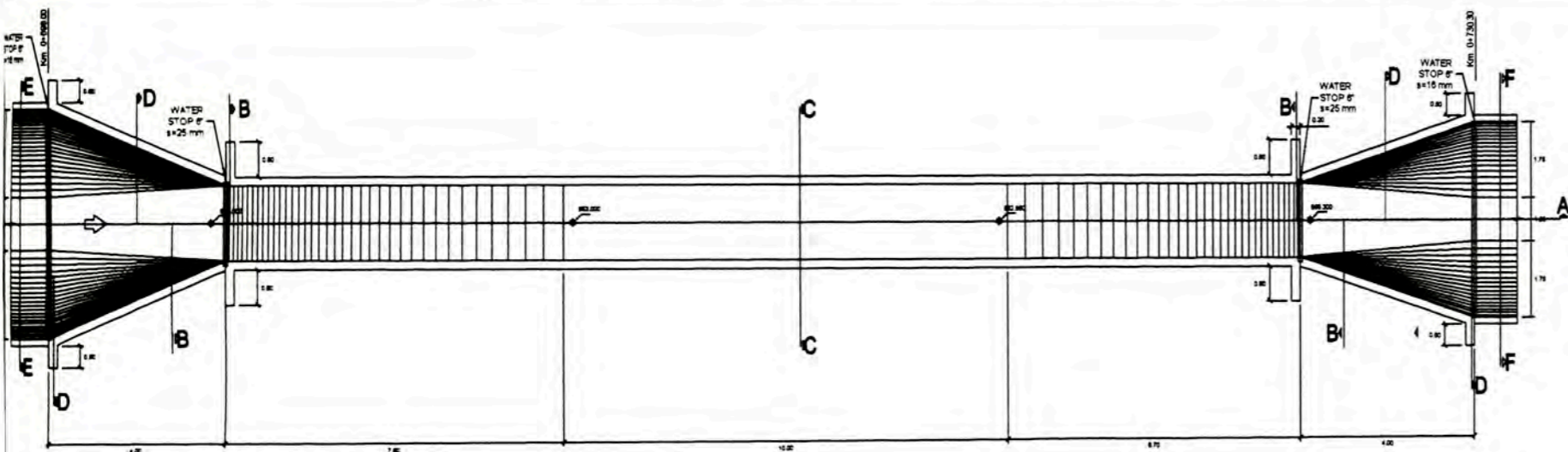
**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

INFORME DE SUFICIENCIA  
DISEÑO DE LAS OBRAS DE ARTE DEL ESTUDIO DEFINITIVO  
CANALES DE IRRIGACION DEL VALLE DE CHONTAYACU

PLANO:  
ALCANTARILLA EN QUEBRADA TIPO CAJON  
PLANTA, CORTES Y ELEVACIONES

LIBRACION : DISEÑO : DISEÑO : DISEÑO :	APROBADO : S.J.R.L.	REVISADO : A.S.B.	FECHA : NOVIEMBRE 2006	PLANO N°: <b>E-07</b>
LIBRACION : DISEÑO : DISEÑO :	APROBADO : E.P.G.S.	REVISADO : E.P.G.S.	FECHA : NOVIEMBRE 2006	PLANO N°: <b>E-07</b>





**ESPECIFICACIONES CONCRETO ARMADO**

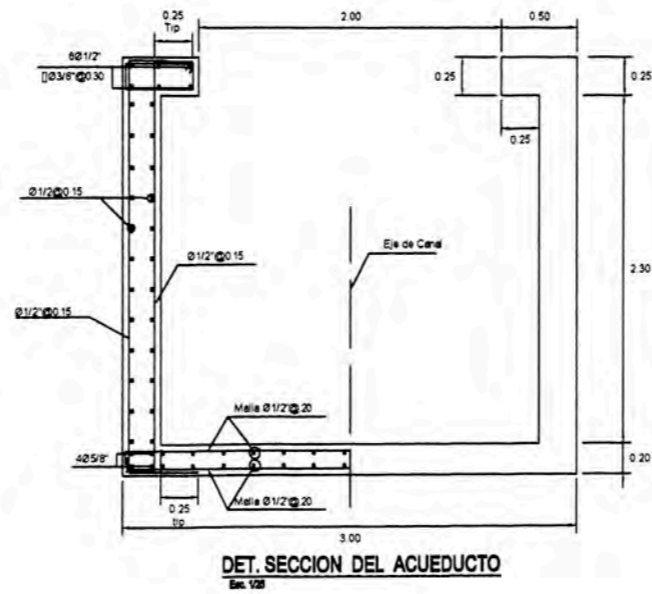
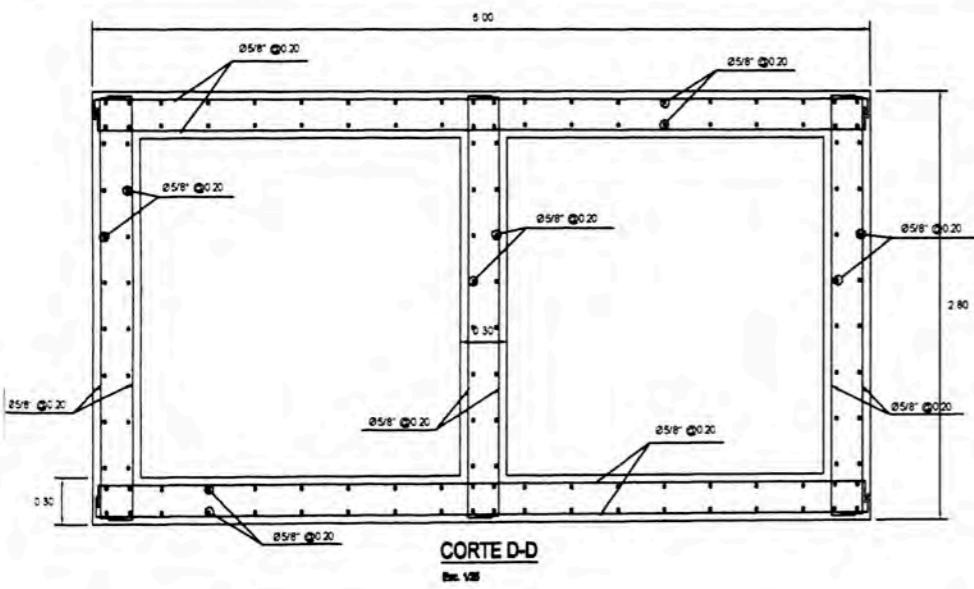
1.- CEMENTO:	tipo I, IP, 61PM
2.- RESISTENCIA DEL CONCRETO:	
- Solado 10cm.	100 kg/cm <sup>2</sup>
- Concreto Simple (Canal Trapezoidal)	178 kg/cm <sup>2</sup>
- Concreto Armado (Canal Rectangular)	210 kg/cm <sup>2</sup>
3.- ACERO DE REFUERZO:	f <sub>y</sub> = 4200 kg/cm <sup>2</sup>
- Bases corrugadas: ASTM A-418 (Grado 60)	
4.- RECUBRIMIENTO:	4.0 cm.
- Luces y paredes	
(RE) RELLENO COMPACTADO	

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

INFORME DE SUFICIENCIA  
DISEÑO DE LAS OBRAS DE ARTE DEL ESTUDIO DEFINITIVO  
CANALES DE IRRIGACION DEL VALLE DE CHONTAYACU

PLANO:  
SIFON N°1  
ESTRUCTURAS

LEONARDO:	APRENDIZ:	REVISADO:	FECHA:	PLANO N°:
EDY : CIVIL	RAJAL	RAJAL	NOVIEMBRE 2011	E-06
PROY : TORRE	CHICO:	CHICO:	SEÑALA:	
DISE : LOPEZ	ELPGE	ELPGE	REVISOR:	
LUZ : INGENIERO				



### ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

**ESPECIFICACIONES DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN**

**ACEROS Y CONCRETOS:**

- Concreto Clásico  $f_c = 140 \text{ Kg/cm}^2 + 25\%$  de piedra mediana
- Estribos y Muros de Contención  $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
- Vigas y Muros Laterales  $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
- Columnas  $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
- Zapatas  $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
- Boleado  $f_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$

**ACERO DE REFUERZO**

- Acero corrugado ASTM A 615 grado 60  $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$

**APOYO ELASTOMÉRICO (Neoprene)**

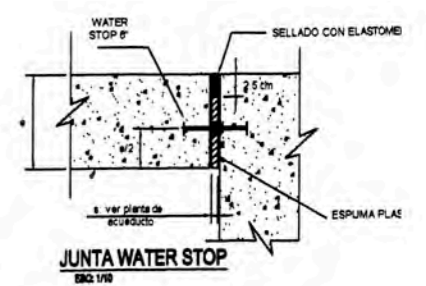
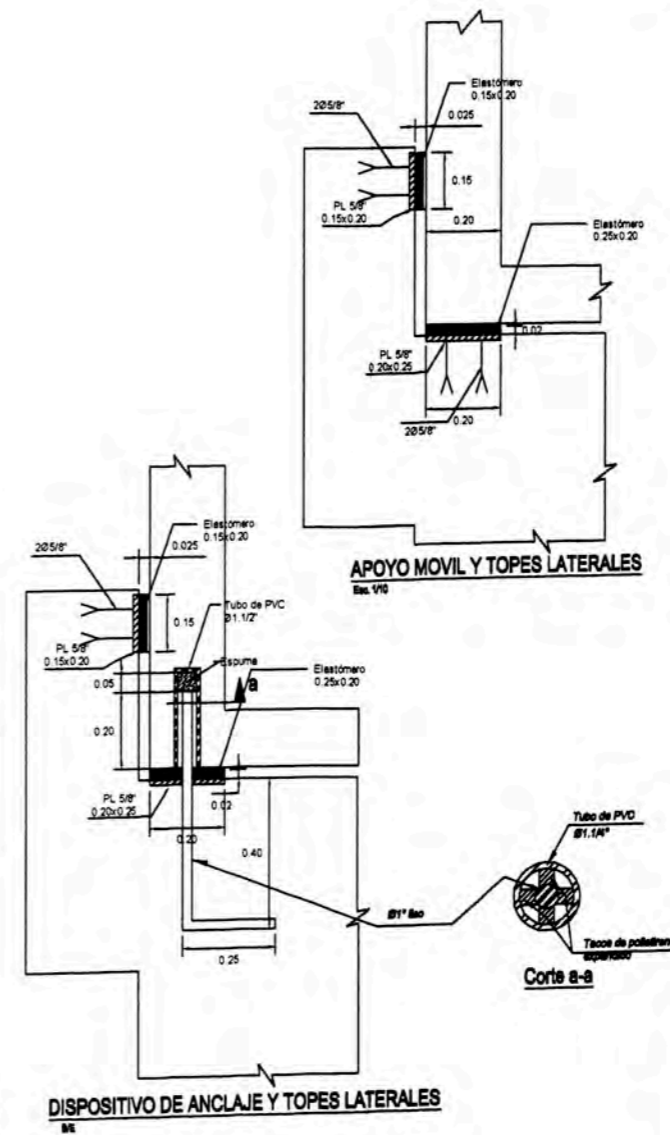
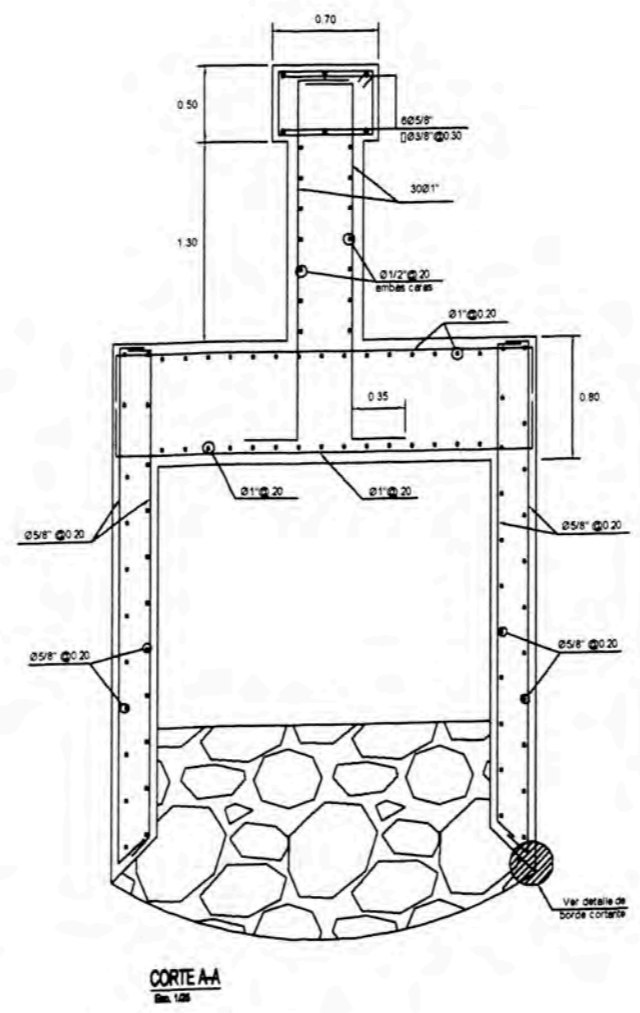
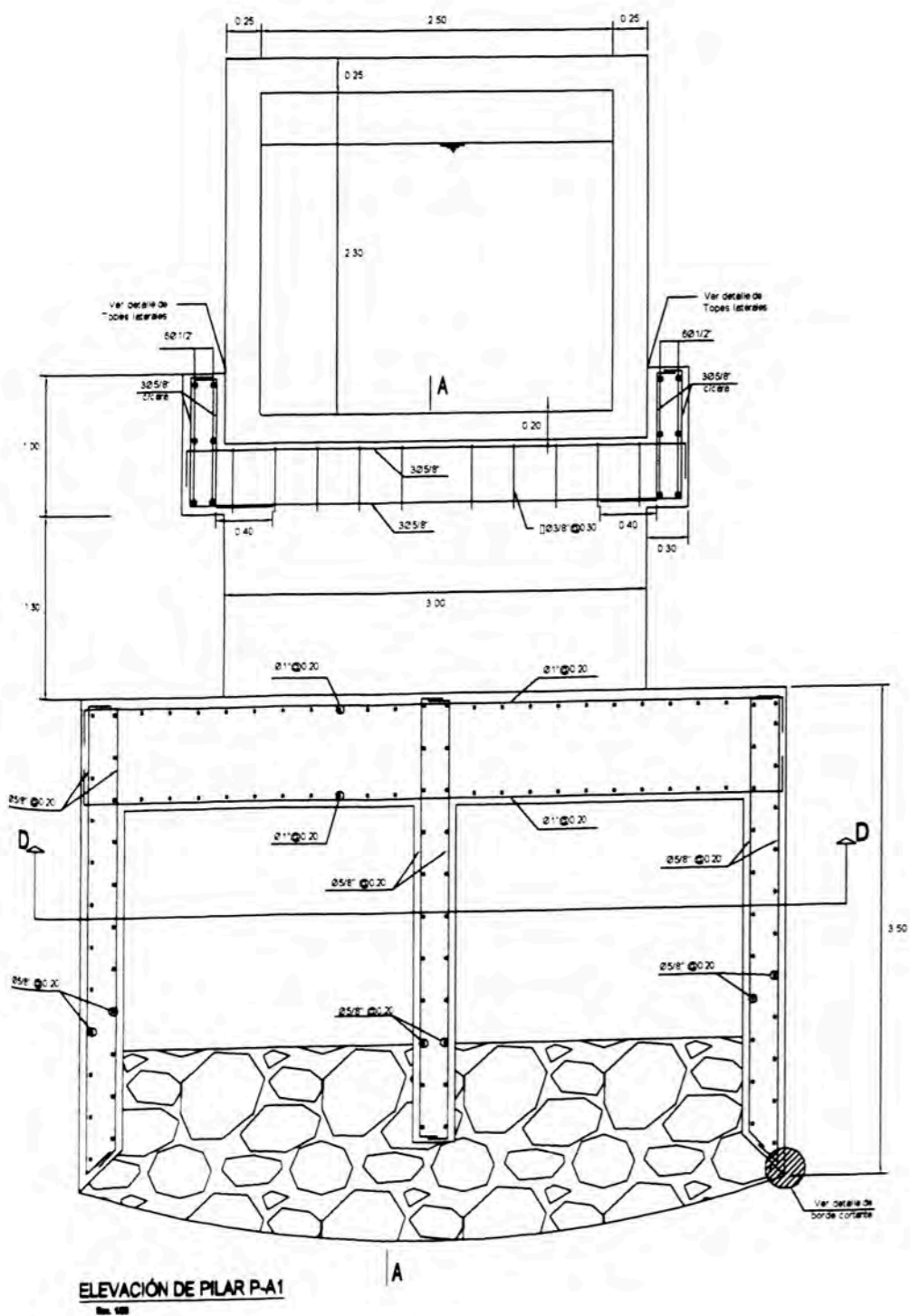
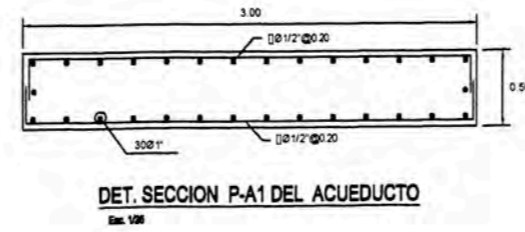
- Dureza  $60+5$
- carga a la rotura en tensión mínima  $180 \text{ Kg/cm}^2$

**RECUBRIMIENTOS MÍNIMOS:**

- Concreto vaciado contra el terreno  $7.0 \text{ cm}$
- Concreto en contacto con el terreno (superficies encofradas)
- Barras de 5/8" o mayores  $4.0 \text{ cm}$
- Barras de 3/4" o menores  $3.0 \text{ cm}$

**LONGITUDES MÍNIMAS DE ANCLAJE Y TRASLAPES DE ARMADURAS:**

LONGITUD DE ANCLAJE, EMPALMES Y GANCHOS			
Ø (Pulg.)	ANCLAJE(cm)	EMPALME(cm)	GANCHO(cm)
1"	100.0	180.0	40.0
3/4"	75.0	90.0	35.0
5/8"	60.0	75.0	25.0
1/2"	45.0	60.0	20.0

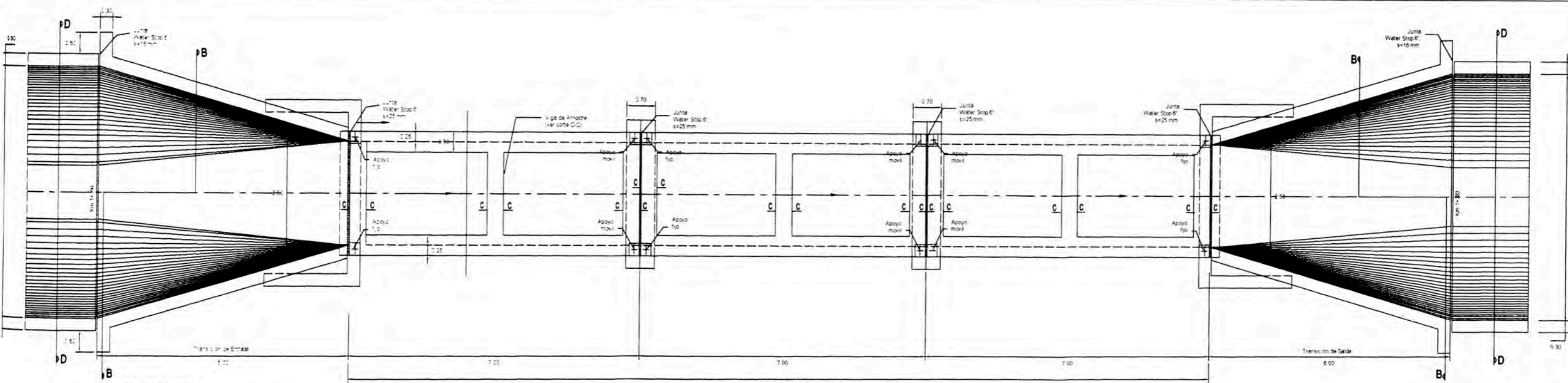


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

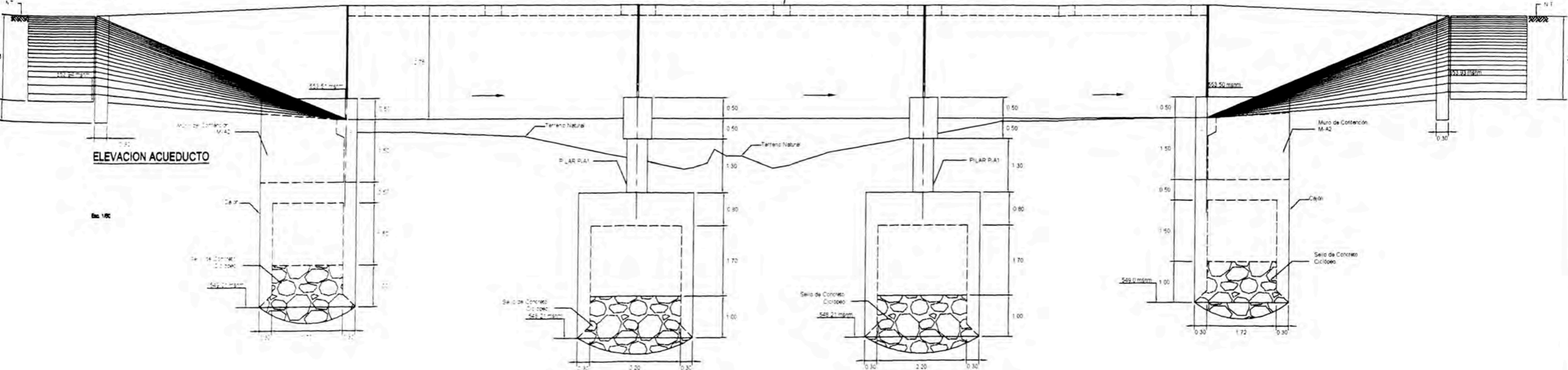
**INFORME DE SUFICIENCIA**  
**DISEÑO DE LAS OBRAS DE ARTE DEL ESTUDIO DEFINITIVO**  
**CANALES DE IRRIGACION DEL VALLE DE CHONTAYACU**

**PLANO**  
**ACUEDUCTO N°1: PILAR P-A1, APOYOS Y ESPECIFICACIONES**  
**PROGRESIVAS: 1+361.5 a 1+364.5**

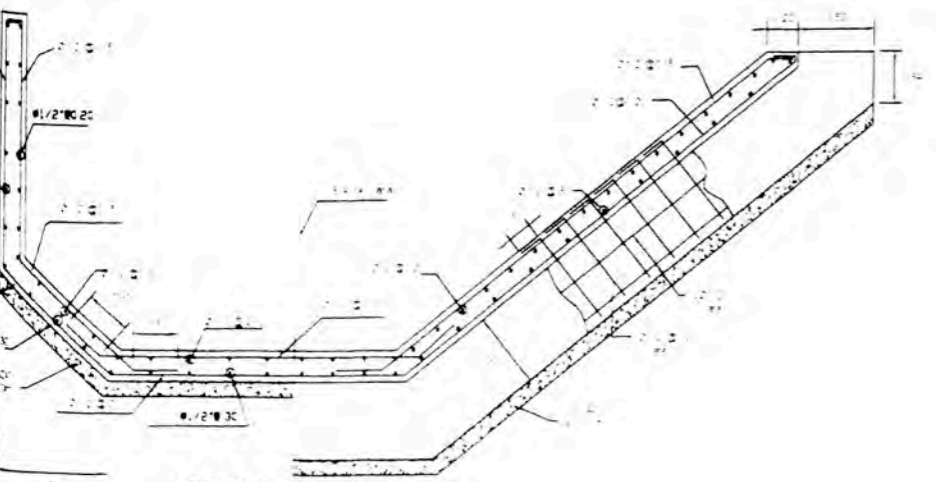
ELABORADO: EPO	APROBADO: S.J.R.L.	REVISADO: R.B.A.	FECHA: NOVIEMBRE 2008	PLANO N°: <b>E-05</b>
DISEÑO: E.P.O.S.	DEBIDO: E.P.O.S.	REVISADO: E.P.O.S.	FECHA: NOVIEMBRE 2008	



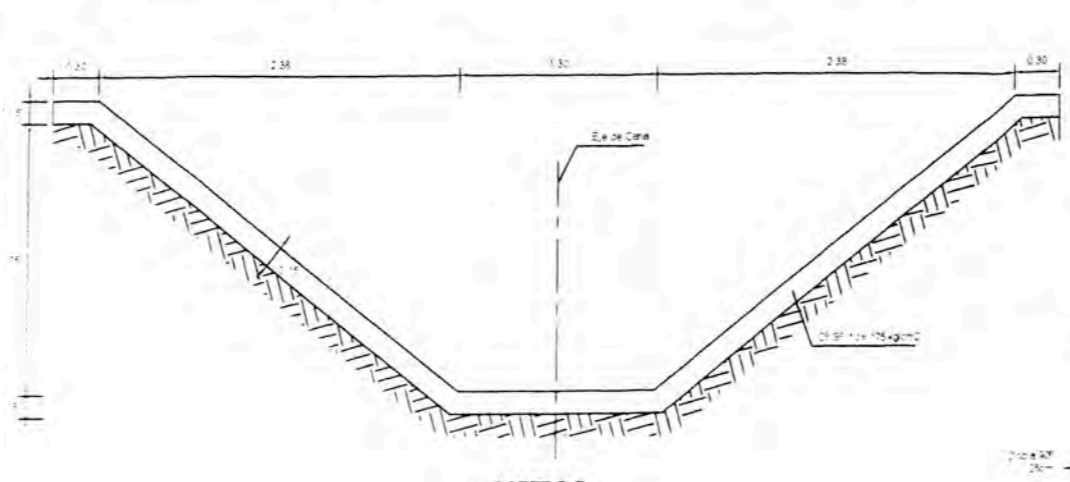
**PLANTA ACUEDUCTO**  
Esc. 1/80



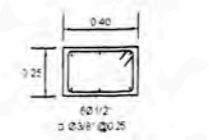
**ELEVACION ACUEDUCTO**  
Esc. 1/80



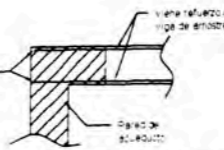
**CORTE B-B**  
Esc. 1/20




**CORTE D-D**  
Esc. 1/20

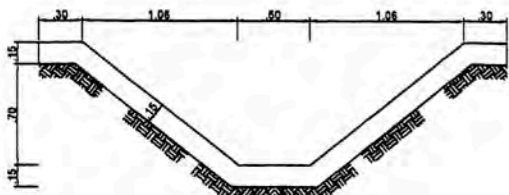


**SECCIÓN C-C**  
Viga de Arrioste Superior  
Esc. 1/20

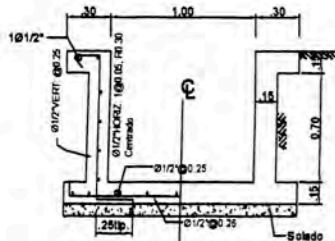


**Anclaje de Viga de Arrioste**  
Esc. 1/20

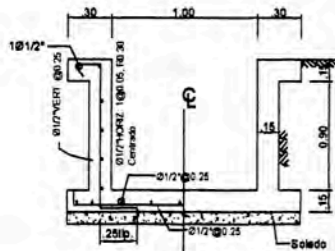
 <b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA</b> FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL				
<b>INFORME DE SUFICIENCIA</b> <b>DISEÑO DE LAS OBRAS DE ARTE DEL ESTUDIO DEFINITIVO</b> <b>CANALES DE IRRIGACION DEL VALLE DE CHONTAYACU</b>				
<b>PLANO</b> <b>ACUEDUCTO N°1: PLANTA, ELEVACIONES Y CORTES</b> <b>PROGRESIVAS: 1+351.5 a 1+384.5</b>				
ELABORADO: DISEÑADOR: DISEÑADOR: DISEÑADOR:	APROBADO: A.J.A.L. E.P.O.S.	REVISADO: R.E.S. E.P.O.S.	FECHA: NOVIEMBRE 2008 MODIFICADA: MODIFICADA	PLANO N°: <b>E-04</b>



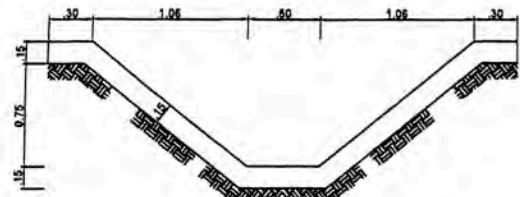
16+600 - 16+880



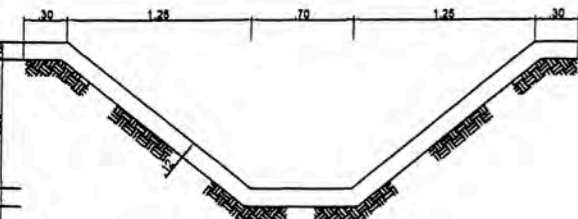
15+660 - 16+380



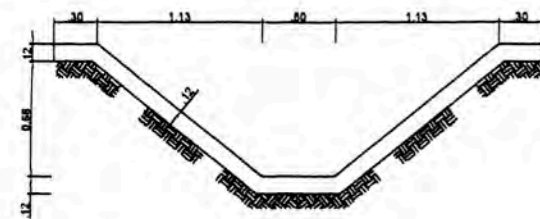
15+660 - 16+380



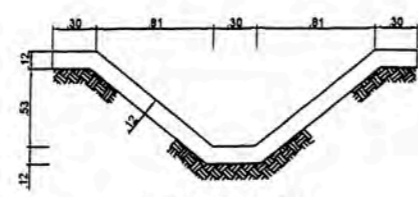
11+300 - 15+660



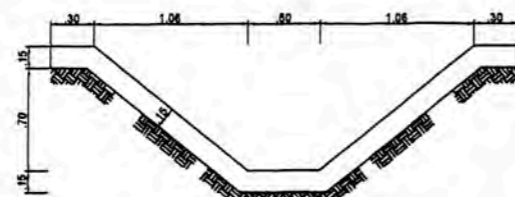
11+120 - 11+300



10+500 - 11+120



17+950 - 20+560

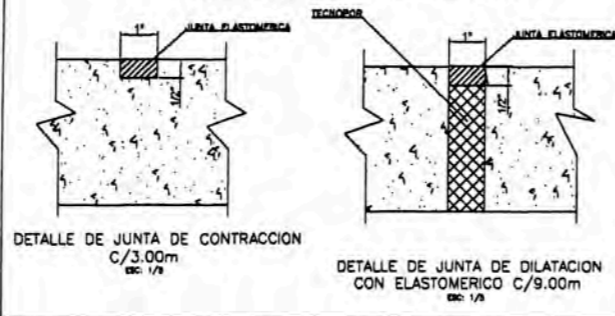


16+880 - 17+950

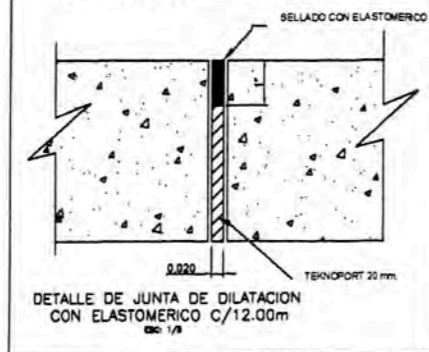
**ESPECIFICACIONES CONCRETO ARMADO**

- 1.- CEMENTO :  
- Cemento Portland tipo I, IP, ó IPM
- 2.- RESISTENCIA DEL CONCRETO :  
- Solado 10cm. 100 kg/cm<sup>2</sup>  
- Concreto Simple (Canal Trapezoidal) 175 kg/cm<sup>2</sup>  
- Concreto Armado (Canal Rectangular) 210 kg/cm<sup>2</sup>
- 3.- ACERO DE REFUERZO:  
- Barras corrugadas: ASTM A-615 (Grado 60) fy = 4200 Kg/cm<sup>2</sup>
- 4.- RECUBRIMIENTOS :  
- Losas y paredes 4.0 cm.

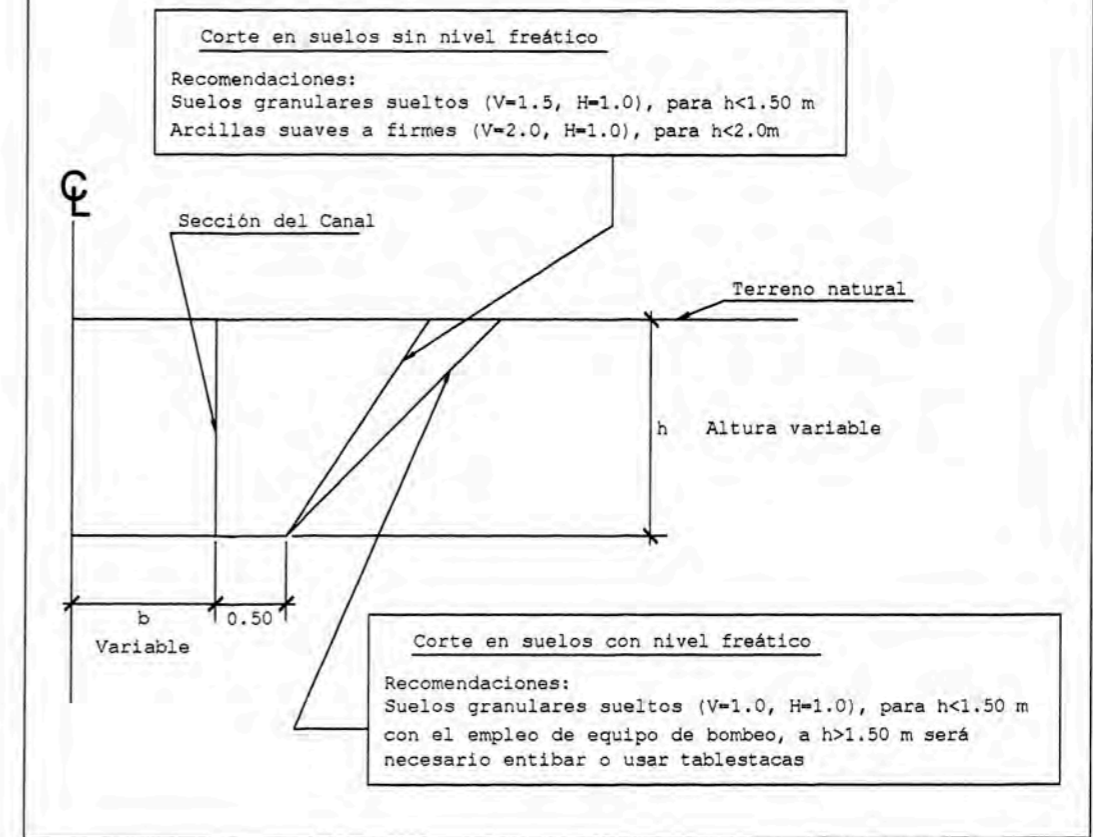
**JUNTAS EN CANALES TRAPEZOIDALES**



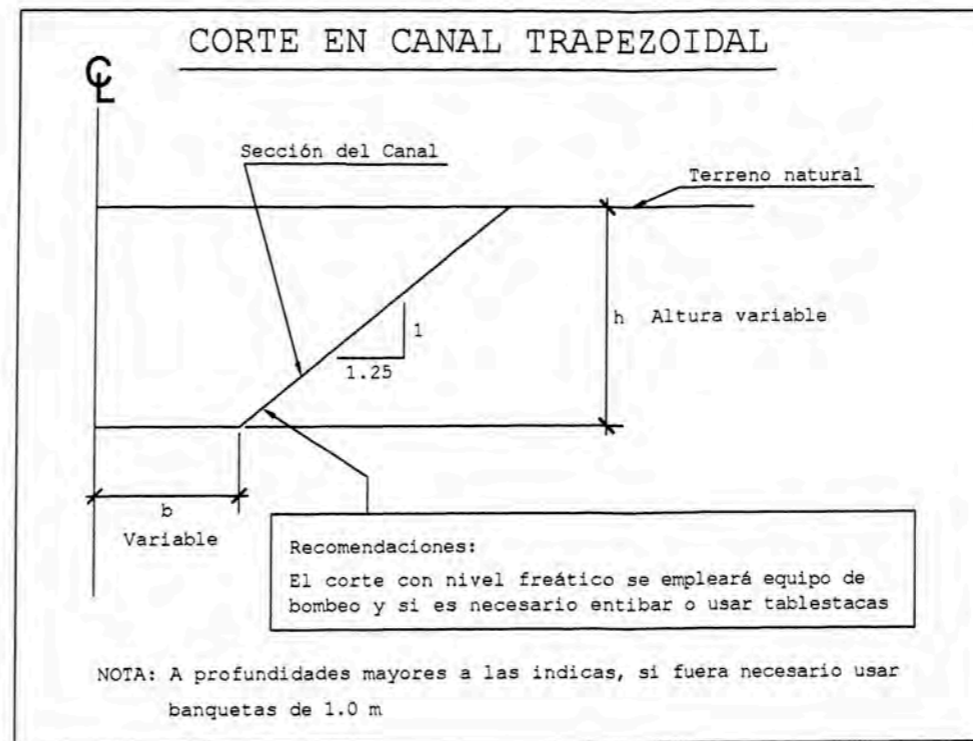
**JUNTA EN CANAL RECTANGULAR**



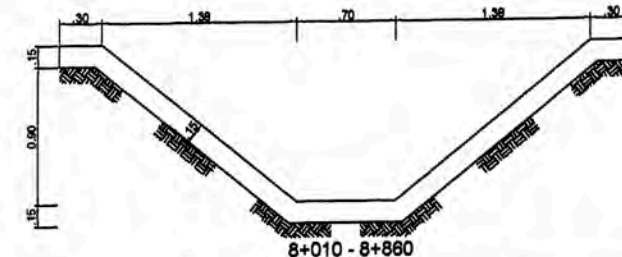
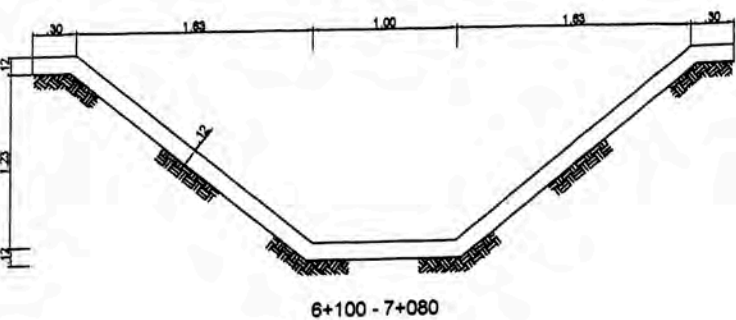
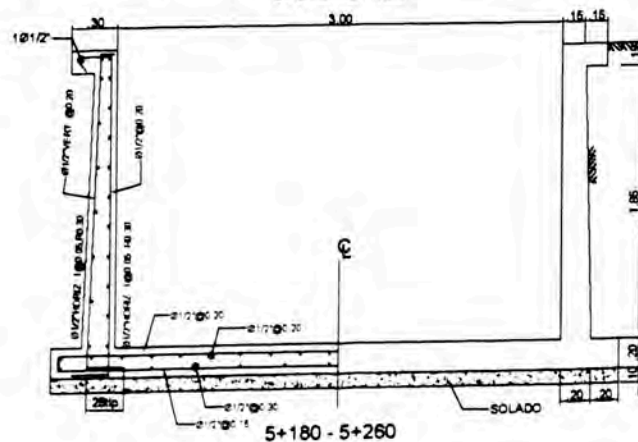
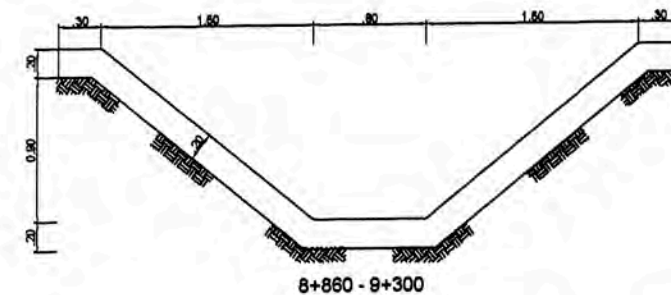
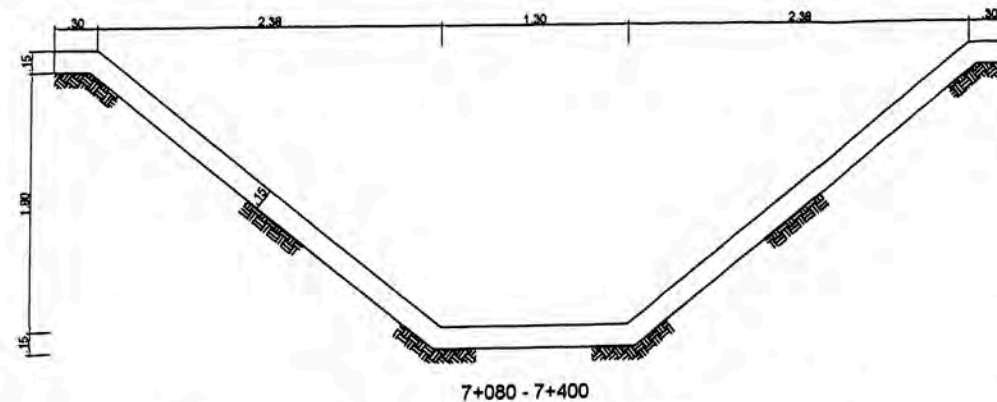
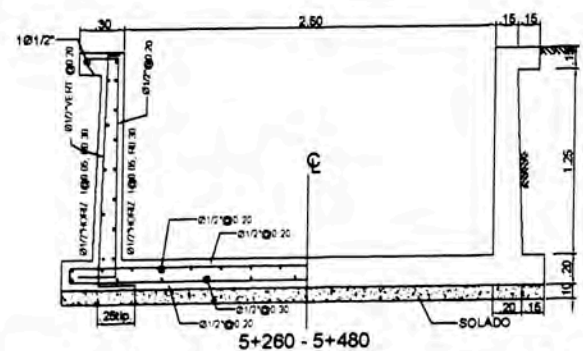
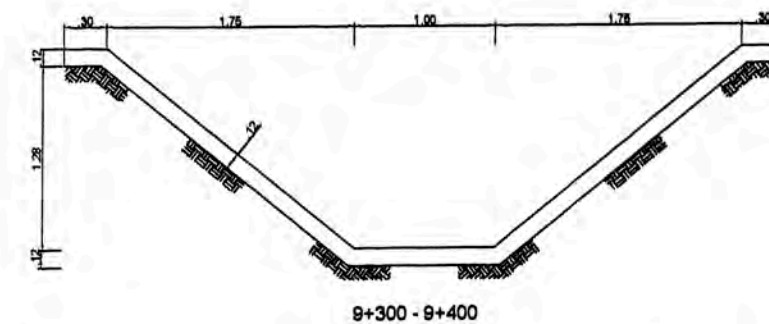
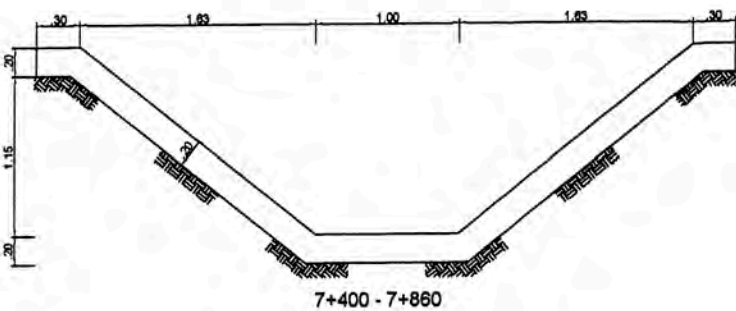
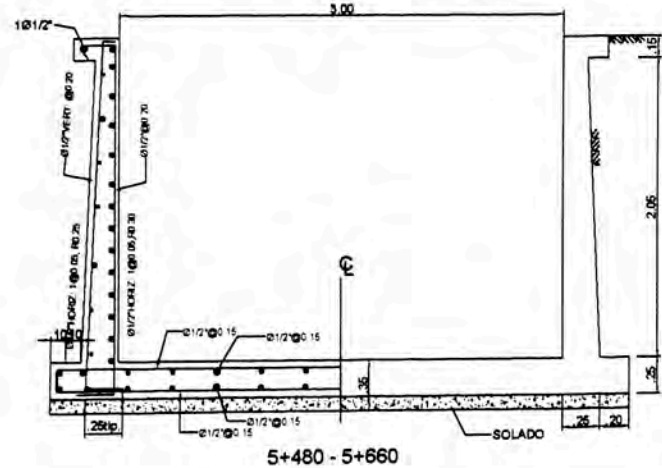
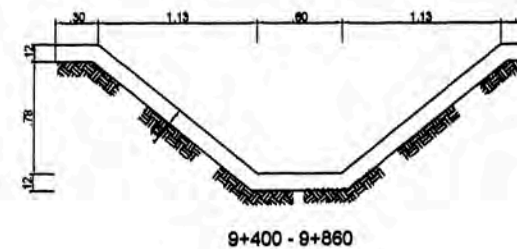
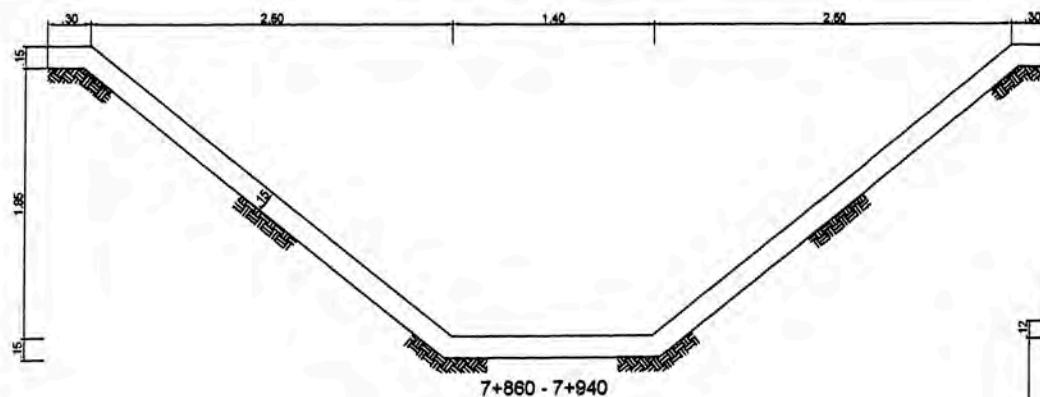
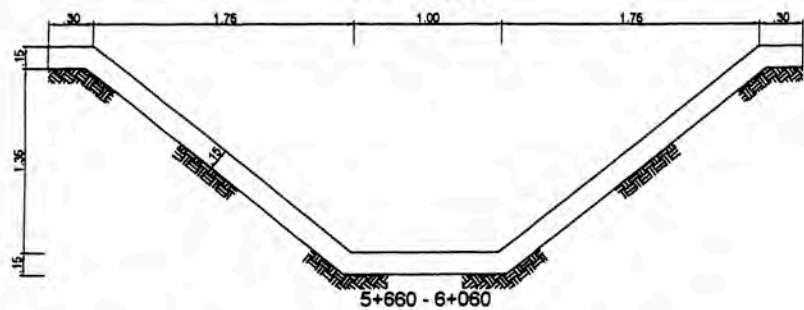
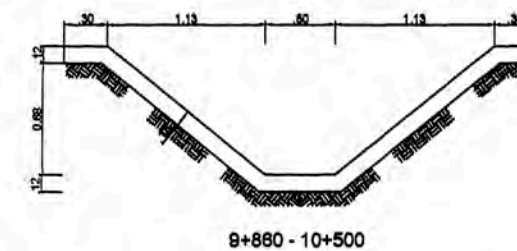
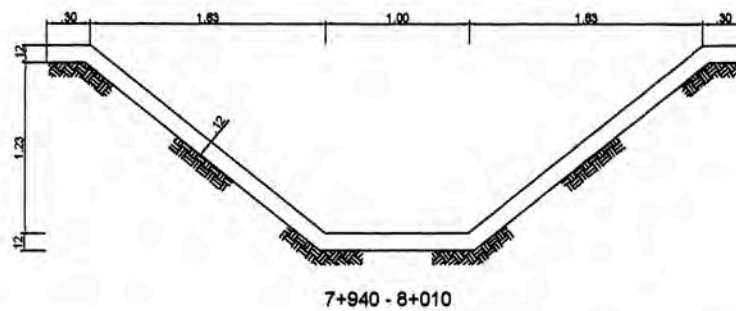
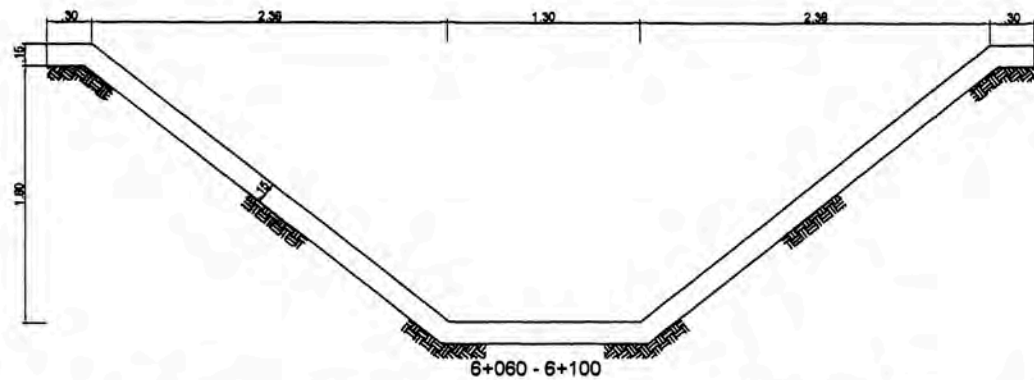
**CORTE EN CANAL RECTANGULAR**



**CORTE EN CANAL TRAPEZOIDAL**



<b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA</b>				
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL				
INFORME DE SUFICIENCIA				
DISEÑO DE LAS OBRAS DE ARTE DEL ESTUDIO DEFINITIVO				
CANALES DE IRRIGACION DEL VALLE DE CHONTAYACU				
PLANO: SECCIONES DE CANAL PRINCIPAL, DETALLES Y ESPECIFICACIONES				
PROGRESIVAS: 10+900 a 10+925				
LIBRADOR:	APROBADO:	REVISADO:	REVISOR:	PLANO Nº
OPS : BARRERA	EJLAL	AAA	NOVEMBER 2011	<b>E-03</b>
PROY : TOROQUE	DESIGNO:	DESIGNO:	REVISOR:	
DIR : SORIN	EFORA	EFORA	NOVION	
ASIST : DOMINGUEZ				

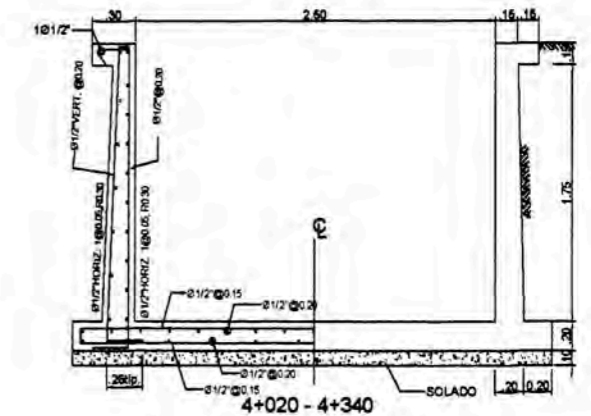
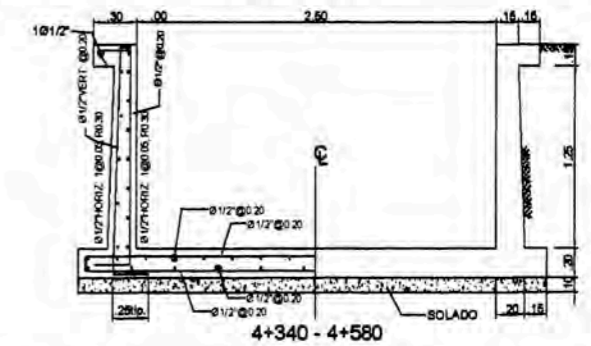
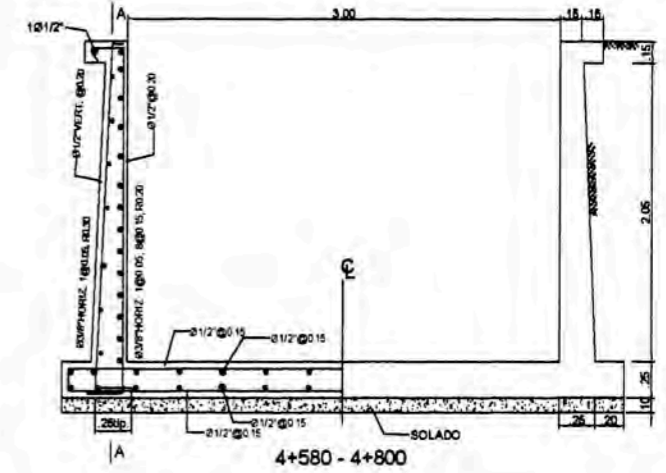
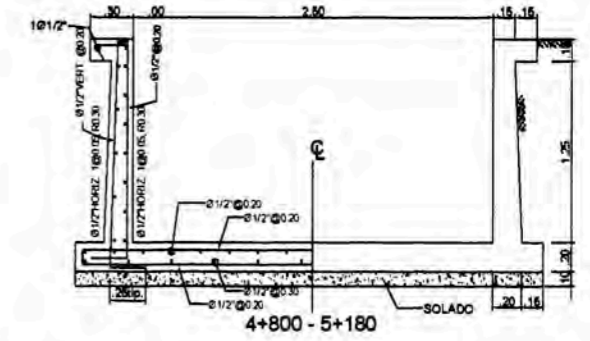
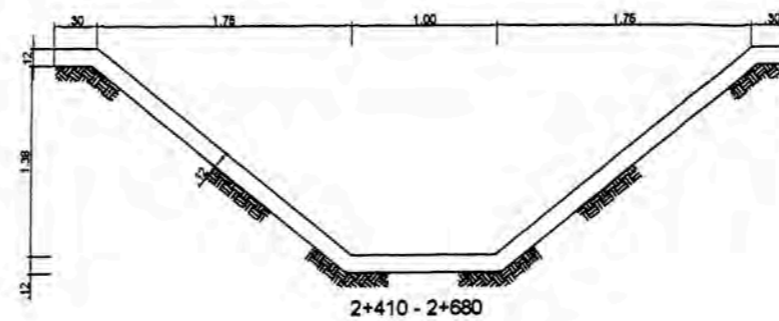
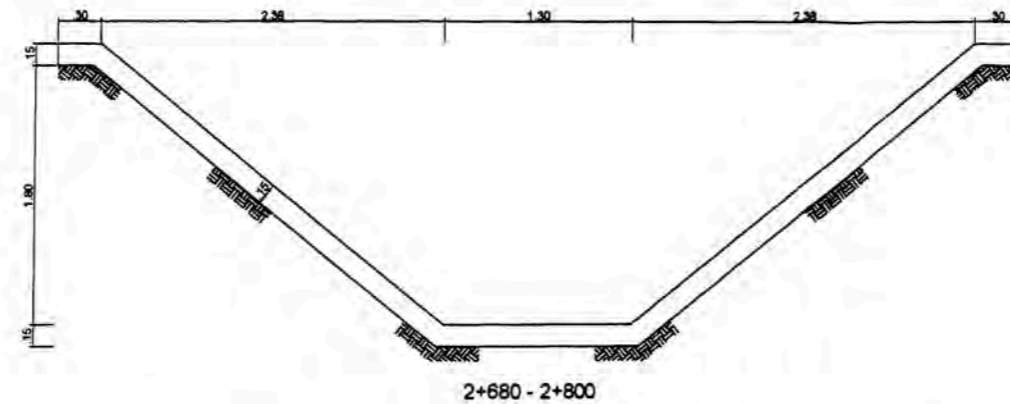
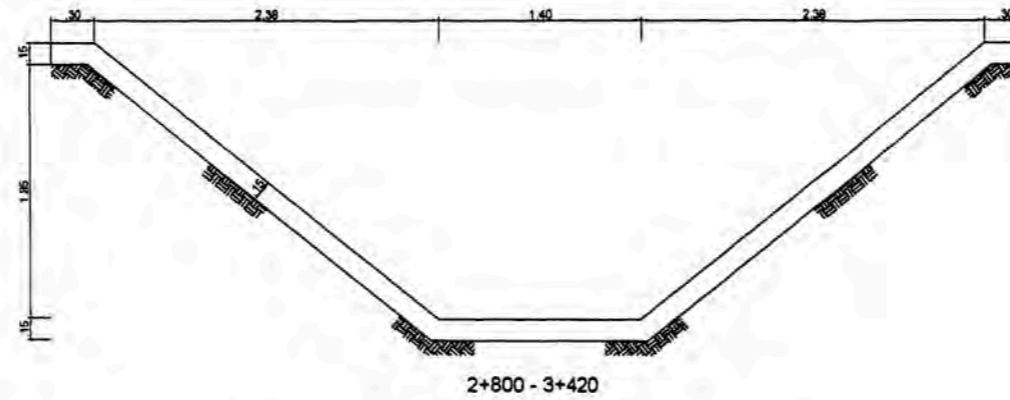
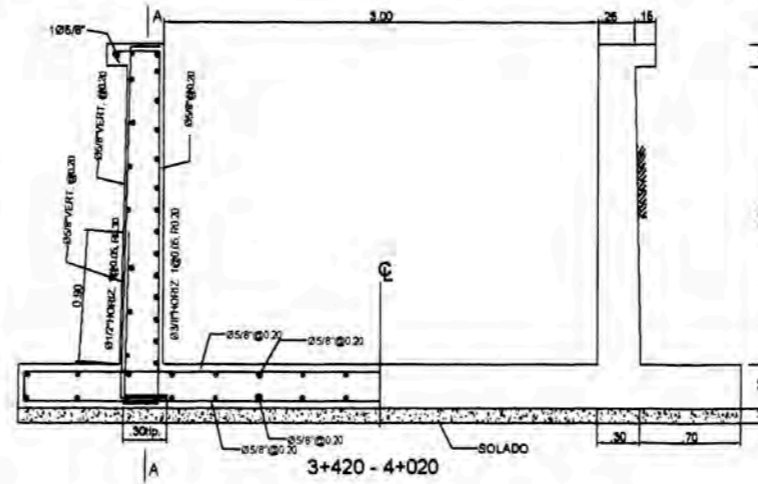
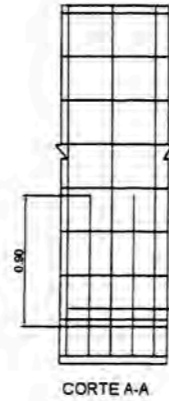
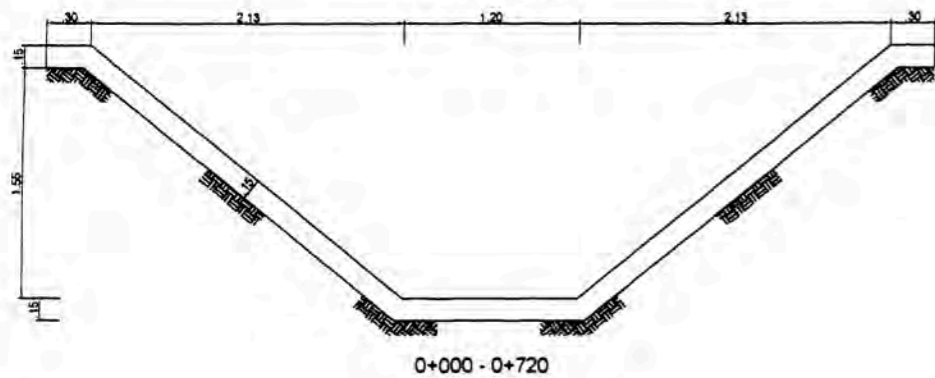
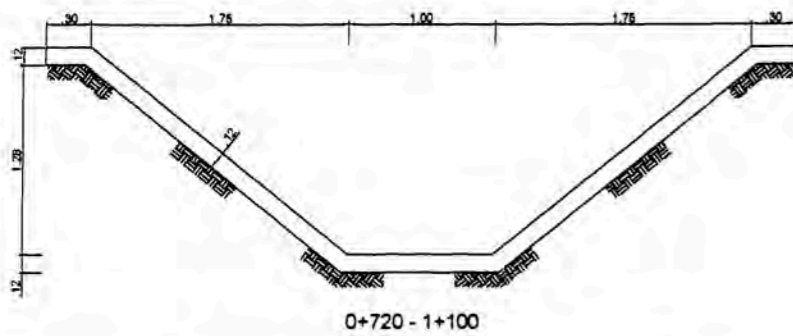
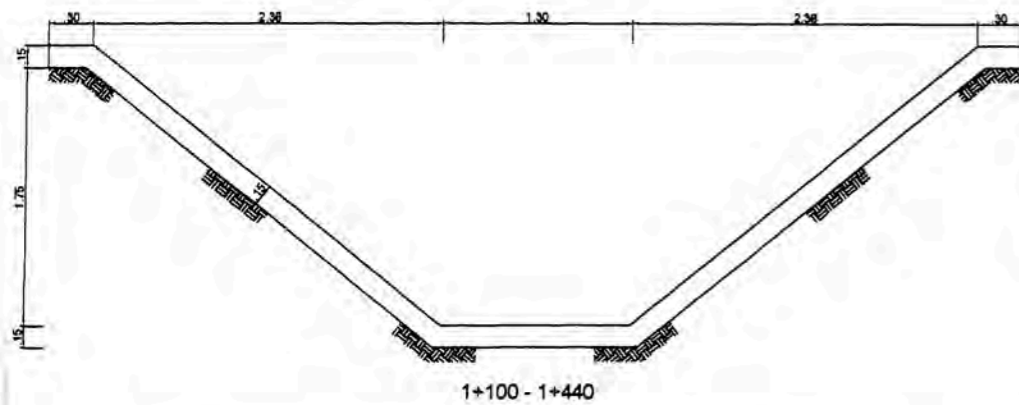
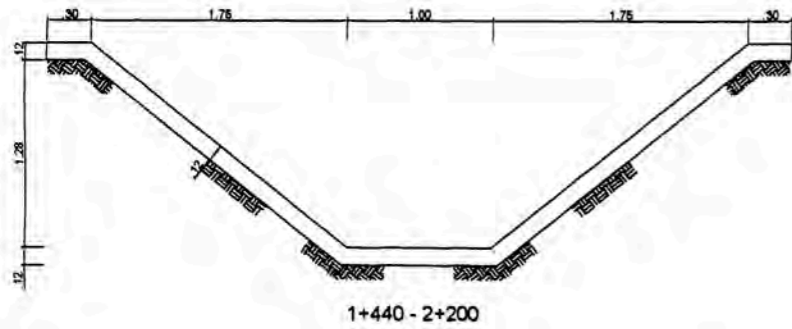
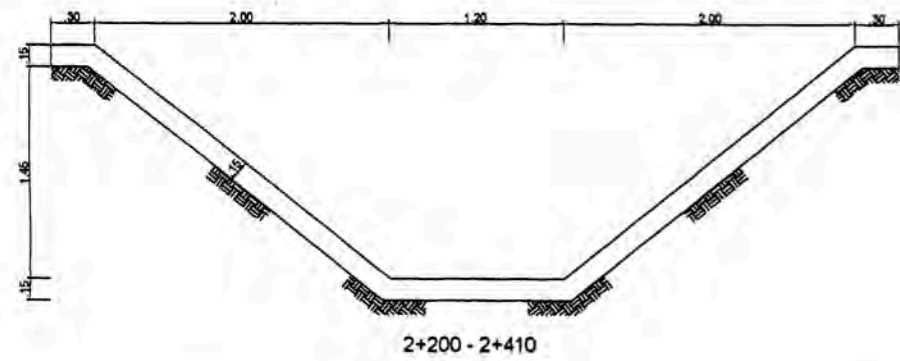


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

INFORME SUFICIENCIA  
**DISEÑO DE LAS OBRAS DE ARTE DEL ESTUDIO DEFINITIVO**  
**CANALES DE IRRIGACION DEL VALLE DE CHONTAYACU**

PLANO: **SECCIONES DE CANAL PRINCIPAL**  
 PROGRESIVAS: 6+180 a 10+800

ELABORADO: E.P.	APROBADO: E.J.R.L.	REVISADO: R.S.L.	FECHA: NOVIEMBRE 2008	PLANO Nº: <b>E-02</b>
DISEÑO: E.P.G.	REVISADO: E.P.G.	FECHA: NOVIEMBRE		



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

INFORME DE SUFICIENCIA  
**DISEÑO DE LAS OBRAS DE ARTE DEL ESTUDIO DEFINITIVO**  
**CANALES DE IRRIGACION DEL VALLE DE CHONTAYACU**

PLANO:  
**SECCIONES DE CANAL PRINCIPAL**  
 PROGRESIVAS: 0+000 a 5+180

ELABORADO:	APROBADO:	REVISADO:	PROYECTO:	PLANO N°:
EDU. L.	EDU. L.	EDU. L.	NOVIEMBRE 2000	E-01
REVISADO:	ELABORADO:	ELABORADO:	REVISADO:	
EDU. L.	EDU. L.	EDU. L.	EDU. L.	