

## **05. INGENIERÍA DEL PROYECTO**

## **05.01. PLANTEAMIENTO HIDRÁULICO**

# PLANTEAMIENTO HIDRAULICO

## PROYECTO:

**"CREACION DEL SERVICIO DE PROVISION DE AGUA PARA RIEGO EN LAS ZONAS MEDIA Y BAJA DE LAS LOCALIDADES DEL CENTRO POBLADO DE CHONGOS ALTO, LLAMAPSHILLON Y PALMAYOC DISTRITO DE CHONGOS ALTO DE LA PROVINCIA DE HUANCAYO DEL DEPARTAMENTO DE JUNIN", CUI. 2617783**



**CHONGOS ALTO – HUANCAYO – JUNIN**

**2024**

  
   
**MICHAEL J. TOVAR MEDINA**  
**INGENIERO CIVIL**  
**CIP. N° 221000**  
**NAHUI VELASQUEZ**  
**INGENIERO CIVIL**  
**Reg. CIP N° 268098**

001861

## CONTENIDO

1. INTRODUCCION .....	3
2. UBICACIÓN DEL PROYECTO .....	3
3. BENEFICIARIOS .....	4
4. CARACTERISTICAS FISICAS .....	4
5. OFERTA HÍDRICA .....	9
5.1. Disponibilidad hídrica en la CAPTACION DEL RIO "canipacO" .....	9
6. USOS Y DEMANDA DE AGUA .....	10
6.1. DEMANDA DE AGUA DEL PROYECTO .....	10
7. BALANCE HIDRICO MENSUALIZADO .....	14
8. DESCRIPCION TECNICA DEL PLANTEAMIENTO HIDRAULICO .....	15
9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	25

  
MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221000

  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098



## PLANTEAMIENTO HIDRAULICO

001860

### 1. INTRODUCCION

El presente Planteamiento Hidráulico, para el proyecto: “CREACION DEL SISTEMA DE RIEGO EN LAS ZONA MEDIA Y BAJA DE LAS LOCALIDADES DE PALMAYOC, LLAMAPSHILLON Y CHONGOS ALTO DEL DISTRITO DE CHONGOS ALTO – HUANCAYO – JUNIN”, CUI. 2617783, se ha realizado considerando las recomendaciones de los estudios básicos como son las topográficos, hidrológicos, hidráulicos, geotécnicos y ambientales.

### 2. UBICACIÓN DEL PROYECTO

El proyecto se encuentra ubicado:

La ubicación política del proyecto es la siguiente:

Centro Poblado: Chongos Alto, LLamapshillon y Palmayoc

Distrito: Chongos Alto

Provincia: Huancayo

Región: Junín

Ubicación Geográfica del área del proyecto se encuentra, se encuentra ubicado dentro de las siguientes coordenadas UTM. Tal como se muestra a continuación:

CUADRO N° 01

#### AREA DE INFLUENCIA DEL PROYECTO

ÁREA DE INFLUENCIA DE PROYECTO	COORDENADAS UTM	
	ESTE	NORTE
Límite superior izquierdo	458440.460	8642607.265
Límite inferior izquierdo	458440.460	8634177.897
Límite superior derecho	470575.449	8642607.265
Límite inferior derecho	470575.449	8634177.897

La ubicación Política de la cuenca proyectada a aprovechar el recurso hídrico y del punto de Captación:

- Cuenca de captación “Rio Canipaco”: Distrito de Chongos Alto, Provincia Huancayo y Región Junín.

Geográficamente los puntos de captación del curso de agua para el proyecto, se encuentran ubicado en la siguiente coordenada UTM (WGS 84):

Captación “Rio Canipaco”:

  
MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221099

  
NATIVIDAD VELÁSQUEZ  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098

001859

CUADRO N° 02

COORDENADAS CAPTACION RIO CANIPACO

CAPTACIÓN	COORDENADAS UTM	
	ESTE	NORTE
RIO CANIPACO	459616	8636068

No está considerado en el proyecto punto de devolución del agua del sistema de riego.

Ubicación Hidrográfica:

La cuenca "Rio Canipaco" pertenece a la intercuenca nivel 5 "Cuenca Vilca", que a la vez es afluente de la Cuenca Mantaro.

Ubicación administrativa:

El proyecto se encuentra dentro de la jurisdicción de la Autoridad Administrativa del Agua -AAA-Mantaro y la Autoridad Local del Agua Mantaro.

### 3. BENEFICIARIOS

El número de beneficiarios directos del proyecto son como indica el siguiente cuadro:

CUADRO N° 03:

PADRÓN DE BENEFICIARIOS

N°	COMUNIDAD CAMPESINA	COMUNEROS EMPADRONADOS	BENEFICIARIOS
01	Llamapshillon	31	124
02	Palmayoc	54	216
03	Chongos Alto	41	164
TOTAL		126	504

### 4. CARACTERISTICAS FISICAS

Las características físicas generales, del área de estudio está definido por los siguientes aspectos: topografía, hidrología, geología-geotecnia, agrología, medio ambiente, análisis de riesgo.

#### ASPECTOS CLIMÁTICOS

El clima en la zona del proyecto está definido por sus principales variables meteorológicas y ellos son: Temperatura, humedad relativa y precipitación. De acuerdo a los análisis realizados en el estudio básico de Hidrología, los datos representativos para el ámbito del proyecto es la registrada en las estaciones de "Laive" y "Yauricocha"



MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221060



YANU VELASQUEZ  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 262098

1001058

**Temperatura:**

La temperatura es una variable importante porque está ligada estrechamente con los aspectos climatológicos y ecológicos de la zona, además en un proyecto de riego la temperatura es un factor importante en la determinación de la demanda de agua para el proyecto.

La variación promedio mensual que se tiene para el periodo registrado entre 2005-2022 la cual se presenta a continuación.

**CUADRO N°04**

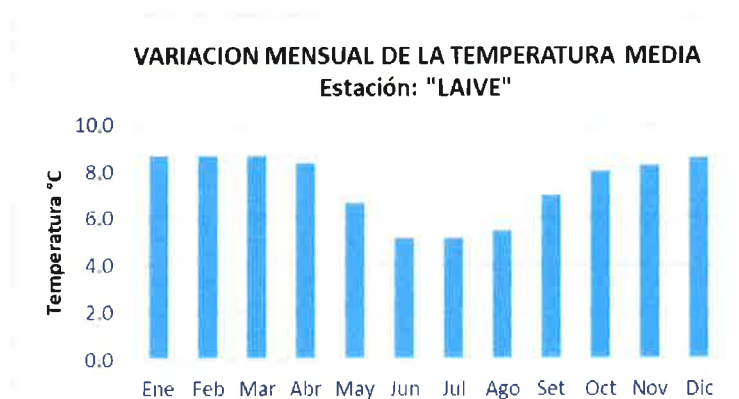
**VARIACIÓN MENSUAL DE LA TEMPERATURA (°C) REGISTRADA EN LA ESTACION "LAIVE"**

TEMPERATURA MEDIA MENSUAL	
MES	TEMP (°C)
Ene	8.7
Feb	8.7
Mar	8.7
Abr	8.4
May	6.7
Jun	5.2
Jul	5.2
Ago	5.5
Set	7.0
Oct	8.0
Nov	8.3
Dic	8.6
<b>PROM</b>	<b>7.4</b>

La variación gráfica en un año promedio de la temperatura, se presenta a continuación:

**GRÁFICO N°01**

**VARIACIÓN GRAFICA DE LA TEMPERATURA (°C) REGISTRADA EN LA ESTACION "LAIVE"**



Como se observa la máxima temperatura promedio mensual es 8.7 °C el mismo que se registra en los meses de enero, febrero y marzo, mientras que la mínima



MIGUEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221080



JUAN VELASQUEZ Rosco  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098

001857

temperatura promedio mensual es de 5.2 °C y se presenta en los meses de junio y julio. Pero en general se observa que la temperatura promedio mensual es de 7.4 °C y se mantiene con poca variación durante el año.

**Humedad Relativa:**

La humedad relativa, es otro elemento meteorológico importante que interviene en la caracterización del clima y es también un factor importante en el cálculo de la evapotranspiración potencial, en la determinación de la demanda de agua.

La variación promedio mensual que se tiene para el periodo registrado entre 2005-2022 la cual se presenta a continuación.

**CUADRO N°05**

**VARIACIÓN MENSUAL DE LA HUMEDAD RELATIVA REGISTRADA EN LA ESTACION "LAIVE"**

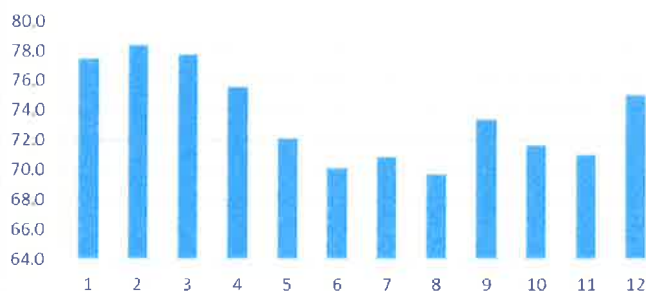
MES	HUMEDAD RELATIVA (%)
Ene	77.5
Feb	78.4
Mar	77.8
Abr	75.6
May	72.1
Jun	70.1
Jul	70.9
Ago	69.7
Set	73.4
Oct	71.6
Nov	71.0
Dic	75.0
<b>PROM</b>	<b>73.6</b>

La variación gráfica en un año promedio de la humedad relativa, se presenta a continuación:

**GRÁFICO N°02**

**VARIACIÓN GRAFICA DE LA HUMEDAD RELATIVA REGISTRADA EN LA ESTACION "LAIVE"**

**VARIACION MENSUAL DE LA HUMEDAD RELATIVA**  
Estación: "LAIVE"



  
MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221060

  
RAMIRO VELAZQUEZ  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098



Como se observa, la zona del proyecto es húmeda durante los meses de diciembre hasta el mes de abril, disminuyendo el resto del año. 001856

**Precipitación:**

El estudio de la precipitación se realiza con la finalidad de caracterizar el clima y determinar la demanda de agua para el riego de los cultivos, en la zona de beneficio y evaluar la oferta hídrica de los cursos de agua proyectados a captar.

De acuerdo a la ubicación de las estaciones se realizaron los polígonos de Thiessen con el cual se determinó que para el caso de la cuenca de la captación se tiene dos estaciones de influencia, la estación de "Laive" y "Yauricocha".

En la zona del proyecto la información pluviométrica es registrada de LA ESTACION LAIVE Y LA ESTACION DE YAURICOCHA; las misma que son operadas por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI).

La información de las precipitaciones registradas en la estación "LAIVE", con los datos, se presentan en el siguiente cuadro:

**CUADRO N°06**  
**PRECIPITACIÓN MENSUAL - ESTACIÓN LAIVE**

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1997	149.8	168.6	99.9	54.0	17.1	4.2	4.6	21.7	51.8	62.8	102.4	138.3	875.3
1998	139.6	111.4	113.6	47.0	5.1	7.8	3.5	12.5	32.7	70.9	75.3	70.8	690.1
1999	155.4	335.0	126.4	88.2	11.4	2.0	8.2	10.4	70.0	60.6	64.3	123.7	1,055.6
2000	178.3	173.7	128.4	26.2	38.1	1.9	32.0	44.8	25.0	148.6	42.2	118.9	958.2
2001	280.9	116.0	179.1	56.0	33.7	5.6	29.3	21.0	64.4	81.5	75.7	137.6	1,080.8
2002	123.2	211.4	184.8	64.7	14.5	12.0	29.5	22.1	56.7	110.2		156.0	985.1
2003	133.6	145.2	151.9	104.8	15.9	0.0	7.5	36.2	44.0	28.9	46.9	232.9	947.8
2004	61.5	185.2	96.0	13.8	32.3	19.5	4.9	18.1	29.9	69.3	59.6	166.2	756.3
2005	140.3	101.2	82.8	44.2	6.9	0.0	13.9	22.2	4.6	94.4	34.2	113.1	657.8
2006	116.8	160.4	147.8	61.7	0.0	11.5	1.4	32.6	27.8	52.9	49.5	90.3	752.7
2007	71.4	77.6	147.4	67.9	25.5	0.0	4.6	0.0	28.8	51.2	55.1	54.2	583.7
2008	170.6	113.3	73.3	6.6	11.3	4.7	3.3	6.2	14.8	81.8	35.5	81.0	602.4
2009	110.5	108.8	112.0	72.0	9.2	0.5	4.4	23.4	13.6	20.0	90.6	150.9	715.9
2010	236.1	128.6	103.2	21.7	0.0	0.0	0.0	0.0	6.8	40.5	21.9	100.9	659.7
2011	124.8	243.3	110.5	97.8	15.7	0.8	2.1	17.4	54.2	41.8	50.5	171.8	930.7
2012	183.1	182.5	150.3	136.9	15.5	22.5	7.9	7.6	61.0	55.2	85.4	186.1	1,094.0
2013	144.0	174.4	160.9	29.0	18.0	40.1	4.8	38.7	36.4	102.7	71.5	172.4	992.9
2014	149.2	194.5	167.4	91.3	48.9	9.0	31.0	10.4	73.4	52.4	54.9	147.4	1,029.8
2015	157.9	157.6	109.5	85.9	17.2	22.7	12.3	20.6	63.0	69.0	88.0	173.5	977.2
2016	116.8	195.7	80.0	104.2	35.0	3.4	16.5	7.4	25.4	88.0	32.3	97.7	802.4
2017	287.3	204.3	172.9	101.1	34.4	5.7	0.0	17.4	68.1	91.3	47.4	66.5	1,096.4
2018	191.4	124.3	256.7	57.0	0.8	13.7	20.7	19.8	30.3	76.1	44.2	39.1	874.1
2019	163.4	154.8	68.5	39.4	23.9	0.0	0.0	0.8	9.0	34.7	111.8	159.8	766.1
2020	60.2	152.2	17.8	P	P	P	P	P	44.5	22.0	18.0	142.0	456.7
2021	190.1	45.6	158.7	43.0	30.6	4.0	2.2	1.2	27.9	45.3	86.8	41.4	676.8
2022	165.3	143.2	94.9	74.4	21.8	1.8	0.0	0.0	26.2	11.0	13.6	94.4	646.6
PROM	153.9	158.0	126.7	63.6	19.3	7.7	9.8	16.5	38.1	64.0	58.3	124.1	833.3

  
MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221080

  
INGENIERO CIVIL  
Pop. CIP N° 20000  
7

001855

La información de las precipitaciones registradas en la estación "YAURICOCHA", con los datos, se presentan en el siguiente cuadro:

CUADRO N°07

PRECIPITACIÓN MENSUAL - ESTACIÓN YAURICOCHA

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1997	15.4	22.5	19.5	10.2	5.5	1.8	2.1	6.1	8.5	12.4	22.9	15.9	142.8
1998	22.5	14.5	24.2	11.1	1.2	3.1	1.1	4.5	6.2	14.5	8.9	10.5	122.3
1999	26.2	29.8	20.5	12.3	3.5	2.0	4.2	10.4	19.0	12.0	19.8	26.8	186.5
2000	25.9	18.7	18.0	8.1	18.2	1.2	13.0	11.3	8.5	30.4	12.5	20.4	186.2
2001	30.4	16.4	20.4	29.5	10.0	3.6	10.0	6.0	19.0	14.8	14.6	20.5	195.2
2002	27.0	22.0	26.7	12.3	5.5	9.1	6.3	5.2	12.9	20.1	21.5	13.7	182.3
2003	20.0	15.6	20.0	12.1	4.5	0.0	7.0	18.2	11.2	12.2	15.0	26.5	162.3
2004	10.8	80.5	19.3	5.8	18.5	7.8	2.1	8.7	7.8	11.0	10.6	15.2	198.1
2005	25.0	11.1	8.0	12.0	5.1	0.0	8.9	8.0	3.0	13.3	12.0	21.5	127.9
2006	16.2	10.1	17.0	21.7	0.0	7.6	1.4	7.0	9.5	8.8	8.7	26.8	134.8
2007	13.5	15.0	17.8	10.5	10.3	0.0	3.5	0.0	9.1	13.0	18.6	12.7	124.0
2008	16.5	21.3	20.5	2.7	4.1	1.9	2.6	6.2	5.5	14.2	8.1	11.0	114.6
2009	18.3	14.0	18.4	16.7	5.2	0.5	3.7	10.3	9.8	8.7	16.0	18.5	140.1
2010	35.6	27.6	12.7	8.3	0.0	0.0	0.0	0.0	3.3	7.5	7.4	18.0	120.4
2011	19.8	27.4	29.8	36.2	4.5	0.8	1.2	8.7	21.4	8.6	11.6	21.8	191.8
2012	29.4	39.9	17.3	17.5	5.6	8.2	4.2	4.8	11.6	13.2	19.6	14.4	185.7
2013	15.4	21.9	24.0	6.1	4.7	10.8	4.2	26.0	14.6	14.1	24.9	19.3	186.0
2014	15.4	23.5	25.9	19.8	8.7	7.5	5.3	5.6	14.4	11.3	7.5	13.0	157.9
2015	17.5	21.0	21.8	16.2	8.8	7.4	7.9	13.3	14.7	14.4	14.5	30.6	188.1
2016	20.5	14.5	15.6	22.1	12.5	2.3	5.3	3.2	11.0	16.9	4.5	15.4	143.8
2017	32.4	24.5	20.8	15.5	10.9	3.7	0.0	8.9	12.1	14.8	14.4	9.8	167.8
2018	22.4	18.1	39.5	15.2	0.8	10.5	11.2	5.4	12.6	10.0	13.5	10.6	169.8
2019	25.0	20.7	16.9	14.6	12.5	0.0	0.0	0.8	4.8	9.8	16.4	17.9	139.4
2020	8.6	18.0	16.2	P	P	P	P	P	20.6	9.4	11.6	18.2	102.6
2021	28.4	9.6	21.8	22.8	13.6	4.0	2.2	1.2	18.8	22.6	15.2	9.2	169.4
2022	21.2	19.8	15.4	25.0	16.4	1.8	0.0	0.0	14.6	7.2	13.6	27.0	162.0
PROM	21.5	22.2	20.3	15.4	7.6	3.8	4.3	7.2	11.7	13.3	14.0	17.9	157.8



MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221060



INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098

8

001854

## 5. OFERTA HÍDRICA

### 5.1. DISPONIBILIDAD HÍDRICA EN LA CAPTACION DEL RIO "CANIPACO"

En toda la captación del Rio Canipaco, no se cuenta con estación hidrométrica que controla el flujo superficial de los cursos de agua, por lo tanto, para determinar la oferta de agua mensual que existe en la cuenca hasta el punto de captación proyectado, se utilizara el método de Lutz Scholz, combinado con un proceso Markoviano.

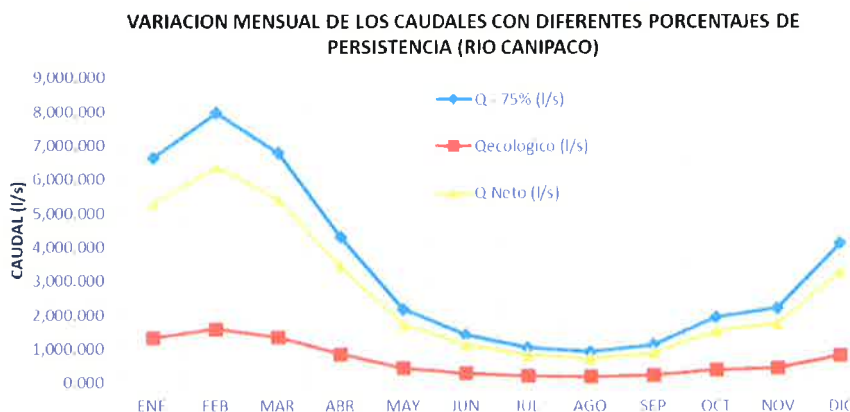
#### CUADRO N° 08

#### CAUDALES NETOS "RIO CANIPACO"

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
Q - 75% (l/s)	6641.86	7977.68	6782.92	4307.62	2174.44	1411.91	1021.77	897.21	1109.09	1831.71	2192.21	4116.15
Q ecológico (l/s)	1315.77	1580.40	1343.71	853.35	430.76	279.70	202.41	177.74	219.71	382.68	434.28	815.42
Q <sub>neto</sub> (l/s)	5326.09	6397.28	5439.21	3454.27	1743.68	1132.21	819.35	719.47	889.38	1549.03	1757.93	3300.73
Q <sub>neto</sub> (m <sup>3</sup> /mes)	14255410.27	15478304.41	14568370.90	8953470.78	4670269.88	2834888.60	2194557.20	1927024.44	2305264.40	4148929.11	4558554.35	8840888.21

#### GRÁFICO N°03

#### VARIACION MENSUAL DE CAUDALES CON DIVERSOS PORCENTAJES DE PERSISTENCIA



Como se observa en el cuadro y la figura, la oferta mínima para el proyecto se presenta en el mes de agosto con 719.47 l/s, y la máxima oferta se presenta en el mes de febrero con 6397.28 l/s. Los caudales netos obtenidos serán los que se utilizarán en cálculos posteriores.

Los valores obtenidos fueron contrastados con los emitidos en la RESOLUCIÓN DIRECTORAL N° 0460-2024-ANA-AAA.MAN, en la cual se acredita la disponibilidad hídrica para el rio Canipaco para el proyecto "CREACION DEL SERVICIO DE PROVISIÓN DE AGUA PARA RIEGO EN LAS ZONAS MEDIA Y BAJA DE LAS LOCALIDADES DE CENTRO POBLADO CHONGOS ALTO, LLAMAPSHILLON Y PALMAYOC DISTRITO DE CHONGOS ALTO DE LA PROVINCIA DE HUANCAYO DEL DEPARTAMENTO DE JUNIN", CUI. 2617783; encontrándose la existencia de déficits en los meses de estiaje.

MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221060

NAHUI VELASQUEZ BOSCA  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098



C-001853

CUADRO N° 09

DISPONIBILIDAD HÍDRICA (M3) RIO CANIPACO - SEGÚN RESOLUCIÓN  
DIRECTORAL N° 0460-2024-ANA-AAA.MAN

DESCRIPCIÓN	Volumen mensual (m3)												VOLUMEN ANUAL (m3)
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	
OFERTA RIO CANIPACO	6514071.71	9241029.28	10660032.00	3981842.86	2143962.64	1584245.57	1564185.60	1551512.88	1568532.41	1801403.12	2000835.76	2715027.19	45,326,681.02
DEMANDA POR OTROS USOS	1339200.00	1209600.00	1339200.00	1296000.00	1339200.00	1296000.00	1339200.00	1339200.00	1296000.00	1339200.00	1296000.00	1339200.00	15,768,000.00
DEMANDA Caudal ecológico	977110.76	1386154.39	1599004.80	597276.43	321594.40	237683.84	234627.84	232726.93	235279.86	270210.47	300125.36	407254.08	6,799,049.16
DISPONIBILIDAD HÍDRICA	4197760.95	6645274.89	7721827.20	2086566.43	483168.24	50608.73	0.00	0.00	37252.55	191992.65	404710.40	968573.11	22,789,735.16
DEMANDA Localidades: Chongos Altos, Llamapshillon y Palmayoc (150ha - 24 h/d)	0.00	0.00	0.00	52654.39	130834.80	55758.83	22795.32	31230.10	88546.20	155914.33	86479.53	0.00	624,213.49
BALANCE (SUPERAVIT o DEFICIT)	4197760.95	6645274.89	7721827.20	2035912.04	352333.44	-5150.10	-22795.32	-31230.10	-51293.65	36078.32	318230.87	968573.11	22,165,521.66

Según la resolución se evidencia que existe déficit en los meses de junio, julio agosto y setiembre. Por lo que, en el ARTÍCULO SEGUNDO, se recomienda que el déficit mensual en 04 meses puede ser regulado por los volúmenes en meses de avenida para lo cual se contempla la construcción de un reservorio con geomembrana.

## 6. USOS Y DEMANDA DE AGUA

### 6.1. DEMANDA DE AGUA DEL PROYECTO

#### Demanda del agua

Como ya se mencionó anteriormente se plantea irrigar 150 has de cultivo.

La evapotranspiración potencial en la zona de beneficio del proyecto, fueron calculados mediante la aplicación de la ecuación planteada por George H. Hargreaves. El mismo que fue adaptado por dicho investigador para la sierra peruana (departamentos de Junín, Huancavelica, Cajamarca y Cusco), con buenos resultados.

$$Etp = MF * T * CE * CH$$

Dónde:

*Etp* Evapotranspiración potencial.

*MF* Es un factor que depende de la latitud

*T* Temperatura expresada en °F

*CE* Factor de corrección por altitud.

$$CE = 1 + 0.004 * \frac{Altitud(msnm)}{2000}$$

*CH* Es un factor de corrección por la humedad del aire, se utiliza cuando la humedad relativa (H) es mayor del 64%

$$CH = 0.166 * (100 - H)^{\frac{1}{2}}$$

*H* Humedad relativa media mensual

En el siguiente cuadro se presentan los resultados obtenidos de evapotranspiración potencial (Etp).



MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221080



NAHUI VELASQUEZ Bocca Nahui  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098



001852

**CUADRO N°10**  
**EVAPOTRANSPIRACION PÓTENCIAL**

MES	TEMP (°C)	HR (%)	TMF (°F)	MF	CH	CE	ETP (mm)
Enero	8.7	77.5	47.66	2.652	0.7874	1.076	117.09
Febrero	8.7	78.4	47.66	2.295	0.7715	1.076	100.80
Marzo	8.7	77.8	47.66	2.349	0.7821	1.076	104.22
Abril	8.4	75.6	47.12	1.997	0.8200	1.076	93.02
Mayo	6.7	72.1	44.06	1.791	0.8768	1.076	84.45
Junio	5.2	70.7	41.36	1.599	0.8985	1.076	73.94
Julio	5.2	70.9	41.36	1.710	0.8955	1.076	78.15
Agosto	5.5	69.7	41.90	1.943	0.9138	1.076	90.04
Setiembre	7.0	73.4	44.60	2.166	0.8561	1.076	98.99
Octubre	8.0	71.6	46.40	2.474	0.8846	1.076	119.27
Noviembre	8.3	71.0	46.94	2.526	0.8939	1.076	124.05
Diciembre	8.6	75.0	47.48	2.651	0.8300	1.076	122.41

La evapotranspiración es baja durante los meses de mayo, junio, julio y agosto debido a la baja temperatura y baja humedad relativa de dichos meses.

**Coeficiente Kc de los cultivos:**

Se identificaron la cedula de cultivo en situación con el proyecto implementado, para las localidades de Palmayoc, LLamapshillon y Chongos Alto en el distrito de Chongos Alto.

Para la situación con proyecto después de tener el estudio agrologico, en un taller realizado con los beneficiarios se formuló la cedula de cultivo con proyecto.

En situación con proyecto se planteó los cultivos de papa nativa, cebada, haba verde, pasto de pastoreo, alfalfa y trigo.

La cédula de cultivo para tal escenario se presenta a continuación.

**CUADRO N°11**  
**CEDULA DE CULTIVO**

CULTIVO BASES	AREA NETA HAS	MESES												CULTIVO DE ROTACION	AREA NETA
		E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D		
PAPA NATIVA	90	0.40	0.75	1.15	0.95	0.75			0.20	0.70	1.15	0.70	0.25	CEBADA	90
HABA VERDE	10	0.75		0.40	0.85	1.15	0.70	0.40		0.65	0.85	1.15	1.00	TRIGO	10
PASTOS DE PASTOREO	40	0.40	0.50	0.75	0.75	0.75	0.75	0.40	0.50	0.75	0.75	0.75	0.75		
ALFALFA	10	0.95	0.90	0.40	0.95	0.95	0.90	0.40	0.95	0.90	0.90	0.40	0.95		
TOTAL	150	150	140	150	150	150	60	60	140	150	150	150	150		100
Kc		0.46	0.69	0.94	0.89	0.79	0.77	0.40	0.34	0.72	1.01	0.72	0.48		

Cultivo base

Cultivo de rotación

De acuerdo la metodología propuesta en el manual N° 24 de la FAO (Necesidades de Agua de los Cultivos), se trazó las curvas del Kc de los cultivos, para determinar dicho valor promedio en forma mensual, teniendo en cuenta la época de siembra y cosecha.

  
MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221060

  
NAHUI VELASCO  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098  
11

En las cédulas de cultivo para las localidades de Palmayoc, Llamapshillon y Chongos Alto en el distrito de Chongos Alto, se colocó el Kc de cultivo que le corresponde para cada mes, y luego se determinaron el Kc promedio mensual.

Precipitación efectiva.

La precipitación efectiva desde el punto de vista agrícola se calculó de acuerdo al método del USDA (Bureau Reclamation), cuyos resultados se presentan en el siguiente cuadro:

CUADRO N°12  
PRECIPITACION EFECTIVA

MES	PP MENSUAL (mm)	PRECIPITACION EFECTIVA (mm)
Enero	182	129.0
Febrero	182.9	129.4
Marzo	151.5	114.8
Abril	73.4	64.8
Mayo	22.8	22.0
Junio	9.4	9.3
Julio	12	11.8
Agosto	19.8	19.2
Septiembre	44.1	41.0
Octubre	76.5	67.1
Noviembre	66.9	59.7
Diciembre	143	110.3
<b>TOTAL</b>	<b>984.3</b>	<b>778.25</b>

Sí Pp < 250 mm/mes

P. Efectiv = (125 - 0.2 \* Pp) \* Pp / 125

Eficiencia de riego del proyecto:

La eficiencia de riego del proyecto se determina con la siguiente relación:

$$E_r = E_c * E_d * E_a$$

Dónde:

$E_r$	Eficiencia de riego	$E_d$	Eficiencia de distribución
$E_c$	Eficiencia de conducción	$E_a$	Eficiencia de aplicación

Según el Ingeniero Mg Sc Lorenzo Hurtado Leo, Docente de la facultad de Agronomía de la Universidad Nacional Agraria La Molina<sup>1</sup>, el canal revestido con concreto, la eficiencia de conducción varía del 90 a 98%, cuando la conducción es por tubería, la eficiencia llega a 98% y cuando el canal es de tierra la eficiencia varía de 50 a 75%. El mismo autor menciona que la eficiencia de aplicación utilizando el método de riego

<sup>1</sup> [http://agricola-unl.com/pdf/Fundamentos\\_Riego.pdf](http://agricola-unl.com/pdf/Fundamentos_Riego.pdf)

001850

por gravedad es en promedio de 30 al 60% y cuando se utiliza el método de riego por aspersión móvil varía del 60 al 85%.

Para determinar la demanda de agua en los dos escenarios planteados (con proyecto y sin proyecto), se utilizan los siguientes criterios para determinar la eficiencia de riego:

**Eficiencia de Conducción.** - Es la eficiencia de la conducción principal, en este caso será una conducción entubada. Bajo las condiciones señaladas se considera que la eficiencia de conducción con proyecto será:  $E_c = 0.95$ .

**Eficiencia de Distribución.** - En el proyecto se considera que la distribución será con tubería (se dejarán tomas laterales con una longitud de tubería PVC de salida de 100 metros). Por lo que se estima una eficiencia de distribución:  $E_d = 0.90$ .

**Eficiencia de Aplicación.** - La eficiencia de aplicación del agua al riego será por gravedad. Considerando la topografía inclinada del terreno, se asume que la eficiencia de aplicación será:  $E_a = 0.60$

Entonces la eficiencia de riego del proyecto será:

$$E_r = 0.51$$

#### Horas de Riego:

De las 24 horas que disponen el recurso hídrico 16 horas riegan directamente a sus parcelas. Esta práctica está condicionada debido a que la mayoría de terrenos agrícolas se encuentran lejos de sus viviendas y la pendiente inclinada de los mismos.

Las horas de riego durante un día es 16 horas.

La demanda de agua en situación con y sin proyecto, calculado de acuerdo al manual N° 24 de la FAO (Requerimiento de Agua por los Cultivos), se presenta a continuación:

#### CUADRO N°13

#### DEMANDA DE AGUA PARA RIEGO

DESCRIPCION	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Evap Potencial (Eto - mm)	117.09	100.80	104.22	93.02	84.45	73.94	78.15	90.04	98.99	119.27	124.05	122.41
Kc (promedio)	0.46	0.69	0.94	0.89	0.79	0.77	0.40	0.34	0.72	1.01	0.72	0.48
Evap Actual (Ela - mm)	53.86	69.48	98.31	82.79	66.72	56.69	31.26	30.55	71.60	120.06	89.73	58.76
Precipitación efectiva (75%)	129.00	129.38	114.78	64.78	21.97	9.26	11.77	19.17	40.99	67.14	59.74	110.28
Deficit de humedad	-75.14	-59.90	-16.46	18.01	44.75	47.43	10.40	11.38	30.62	62.93	20.00	61.62
Area (Has)	150	140	150	150	150	60	60	140	150	150	150	150
Volumen Bruto (m3)	0	0	0	27,016	67,120	28,458	11,693	15,929	45,925	79,392	44,986	0
Eficiencia de Riego Ef=51.3%	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51
Volumen Neto (m3)	0	0	0	52,663	130,839	55,474	22,794	31,051	89,522	154,760	87,692	0
Caudal (lps) -24 Hrs Riego	0.00	0.00	0.00	20.32	48.85	21.40	8.91	11.99	34.54	57.78	33.83	0.00
<div> <div>vacaciones:</div> <div>horas de riego = 24</div> <div>Ef. de riego = 0.51</div> </div>												

La máxima demanda de agua para el riego de los terrenos agrícolas, se produce durante el mes de octubre con 57.78 l/s (154,759.61 m3). Por otro lado, los meses de menor demanda son de diciembre a marzo donde los cultivos no necesitaran de

001849

riego ya que las precipitaciones cubren el requerimiento de agua solicitadas por los cultivos.

De acuerdo a la RESOLUCIÓN DIRECTORAL N° 0460-2024-ANA-AAA.MAN, se recomienda que el déficit pueda ser regulado por los volúmenes en meses de avenida para lo cual se contempla la construcción de un reservorio con geomembrana. Por lo que se propone la construcción de un embalse (reservorio con geomembrana), cuyo caudal de aporte será tal como se aprecia en el siguiente cuadro:

**CUADRO N° 14**  
**DISPONIBILIDAD HÍDRICA DEL RIO CANIPACO Y CAUDAL DE APOORTE AL EMBALSE**

DESCRIPCION	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	TOTAL (M3)
Disponibilidad Rio Canipaco (l/s)	1,567.26	2,746.89	2,883.00	805.77	180.39	19.52	0.00	0.00	14.37	71.68	156.14	361.62	
Disponibilidad Rio Canipaco (m3/mes)	4,197,760.95	6,645,274.89	7,721,827.20	2,088,566.43	483,168.25	50,608.73	0.00	0.00	37,252.55	191,992.65	404,710.40	968,573.11	22,789,735.16
Caudal de llenado de embalse (l/s)	0.00	0.00	30.00	35.00	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	20.00	0.00	
Caudal de llenado de embalse (m3/mes)	0.00	0.00	80,352.00	90,720.00	26,784.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	51,840.00	0.00	249,696.00

Del cuadro se aprecia que el volumen que se empleará como caudal de llenado al embalse es de 249,696.00 m3/año, el cual es menor que la disponibilidad hídrica del rio Canipaco (22,789,735.16 m3).

Por lo tanto, el caudal de captación será la suma del caudal de demanda y el caudal de aporte al embalse.

**CUADRO N° 15**  
**CAUDAL DE CAPTACIÓN**

DESCRIPCION	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	TOTAL (M3)
Demanda de Agua del proyecto (l/s)	0.00	0.00	0.00	20.32	48.85	21.40	8.51	11.59	34.54	57.78	33.83	0.00	
Demanda de Agua del proyecto (m3/mes)	0.00	0.00	0.00	52,662.57	130,839.04	55,473.57	22,794.15	31,050.77	89,521.73	154,759.61	87,691.73	0.00	624,793.16
Caudal de llenado de embalse (l/s)	0.00	0.00	30.00	35.00	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	20.00	0.00	
Caudal de llenado de embalse (m3/mes)	0.00	0.00	80,352.00	90,720.00	26,784.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	51,840.00	0.00	249,696.00
Caudal total de captación (l/s)	0.00	0.00	30.00	55.32	58.85	21.40	8.51	11.59	34.54	57.78	53.83	0.00	
Caudal total de captación (m3/mes)	0.00	0.00	80,352.00	143,482.57	157,623.04	55,473.57	22,794.15	31,050.77	89,521.73	154,759.61	139,531.73	0.00	874,489.16

Del cuadro se tiene que el caudal máximo que será captado se presenta en el mes de mayo con un caudal de 58.85 l/s, por temas prácticos, para los cálculos posteriores, se considerará un caudal de captación de 59 l/s.

## 7. BALANCE HIDRICO MENSUALIZADO

Se realizará el balance hídrico mensualizado entre la disponibilidad del Rio Canipaco (según RESOLUCIÓN DIRECTORAL N° 0460-2024-ANA-AAA.MAN) y demanda de agua del proyecto.

  
MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221060

  
NAHUI VELASQUEZ COSCO  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098



CUADRO N° 16

001848

BALANCE HIDRICO (24 HORAS DE RIEGO)

DESCRIPCION	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	TOTAL (M3)
Demanda de Agua del proyecto (l/s) (24)	0.00	0.00	0.00	20.32	48.85	21.40	8.51	11.59	34.54	57.78	33.83	0.00	
Demanda de Agua del proyecto (m3/mes)	0.00	0.00	0.00	52,662.57	130,839.04	55,473.57	22,794.15	31,050.77	89,521.73	154,759.61	87,691.73	0.00	624,793.16
Disponibilidad Rio Canipaco (l/s) (24)	1,567.26	2,746.89	2,883.00	805.77	180.39	19.52	0.00	0.00	14.37	71.68	156.14	361.62	
Disponibilidad Rio Canipaco (m3/mes)	4,197,760.95	6,645,274.89	7,721,827.20	2,088,566.43	483,168.25	50,608.73	0.00	0.00	37,252.55	191,992.65	404,710.40	968,573.11	22,789,735.16
Caudal de llenado de embalse (l/s) (24)	0.00	0.00	30.00	35.00	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	20.00	0.00	
Caudal de llenado de embalse (m3/mes)	0.00	0.00	80,352.00	90,720.00	26,784.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	51,840.00	0.00	249,696.00
Caudal total de captación (l/s) (24)	0.00	0.00	30.00	55.32	58.85	21.40	8.51	11.59	34.54	57.78	53.83	0.00	
Caudal total de captación (m3/mes)	0.00	0.00	80,352.00	143,382.57	157,623.04	55,473.57	22,794.15	31,050.77	89,521.73	154,759.61	139,531.73	0.00	874,469.16
Deficits ó Excedentes (l/s) (24)	1,567.26	2,746.89	2,883.00	785.46	131.54					13.90	122.31	361.62	
Deficits ó Excedentes (m3/mes)	4,197,760.95	6,645,274.89	7,721,827.20	2,035,803.86	352,329.21	-4,864.84	-22,794.15	-31,050.77	-52,269.18	37,233.04	317,018.67	968,573.11	

Como se observa, la demanda de agua no es cubierta por la disponibilidad hídrica del Rio Canipaco por lo que se plantea un embalse según recomendación de la RESOLUCIÓN DIRECTORAL N° 0460-2024-ANA-AAA.MAN, en el cual se almacenará agua durante los meses de lluvia específicamente durante los meses de marzo, abril, mayo, octubre y noviembre. Para ser usado durante los meses de déficit que son los meses de junio, julio, agosto y setiembre.

Por temas operativos se regará durante 16 horas, por ello se realizará un balance hídrico para 16 horas de riego.

CUADRO N° 17

DEMANDA DE AGUA PARA RIEGO (16 HORAS DE RIEGO)

DESCRIPCION	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Evap Potencial (Eto - mm)	117.09	100.80	104.22	93.02	84.45	73.94	78.15	90.04	98.99	119.27	124.05	122.41
Kc (promedio)	0.46	0.89	0.94	0.89	0.79	0.77	0.40	0.34	0.72	1.01	0.72	0.48
Evap Actual (Ea - mm)	53.86	89.48	98.31	82.79	66.72	56.69	31.26	30.55	71.60	120.06	89.73	58.76
Precipitación efectiva (75%)	129.00	129.38	114.76	64.78	21.97	9.26	11.77	19.17	40.96	67.14	59.74	110.28
Deficit de humedad	-75.14	-59.90	-16.46	18.01	44.75	47.43	19.49	11.38	30.62	52.93	29.99	-51.52
Area (Has)	150	140	150	150	150	60	60	140	150	150	150	150
Volumen Bruto (m3)	0	0	0	27,016	67,120	28,458	11,693	15,929	45,925	79,392	44,986	0
Eficiencia de Riego Ef=61.3%	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51
Volumen Neto (m3)	0	0	0	52,663	130,839	55,474	22,794	31,051	89,522	154,760	87,692	0
Caudal (lps) -16 Hrs Riego	0.00	0.00	0.00	30.48	73.27	32.10	12.77	17.38	51.81	86.67	50.75	0.00
Módulo de Riego (l/s/ha)	0.00	0.00	0.00	0.20	0.49	0.54	0.21	0.12	0.35	0.58	0.34	0.00
variables:												
horas de riego =	16											
Ef. de riego =	0.51											

La máxima demanda se da en el mes de octubre, el volumen de agua requerido en dicho mes es de 154,759.61 m3 que expresado en l/s es 86.67 l/s (por temas prácticos se considerará que el caudal a la salida del embalse será de 87 l/s).

A partir de este balance se calcula el módulo de riego que es 0.58 l/s/ha.

8. DESCRIPCION TECNICA DEL PLANTEAMIENTO HIDRAULICO

El objetivo del proyecto es regar adecuadamente a 150.00 hectáreas de terrenos agrícolas ubicados en los centros poblados de Chongos Alto, Llamapshillon y Palmayoc del distrito de Chongos Alto, Provincia de Huancayo, Región Junín.

Para el componente de infraestructura de riego, se proyectó la construcción de una captación (bocatoma tipo convencional con compuerta de limpia), 01 desarenador, 01 reservorio de geo membrana (funcionará como embalse almacenando agua

durante los meses de avenida para ser usado en los meses de déficit), línea de conducción principal y laterales, que conjuntamente con las obras de arte y especialmente mediante tomas laterales permiten llegar al área de beneficio.

#### - INFRAESTRUCTURA DE RIEGO

##### CAPTACION:

La captación constará de una bocatoma tipo convencional (barraje con compuerta de limpia), en la cual se ubicará la ventana de captación, tendrá la función de captar las aguas del rio Canipaco y derivarlos la margen derecha; para conducirlos al desarenador y posteriormente a la línea de conducción.

Para el diseño de la bocatoma, tenemos la siguiente información:

- Caudal de captación igual a 59 l/s.
- Caudal de máximas avenidas para un periodo de retorno de 100 años igual a 31.25 m<sup>3</sup>/s.
- Plano topográfico detallado del área en donde se construirá la bocatoma y lugares aledaños.
- Estudios geológicos y geotécnicos del área de estudio.
- Tirante máximo sobre el azud de 1.16 metros.

##### DESARENADOR

Los desarenadores, son obras hidráulicas que sirven para separar (decanter) y remover (evacuar) después, el material sólido que lleva el agua de un canal. Este material sólido que se transporta ocasiona perjuicios de las obras, por lo que se diseña el desarenador considerando que la cantidad de sedimentos que transporta el agua que fluye por el rio Canipaco es de 0.02 Kg/m<sup>3</sup>; valor considerado conservador, para darle más garantía al proyecto. Por otro lado, también con la finalidad de garantizar la funcionabilidad del proyecto, en los cálculos correspondientes se utilizó un factor de seguridad de 3.

Las dimensiones del desarenador en el diseño serán las siguientes:

- |                              |             |
|------------------------------|-------------|
| • Largo                      | 4.00 metros |
| • Ancho                      | 0.60 metros |
| • Profundidad de recolección | 0.60 metros |

##### CONDUCCION PRINCIPAL:

Para el diseño de las tuberías de la línea de conducción principal, se proyecta construir un sistema de distribución a presión y debido a la topografía se plantea una conducción entubada.

La línea de conducción principal está comprendida por:

- Conducción principal inicia en el km 00+060 y termina en el km 05+420 (Suministro e instalación de Tubería PVC UF C-5.0  $\varnothing=200$  mm L= 5,360.00 ml) **001846**

#### LATERALES:

Las líneas de los laterales están comprendidas por:

- Tramo 01 del km 00+000 al km 06+790 (Suministro e instalación de tuberías PVC UF C-5.0  $\varnothing=250$  mm L=6,790 ml)
- Tramo 02 del km 06+790 al km 09+140 (Suministro e instalación de tuberías PVC UF C-5.0  $\varnothing=200$  mm L=2,350 ml) (Se ubica un sifón desde el km 07+585 al km 07+752)
- Tramo 03 del km 09+140 al km 09+380 (Suministro e instalación de tuberías PVC UF C-5.0  $\varnothing=160$  mm L=240 ml)
- Tramo 04 del km 09+380 al km 09+500 (Suministro e instalación de tuberías PVC UF C-5.0  $\varnothing=110$  mm L=120 ml)

#### RESERVORIO

Se construirán 1 reservorio de geo membrana de 113,842 m<sup>3</sup>, el cual se almacenará agua durante los meses de lluvia específicamente durante los meses de marzo, abril, mayo y noviembre, para ser usado durante los meses de déficit que son los meses de junio, julio, agosto y setiembre., con lo cual se cubrirá los déficits existentes.

#### VÁLVULAS DE AIRE

Las válvulas de aire tienen la función de eliminar el aire existente en las tuberías para garantizar un buen funcionamiento del mismo. Las ubicaciones de estas válvulas serán de acuerdo a las recomendaciones de fábrica de este tipo de accesorios, se trabajó ubicando las válvulas de aire cada 400 metros de distancia en toda la línea de conducción. En la conducción principal se ubica un total de 13 válvulas de aire de  $\varnothing = 200$ mm; y en el lateral principal se tiene 16 válvulas de aire de  $\varnothing = 250$ mm y 5 válvulas de aire de  $\varnothing = 200$ mm

001845

UBICACIÓN DE VALVULA DE AIRE- CONDUCCION PRINCIPAL		
N°	PROGRESIVA	DIÁMETRO (mm)
1	00+400	200 mm
2	00+800	200 mm
3	01+200	200 mm
4	01+600	200 mm
5	02+000	200 mm
6	02+400	200 mm
7	02+800	200 mm
8	03+200	200 mm
9	03+600	200 mm
10	04+000	200 mm
11	04+400	200 mm
12	04+800	200 mm
13	05+200	200 mm

UBICACIÓN DE VALVULA DE AIRE LATERAL PRINCIPAL		
N°	PROGRESIVA	DIÁMETRO (mm)
1	00+340	250 mm
2	00+740	250 mm
3	01+040	250 mm
4	01+540	250 mm
5	01+940	250 mm
6	02+340	250 mm
7	02+740	250 mm
8	03+140	250 mm
9	03+940	250 mm
10	04+340	250 mm
11	04+740	250 mm
12	05+140	250 mm
13	05+540	250 mm
14	05+940	250 mm
15	06+340	250 mm
16	06+740	250 mm

UBICACIÓN DE VALVULA DE AIRE LATERAL PRINCIPAL		
N°	PROGRESIVA	DIÁMETRO (mm)
17	07+140	200 mm
18	07+940	200 mm
19	08+340	200 mm
20	08+740	200 mm
21	09+120	200 mm

#### CÁMARA ROMPE PRESIÓN T-6

La cámara rompe presión tipo 6 tiene la finalidad de regular la presión de agua transportada en la conducción, para que esta no produzca golpe de ariete en la tubería o pueda dañar algunos tramos de tubería. Se ubican en diferencias de altura menores a 50 o más metros (de acuerdo a la clase de la tubería a emplear).



001844

En la línea de conducción principal se plantea 1 válvula de compuerta - CRP 6 de  $\varnothing = 200\text{mm}$ . En el lateral principal se tiene 1 válvula de compuerta - CRP T-6 de  $\varnothing = 250\text{mm}$  y 01 válvula de compuerta - CRP T-6 de  $\varnothing = 200\text{mm}$ .

UBICACIÓN DE CRP - CONDUCCION PRINCIPAL		
N°	PROGRESIVA	DIÁMETRO (mm)
1	04+250	200 mm

UBICACIÓN DE CRP - LATERAL PRINCIPAL		
N°	PROGRESIVA	DIÁMETRO (mm)
2	03+540	250 mm
3	07+540	200 mm

### DREN

Los drenes son sistemas de subdrenaje que tendrán la función de evacuar las aguas que circulan por debajo de terreno natural (bofedales) hacia un punto de disposición final para así evitar los daños de las tuberías dentro de la línea de conducción, estos estarán conformados por una excavación, la colocación de un geotextil como medio de filtro, un medio drenante conformado por gravas o arenas y en la parte inferior una tubería para evacuar el agua captada. Para el proyecto se plantean 3 tramos en la línea de conducción en los cuales se ubicarán los drenes.

UBICACIÓN DE DREN CONDUCCIÓN PRINCIPAL					
N°	PROGRESIVA INICIAL	PROGRESIVA FINAL	LONGITUD (m)	DIAMETRO DE TUBERIA (m)	TIPO DE TUBERIA
1	00+200	00+280	80.00	200 mm	PVC
2	01+040	01+080	40.00	200 mm	PVC
3	03+187	03+197	10.00	200 mm	PVC

### ALCANTARILLA

La alcantarilla se planteará en los cruces de carreteras, el cual servirá para la soportar las cargas vehiculares en dicho punto de encuentro, usualmente son de longitudes cortas. Para la conducción principal del proyecto se plantea una alcantarilla de 6.00 metros de longitud.

  
MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221050

  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098

001843

**UBICACIÓN DE ALCANTARILLA - CONDUCCIÓN PRINCIPAL**

Nº	PROGRESIVA INICIAL	PROGRESIVA FINAL	LONGITUD (m)
1	05+117	05+123	6.00

**CANOAS**

Son obras de arte que permiten conducir cursos de agua material de arrastre, sedimentos huaycos provenientes de una quebrada o presiones de mucha pendiente, sobre la tubería de la línea de conducción. Para el presente proyecto se plantean 2 tipos de canoas, las canoas Tipo I son de 5 metros de longitud y se proponen 3 de este tipo en el lateral principal. Las canoas tipo II son de 8 metros de longitud y se proponen 2 de este tipo en la línea de conducción principal.

**UBICACIÓN DE CANOA TIPO II - CONDUCCIÓN PRINCIPAL**

Nº	PROGRESIVA	DIÁMETRO (mm)	LONGITUD (m)
1	01+940	200 mm	8.00
2	03+170	200 mm	8.00

**UBICACIÓN DE CANOA TIPO I- LATERAL PRINCIPAL**

Nº	PROGRESIVA	DIÁMETRO (mm)	LONGITUD (m)
3	06+480	250 mm	5.00
4	07+830	200 mm	5.00
5	07+850	200 mm	5.00

**DADOS DE ANCLAJE:**

En conducciones entubadas y sobre todo en diámetros de tubos grandes se deben de tomar las precauciones necesarias para absorber los esfuerzos que en determinados puntos puedan producirse durante el funcionamiento de la instalación.

Cuando la tubería está bajo presión interna y tiene un extremo cerrado, se presenta un empuje axial igual al producto de la presión del agua por el área de la sección de la tubería. Esta fuerza aparece igualmente en accesorios como codos, derivaciones o reducciones. En general estos empujes se producen siempre que la línea de la tubería cambia de dirección, se reduce de diámetro o tiene algún extremo cerrado. Para evitar que estos empujes puedan alterar la linealidad de la conducción debemos anclar la tubería en estos puntos críticos adosando normalmente un dado de anclaje.

Para el proyecto se plantea la construcción de 19 dados de anclaje a lo largo de la conducción principal y 38 dados de anclaje en el lateral principal.

  
MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221060

  
NAHUI VELASQUEZ BOSCA  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP. N° 268098

001842

UBICACIÓN DE DATOS DE ANCLAJE - CONDUCCION PRINCIPAL		
N°	PROGRESIVA	DIÁMETRO (mm)
1	00+336	200 mm
2	00+908	200 mm
3	01+138	200 mm
4	01+367	200 mm
5	01+725	200 mm
6	01+830	200 mm
7	02+225	200 mm
8	02+606	200 mm
9	03+454	200 mm
10	04+062	200 mm
11	04+301	200 mm
12	04+353	200 mm
13	04+443	200 mm
14	04+598	200 mm
15	04+773	200 mm
16	04+947	200 mm
17	05+136	200 mm
18	05+229	200 mm
19	05+407	200 mm

UBICACIÓN DE DATOS DE ANCLAJE - LATERAL PRINCIPAL		
N°	PROGRESIVA	DIÁMETRO (mm)
1	00+030	250 mm
2	00+159	250 mm
3	00+306	250 mm
4	00+478	250 mm
5	00+810	250 mm
6	01+112	250 mm
7	01+226	250 mm
8	01+385	250 mm
9	01+485	250 mm
10	01+731	250 mm
11	01+983	250 mm
12	02+619	250 mm
13	02+852	250 mm
14	03+073	250 mm
15	03+155	250 mm
16	03+475	250 mm
17	03+593	250 mm
18	03+642	250 mm
19	03+752	250 mm

UBICACIÓN DE DATOS DE ANCLAJE - LATERAL PRINCIPAL		
N°	PROGRESIVA	DIÁMETRO (mm)
20	03+789	250 mm
21	03+881	250 mm
22	04+008	250 mm
23	04+310	250 mm
24	04+388	250 mm
25	04+635	250 mm
26	04+841	250 mm
27	05+054	250 mm
28	05+730	250 mm
29	06+846	200 mm
30	07+052	200 mm
31	07+232	200 mm
32	07+285	200 mm
33	07+444	200 mm
34	08+057	200 mm
35	08+569	200 mm
36	08+737	200 mm
37	08+918	200 mm
38	09+308	160 mm

 **MICHAEL J. TOVAR MEDINA**  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221000

 **INGENIERO CIVIL**  
Reg. CIP N° 268098



001841

### VÁLVULA COMPUERTA

Las válvulas de compuerta se construirán para regular el flujo en las redes de distribución, esta estructura se utilizará para distribuir el agua equitativamente en todo el sistema de riego. En el lateral principal se tiene 5 válvulas compuerta de  $\varnothing = 250\text{mm}$ , 3 válvulas de aire de  $\varnothing = 200\text{mm}$  y 2 válvulas de aire de  $\varnothing = 160\text{mm}$ .

UBICACIÓN DE VALVULA COMPUERTA- LATERAL PRINCIPAL		
N°	PROGRESIVA	DIÁMETRO (mm)
1	02+645	250 mm
2	03+245	250 mm
3	04+795	250 mm
4	05+245	250 mm
5	05+795	250 mm
6	07+195	200 mm
7	07+895	200 mm
8	09+045	200 mm
9	09+225	160 mm
10	09+345	160 mm

### SIFÓN

Los sifones invertidos son conductos cerrados que trabajan a presión, se utilizan para conducir el agua en el cruce de un canal con una depresión topográfica o quebrada, también para pasar por debajo de un camino, una vía de ferrocarril, un dren o incluso otro canal. Para el proyecto se ubica 1 sifon a lo largo del lateral principal y se ubican en las siguientes progresivas:

UBICACIÓN DE SIFON - LATERAL PRINCIPAL			
N°	PROGRESIVA INICIAL	PROGRESIVA FINAL	LONGITUD (m)
1	07+585	07+752	167.00

### PASE AÉREO

Los pases aéreos tienen la función de llevar a la conducción en el cruce de una quebrada en el recorrido de la línea de conducción, para el presente proyecto se un pase aéreo con longitud de 20 metros.

UBICACIÓN DE PASE AEREO - LATERAL PRINCIPAL			
N°	PROGRESIVA	PROGRESIVA	LONGITUD (m)
1	07+650	07+670	20



MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221080



JUAN VELASQUEZ  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268088



001840

### TOMAS LATERALES:

Las tomas laterales son estructuras hidráulicas que se proyectan para derivar el agua hacia las áreas de terrenos beneficiarios, ya sea de los laterales primarios o de los laterales secundarios que conforma el proyecto.

Para el proyecto se plantea 32 tomas laterales.

UBICACIÓN DE TOMAS LATERALES - LATERAL PRINCIPAL			UBICACIÓN DE TOMAS LATERALES - LATERAL PRINCIPAL		
Nº	PROGRESIVA	DIÁMETRO (mm)	Nº	PROGRESIVA	DIÁMETRO (mm)
1	02+440	110 mm	17	07+790	110 mm
2	02+640	110 mm	18	07+890	110 mm
3	02+990	110 mm	19	08+290	110 mm
4	03+240	110 mm	20	08+840	110 mm
5	03+340	110 mm	21	08+940	110 mm
6	03+440	110 mm	22	09+040	110 mm
7	04+540	110 mm	23	09+140	110 mm
8	04+790	110 mm	24	09+180	110 mm
9	04+940	110 mm	25	09+220	110 mm
10	05+240	110 mm	26	09+260	110 mm
11	05+590	110 mm	27	09+300	110 mm
12	05+790	110 mm	28	09+340	110 mm
13	06+790	110 mm	29	09+380	110 mm
14	07+190	110 mm	30	09+420	110 mm
15	07+340	110 mm	31	09+460	110 mm
16	07+490	110 mm	32	09+500	110 mm

El esquema del proyecto se muestra a continuacion en la Figura N° 01.

FIGURA N° 01

ESQUEMA HIDRAULICO DEL PROYECTO

  
MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221000

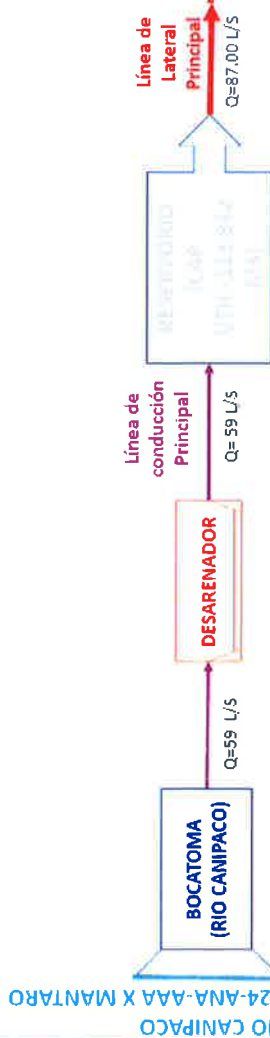
  
NAHUI VELASQUEZ  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 260098  
23

001839

CANTIDAD DE HECTÁREAS	CAUDAL TOTAL	CANTIDAD DE TOMAS LATERALES	CAUDAL POR TOMA LATERAL
58 has	32.6 l/s	12	2.72 l/s
46 has	27.2 l/s	10	2.72 l/s
46 has	27.2 l/s	10	2.72 l/s

**LEYENDA**

CANTIDAD DE HECTÁREAS	CAUDAL TOTAL
CANTIDAD DE TOMAS LATERALES	CAUDAL POR TOMA LATERAL



RD N°0214-2024-ANA-AAA X MANTARO

RIO CANIPACO



MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221060



ANÍBAL VELÁSQUEZ ROSALES  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098

001838

## 9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El presente Planteamiento Hidráulico, se realizó considerando los estudios básicos como son los estudios topográficos, hidrológicos, hidráulicos, geotécnicos y ambientales.
- Para la conducción principal, se proyecta el uso de Tubería PVC C-5  $\phi=200$ ; debido a la topografía.
- Los laterales se proyectan de tubería PVC-UF C-5 debido a la topografía accidentada además de los deslizamientos aledaños a la línea de conducción, los cálculos se realizaron utilizando la ecuación de Hazen - Williams.
- Se propone la construcción de un reservorio de geo membrana de 113,842.25 m<sup>3</sup>, el cual se almacenará agua durante los meses de lluvia específicamente durante los meses de marzo, abril, mayo y noviembre, para ser usado durante los meses de déficit que son los meses de junio, julio, agosto y setiembre., con lo cual se cubrirá los déficits existentes.
- Las obras de arte proyectados en el sistema de riego serán de concreto simple, ciclópeo y armado. Las cuales servirán para el correcto funcionamiento de las líneas de conducción y distribución.
- Los caudales obtenidos del estudio hidrológico, utilizados para el diseño de las diferentes estructuras en cada Sistema son los siguientes:

CUADRO N° 18

ESTRUCTURA	RIO CANIPACO
	CAUDAL
BOCATOMA (REJILLA DE CAPTACIÓN)	59 L/s
DESARENADOR	59 L/s
CONDUCCIÓN PRINCIPAL	59 L/s
LATERALES	87 L/s
TOMA LATERAL	2.72 L/s

- Se recomienda la ejecución de las obras de arte consideraras en el proyecto, ya que dichas obras cumplen con una función específica para el correcto funcionamiento de todo el sistema de riego.

## **05.02. DISEÑO HIDRÁULICO Y ESTRUCTURAL**



# DISEÑO HIDRÁULICO

## PROYECTO:

**“CREACION DEL SERVICIO DE PROVISION DE AGUA PARA RIEGO EN LAS ZONAS MEDIA Y BAJA DE LAS LOCALIDADES DEL CENTRO POBLADO DE CHONGOS ALTO, LLAMAPSHILLON Y PALMAYOC DISTRITO DE CHONGOS ALTO DE LA PROVINCIA DE HUANCAYO DEL DEPARTAMENTO DE JUNIN”, CUI. 2617783**



**CHONGOS ALTO – HUANCAYO – JUNIN  
2024**



*Michael J. Tovar Medina*  
**MICHAEL J. TOVAR MEDINA**  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221060



*Nahui Velasquez Bosco Arbel*  
**NAHUI VELASQUEZ BOSCO ARBEL**  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098

**INDICE**

001895

1.	CRITERIOS DE DISEÑO HIDRÁULICO- CONDUCCIÓN PRINCIPAL .....	3
1.1.	CAPTACIÓN .....	3
1.2.	DESARENADOR .....	12
1.3.	CONDUCCIÓN PRINCIPAL .....	13
1.4.	VALVULAS DE AIRE .....	19
1.5.	VALVULA COMPUERTA - CAMARA ROMPE PRESION T-6 .....	20
1.6.	DREN .....	22
1.7.	ALCANTARILLA .....	23
1.8.	CANOAS TIPO II (L=8.00 m) .....	24
1.9.	DADOS DE ANCLAJE EN CONDUCCIÓN PRINCIPAL .....	25
1.10.	RESERVORIO .....	27
2.	CRITERIOS DE DISEÑO HIDRÁULICO- LATERALES .....	30
2.1.	LATERALES .....	30
2.2.	VALVULAS DE AIRE .....	35
2.3.	VALVULA COMPUERTA - CAMARA ROMPE PRESION T-6 .....	37
2.4.	VALVULA COMPUERTA .....	38
2.5.	SIFÓN .....	39
2.6.	PASE AÉREO TIPO I (L=20.00 m) .....	43
2.7.	CANOAS .....	44
2.8.	DADOS DE ANCLAJE .....	45
2.9.	TOMA LATERAL .....	46
3.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	47

  
MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221066

  
NAHUI VELASQUEZ Bosca  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098

001834

## 1. CRITERIOS DE DISEÑO HIDRÁULICO- CONDUCCIÓN PRINCIPAL

### 1.1. CAPTACIÓN

La captación constará de una bocatoma tipo convencional (Tipo barraje con compuerta de limpieza), en la cual se ubicará la ventana de captación, tendrá la función de captar las aguas del rio Canipaco y derivarlos la margen derecha; para conducirlos al desarenador y posteriormente a la línea de conducción.

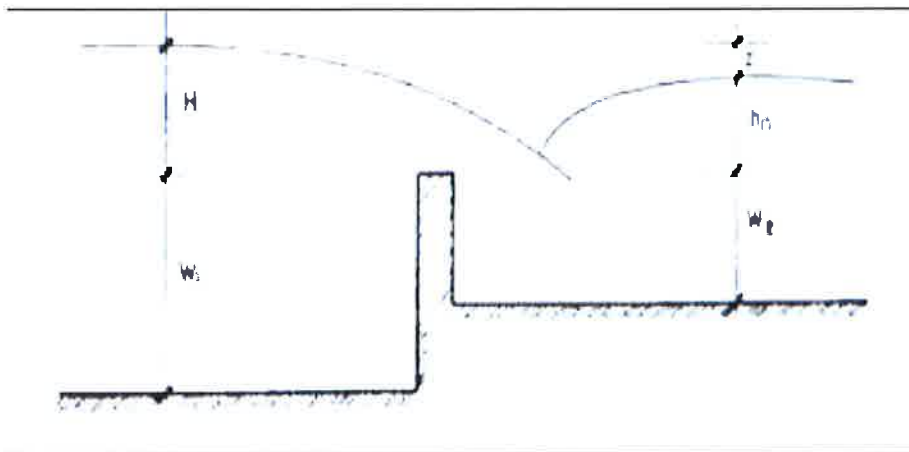
Para el diseño de la bocatoma, tenemos la siguiente información:

- Caudal de captación igual a 59 l/s.
- Caudal de máximas avenidas para un periodo de retorno de 100 años igual a 31.25 m<sup>3</sup>/s.
- Plano topográfico detallado del área en donde se construirá la bocatoma y lugares aledaños.
- Estudios geológicos y geotécnicos del área de estudio.
- Tirante máximo sobre el azud de 1.16 metros.

#### Rejilla Toma Presa Derivadora

Datos:

Qd=	69 l/s
H1 (W1)=	0.5 m
H2 (W2)=	0.2 m
H ventana rejilla =	0.3 m
Separación entre ejes=	0.03 m
Espesor Varilla =	1.27 cm



Valores Asumidos

H ven rejilla	0.3 m	
K =	0.87 adi	de 0.85 a 0.90
10%H =	0.03 m	
15%H =	0.045 m	
z =	0.055 m	asumido

*Michael J. Tovar Medina*  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221080

*Nahui Velasco*  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268093

001033

**Diseño**

**1.-Ecuación de Krochin:**

$$Q = K * S * M * b * H^{\frac{3}{2}}$$

Donde :  
Q = Caudal  
M = Coeficiente  
K = Coeficiente debido a la contracción lateral de los barros  
b = Ancho efectivo de la reja  
H = Carga sobre la cresta  
S = Coeficiente de corrección por sumergimiento

**Cálculo del coeficiente M**

$$M = \left[ 0.407 + \frac{0.045 * H}{H + y_1} \right] \left[ 1 + 0.285 \left( \frac{H}{H + y_1} \right)^2 \right] * \sqrt{2 * g}$$

Donde : y<sub>1</sub> = Elevación de la cresta sobre el fondo, aguas arriba

H = 0.3 m  
w<sub>1</sub> = 0.5 m

C = M = 1.95 para W=y<sub>1</sub>

**2.-Cálculo del coeficiente S según Bazin:**

$$S = 1.05 \left[ 1 + \frac{h_n}{y_2} \right] * \sqrt[3]{\frac{Z}{H}}$$

Donde : Z = Dif. De elevación de superficies entre las secciones aguas arriba y aguas abajo de la  
h<sub>n</sub> = Elevación del agua bajo el vestidero sobre la cresta  
y<sub>2</sub> = Elevación de la cresta sobre el fondo, aguas abajo

h<sub>n</sub> = 0.245 m  
H = 0.3 m  
w<sub>2</sub> = 0.2 m  
Z = 0.055 m

S = 0.74

**3.-Ancho efectivo de la reja**

M = 1.95 adi  
S = 0.74 adi  
K = 0.87 adi  
H = 0.3 m  
Q<sub>d</sub> = 0.072 m<sup>3</sup>/s

$$Q = K * S * M * b * H^{\frac{3}{2}}$$

b = 0.347 m

  
MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP: N° 221060

  
NAHUI VELASQUEZ Bosco  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098



001832

4.-Ancho total de la reja  
Espesor de las barras = 1.27 cm  
Separación de eje a eje = 3 cm

Separación entre barras = 1.73 cm

# Espacios = 20.00  
# Barras = 19.00



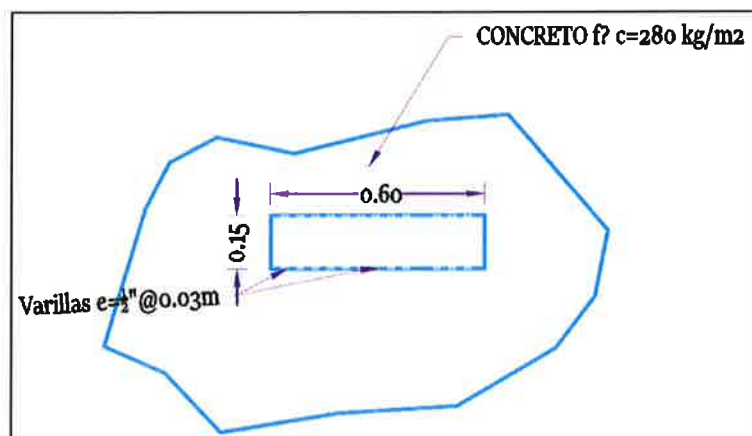
Btotal = 0.59 m asumido 0.60 m

Condicion de Sumergencia

Z/w2 menor a 0,7  
w2+hn mayor a w2

Z/w2 = 0.28 Cumple  
w2+hn = 0.255 Cumple

Obteniéndose como resultado que las dimensiones de la ventana de captación son de 0.30x 0.60 m.; tal como se aprecia en la figura:



Azud y colchón

Los cálculos se detallan a continuación:

#### AZUD Y COLCHON

Datos		
Qmáx =	31.25 m3/s	T=100 años
Longitud =	12 m	
Altura Azud =	0.9 m	
Rugosidad de río =	0.03	
Pendiente del Rio =	0.015	

MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221080

NAHUI VELASQUEZ Bocco Adbel  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098

001831

Diseño

1.-Cálculo del coeficiente M

$$M = \left[ 0.407 + \frac{0.045 * H}{H + y_1} \right] \left[ 1 + 0.285 \left( \frac{H}{H + y_1} \right)^2 \right] * \sqrt{2 * g}$$

Donde :  $y_1$  = Elevación de la cresta sobre el fondo, aguas arriba

a.- Opción Pronar  $H_d = H_o$  carga por velocidad es 0

Ecuación= 31.25 m3/s  
Igualdad = 31.25 m3/s  
Valor = 1.16 m  
Error= 0.000

b.- Opción Pronar  $H_d = H_o + V_a^2 / 2g$

$V_a$  = 1.26 m/s mayor a 1 m/s  
 $h_a$  = 0.08 m mayor o igual 10 cm  
 $H_d = H_o + h_a$  = 1.16 m Sobrecarga sobre el azud

Nota: se llega a aplicar esta ecuacion cuando la velocidad sea mayor a 1 m/s y el tirante sea may.

		X	Y
1.850	0	-0.125	0.00
	0.05	-0.066	-0.14
	0.1	-0.033	0.06
	0.15	-0.014	0.12
	0.2	-0.004	0.17
	0.3	0	0.23
	0.4	-0.011	0.35
	0.5	-0.034	0.46
	0.75	-0.129	0.58
	1	-0.283	0.87
	1.25	-0.487	1.16
	1.5	-0.739	1.45
	1.75	-1.041	1.74
	2	-1.393	2.03
	2.25	-1.795	2.32
	2.5	-2.247	2.61
	2.75	-2.749	2.90
	3	-3.303	3.19
	3.25	-3.904	3.48
	3.5	-4.556	3.77
	3.75	-5.259	4.06
	4	-6.013	4.35
	4.25	-6.815	4.63
			4.92



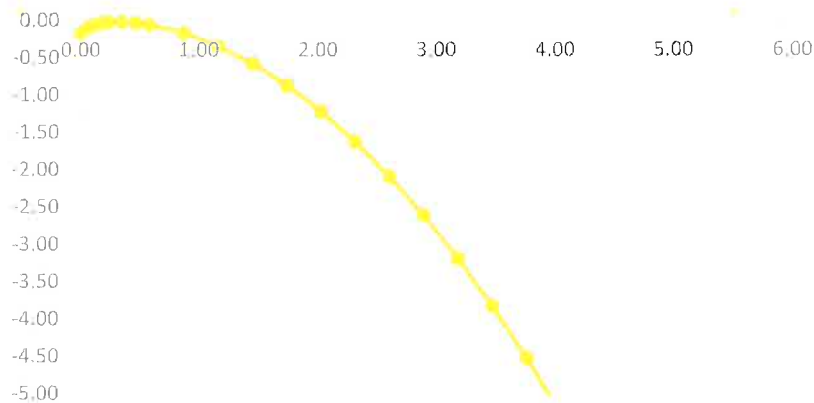
MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221080



YAHUI VELASQUE BOSCO ADELL  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268099

001830

### Perfil Azud



#### 2.-Tirante al pie del azud y1

Q<sub>máx</sub> = 31.25 m<sup>3</sup>/s  
B azud = 12.00 m  
H<sub>t</sub> = P + H<sub>d</sub> = 2.06 m  
K = 0.1 (0.1-0.20)

$$y_1 = \frac{Q \cdot \sqrt{1 + k}}{b \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (H_t - y_1)}}$$

Ecuación = 32.7753  
Igualdad = 32.7753  
Valor = 0.493  
Error = 0.0000

#### 3.-Tirante conjugado mayor y2

y1 = 0.49 m  
b = 12.00 m  
Q<sub>máx</sub> = 31.25 m<sup>3</sup>/s

$$y_2 = -\frac{y_1}{2} + \sqrt{\frac{y_1^2}{4} + \frac{2 \cdot Q^2}{g \cdot b^2 \cdot y_1}}$$

y2 = 1.447 m

#### 4.-Tirante medio del río

y<sub>t</sub> = 0.71 m

y2 mayor a y<sub>t</sub> si colocar colchon  
y2 menor a y<sub>t</sub> no colocar colchon

#### 5.-Desnivel del colchón hidráulico

$$z > y_2 - y_1$$

z = 0.737 m  
z (asumido) = 0.950 m

  
MICHAEL J. TOIVAR Ingeniero  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221060

  
NAHUI VELASQUEZ Bosco Adriel  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098

001829

## 6.-Iteración

### 6.1.-Tirante al pie del azud y1

Q<sub>máx</sub> = 31.25 m<sup>3</sup>/s  
B azud = 12 m  
H<sub>t</sub> = P+H<sub>d</sub>+z = 3.009 m  
K = 0.1 (0.1-0.20)

$$y_1 = \frac{Q \cdot \sqrt{1+k}}{b \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (H_t - y_1)}}$$

Ecuación = 32.7747  
Igualdad = 32.7753  
Valor = 0.380  
Error = 0.0006

### 6.2.-Tirante conjugado mayor y2

y1 = 0.380 m  
b = 12 m  
Q<sub>máx</sub> = 31.25 m<sup>3</sup>/s

$$y_2 = -\frac{y_1}{2} + \sqrt{\frac{y_1^2}{4} + \frac{2 \cdot Q^2}{g \cdot b^2 \cdot y_1}}$$

y2 = 1.726 m

### 7.-Tirante medio del río

y<sub>t</sub> = 0.71 m

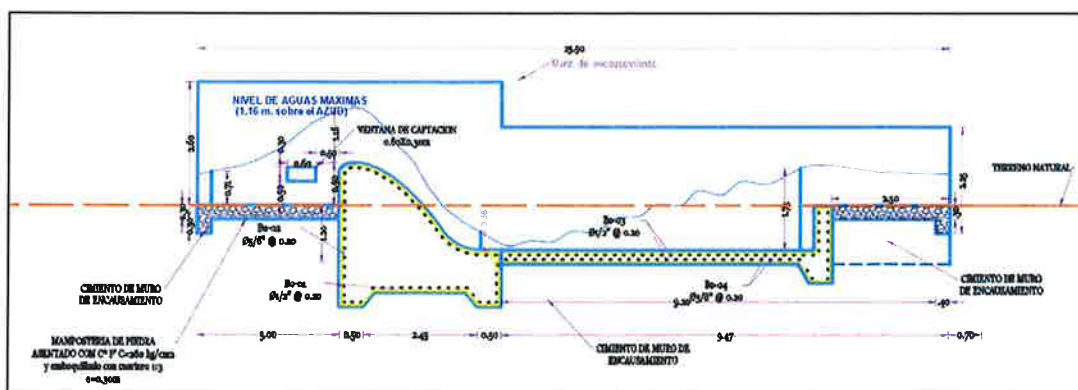
y<sub>t</sub>+z = 1.660 m  
y2 = 1.726 m  
error = 0.066

### 8.-Longitud del resalto hidráulico = longitud del colchón

k = 5 (para un talud vertical)  
y1 = 0.380 m  
y2 = 1.726 m

$$L = k(y_2 - y_1)$$

L = 6.73 m  
L (asumido) = 7.00 m



Como se observa, la longitud del colchón es de 7.00 metros, con espesor de 0.30 metros; el azud tiene 0.90 metros de altura. El tirante al pie del azud es de 0.380 y el tirante conjugado mayor es de 1.726. El tirante máximo sobre el azud es de 1.16 metros.



MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221080



NAHUEL VELASQUEZ BOSCO  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098



001028

Vertedero de excedencias

Los cálculos se detallan a continuación:

**SOLUCIÓN**

Tanteo (Para asumir dimensiones)

$$Q = C * A_{orificio} * \sqrt{2 * g * H}$$

Qmax entra=	0.375 m3/s
Qdiseño =	0.050 m3/s
Qvertido =	0.325 m3/s

$$Q = C * L * H^{3/2}$$

L=	2 m
C=	1.9
H =	0.09 m

1.-Cálculo del Caudal de Excedencia

$$Q_{max\ entra} = C * A_{orificio} * \sqrt{2 * g * (H_{carga} - h_{rejilla})}$$

$$Q_{max\ entra} = C * A_{orificio} * \sqrt{2 * g * \left( H_d + \frac{H_{rejilla}}{2} - k * \frac{Q_{max\ entra}^2}{b_{total}^2 * H_{rejilla}^2} \right)}$$

$$K_f = 0.50$$

Ecuación=	22.505
Igualdad=	22.505
Valor=	0.157 m3/s

Qmax entra=	0.157 m3/s
Qdiseño =	0.050 m3/s
Qvertido =	0.107 m3/s

2.-Tirante a la salida del orificio y1

Qmáx entra=	0.157 m3/s
Base Canal =	0.25 m
Ht = w1+Hrejil	0.80 m
K=	0.1 (0.1-0.20)

$$y_1 = \frac{Q * \sqrt{1 + k}}{b * \sqrt{2 * g * (H_t - y_1)}}$$

Ecuación =	0.1644
Igualdad =	0.1642
Valor =	0.193
Error =	-0.0002

3.-Tirante conjugado mayor y2

y1 =	0.193 m
b =	0.247 m
Qmáx entra=	0.157 m3/s

$$y_2 = -\frac{y_1}{2} + \sqrt{\frac{y_1^2}{4} + \frac{2 * Q^2}{g * b^2 * y_1}}$$

$$y_2 = 0.563 \text{ m}$$



*Michael J. Tovar Medina*  
MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221060



*Nahui Velasquez*  
NAHUI VELASQUEZ  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268008

001-83-7-

4.-Longitud del resalto hidráulico = longitud del colchón

$$k = 5$$

$$y1 = 0.193 \text{ m}$$

$$y2 = 0.563 \text{ m}$$

$$L = k(y2 - y1)$$

$$L = 1.85 \text{ m}$$

$$L \text{ asumida} = 2.00 \text{ m}$$

5.- Calculo del Vertedero de Excedencias

$$Q1 = 0.157 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$w1=Y2 = 0.200 \text{ m} \quad \text{asumidos}$$

$$L = 4.2 \text{ m} \quad \text{asumidos}$$

6.-Calculo de Y3: Tirante aguas arriba del orificio

$$Qd = 0.050 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$b_{\text{canal}} = 0.45 \text{ m}$$

$$\text{Horificio} = 0.15 \text{ m} \quad \text{asumido}$$

$$\text{Parapente} = 0.15 \text{ m} \quad \text{de 0.15 a 0.35}$$

$$Q = C * A_{\text{orificio}} * \sqrt{2 * g * H}$$

$$H = 0.08 \text{ m}$$

$$Y3 = 0.30 \text{ m}$$

7.-Calculo de Y1: Tirante aguas arriba del vertedero

$$Q_{\text{máx entra}} = 0.157 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$b1 = 0.45 \text{ m}$$

$$Y3 = 0.30 \text{ m}$$

$$b3 = 0.45 \text{ m}$$

$$So = 0.001 \text{ m/m} \quad \text{asumida}$$

$$L_{\text{vertedero}} = 4.2 \text{ m}$$

$$Qd = 0.050 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Y1 + \frac{Q_{\text{maxentra}}^2}{19.62 * (b1 * Y1)^2} + So * L_{\text{vertedero}} = Y3 + \frac{Qd^2}{19.62 * (b3 * Y3)^2}$$

$$\text{Ecuación} = 0.3471$$

$$\text{Igualdad} = 0.3054$$

$$\text{Valor} = 0.24$$

$$Y1 = 0.24 \text{ m}$$

8.-Calculo del Numero de Froude y Cw

$$F1 = 0.94 \text{ SUBCRITICO}$$

$$Cw = 0.45$$



MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221080



NAHUI VELASQUEZ BOSCO  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098

001826

9.-Altura sobre el Vertedero

w= 0.200

hm= 0.071 m

10.-Longitud del Vertedero

Q1= 0.157

Q3= 0.050

Cw= 0.45

hm= 0.071

Lvertedero= 4.17 m

Lasumido= 4.20 m

Error= -0.03

11.-Tirante a la salida del orificio y1 (al aductor)

Qmáx entra= 0.050 m3/s

Base Canal = 0.45 m

Ht =w1+Hrejil 0.30 m

K= 0.1 (0.1-0.20)

$$y_1 = \frac{Q * \sqrt{1+k}}{b * \sqrt{2 * g(H_t - y_1)}}$$

Ecuación = 0.0525

Igualdad = 0.0524

Valor = 0.053

Error = 0.0000

12.-Tirante conjugado mayor y2 (canal aductor)

y1 = 0.053 m

b = 0.450 m

Qmáx entra= 0.050 m3/s

$$y_2 = -\frac{y_1}{2} + \sqrt{\frac{y_1^2}{4} + \frac{2 * Q^2}{g * b^2 * y_1}}$$

y2 = 0.193 m

13.-Longitud del resalto hidráulico = longitud del colchón (hacia el canal aductor)

k = 5

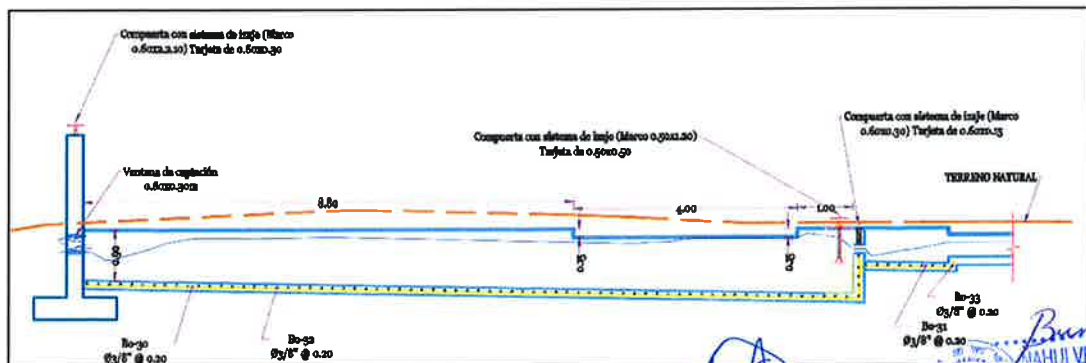
y1 = 0.053 m

y2 = 0.193 m

$$L = k(y_2 - y_1)$$

L = 0.70 m

L asumida = 0.70 m



MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221080



INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098

001025

## 1.2. DESARENADOR

Los desarenadores, son obras hidráulicas que sirven para separar (decanter) y remover (evacuar) después, el material sólido que lleva el agua de un canal. Este material sólido que se transporta ocasiona perjuicios de las obras, por lo que se diseña el desarenador considerando que la cantidad de sedimentos que transporta el agua que fluye por la captación del río Canipaco es de 0.02 Kg/m<sup>3</sup>; valor considerado conservador, para darle más garantía al proyecto. Por otro lado, también con la finalidad de garantizar la funcionabilidad del proyecto, en los cálculos correspondientes se utilizó un factor de seguridad de 3.

Los cálculos se presentan en la siguiente hoja de Excel:

### DISEÑO DE DESARENADOR

1.- NOMBRE DE LA ESTRUCTURA	: Desarenador - Canipaco	
A.- CAUDAL	: (Q)	0.0590 m <sup>3</sup> /s
B.- VELOCIDAD HORIZONTAL	: (Vh =de 0.50 a 0.20 m/seg)	0.80 m/s
C.- PROFUNDIDAD DE DECANACION	: (d d máximo 1.00 m.)	0.50 metros
D.- VELOCIDAD DE DECANACION	: (Vd , ver cuadro)	0.30 m/s
E.- FACTOR DE SEGURIDAD	: ( f = de 2 a 3 )	3.00
F.- CANTIDAD DE SEDIMENTOS QUE TRANSPORTA EL RIO EN UN AÑO	: (CS)	0.02 Kg/m <sup>3</sup> .
G.- FRECUENCIA DE VACIADO DEL DEPOSITO		
VECES POR MES	: (VT)	1.00
H DENSIDAD DE LA ARENA	: (d a)	2,650.00 Kg/m <sup>3</sup> .
I TIEMPO DE VACIADO	: (T)	604,800 s
J.- CANTIDAD DE SEDIMENTOS ABSORVIDO POR EL SEDIMENTADOR	: (CaSe)	714 Kg.
K.- DENSIDAD DE LA ACUMULACION DE LA ARENA	: (d aa )	795.00 Kg/m <sup>3</sup> .
L.- VOLUMEN DEL SEDIMENTO	: (Vsedim.)	0.9 m <sup>3</sup> .
M.- LONGITUD DE DECANACION	: (Ld)	4.00 metros
	DIMENSION A UTILIZAR	4.00 metros
N.- ANCHO DEL DESARENADOR	: (W)	0.15 metros
	DIMENSION A UTILIZAR	0.60 metros
O.- PROFUNDIDAD DE RECOLECCION	: (d r)	0.374 metros
	DIMENSION A UTILIZAR	0.600 metros

Las dimensiones del desarenador en el diseño serán las siguientes:

- Largo 4.00 metros
- Ancho 0.60 metros
- Profundidad de recolección 0.60 metros

La transición es muy importante para el buen funcionamiento del desarenador, pues la eficiencia de la sedimentación depende de la uniformidad de la velocidad en la sección transversal. Para el diseño de la transición se utilizó la fórmula de Hind:

$$L = \frac{B_1 - B_2}{2 \times Tg(22.5^\circ)}$$

  
MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221060

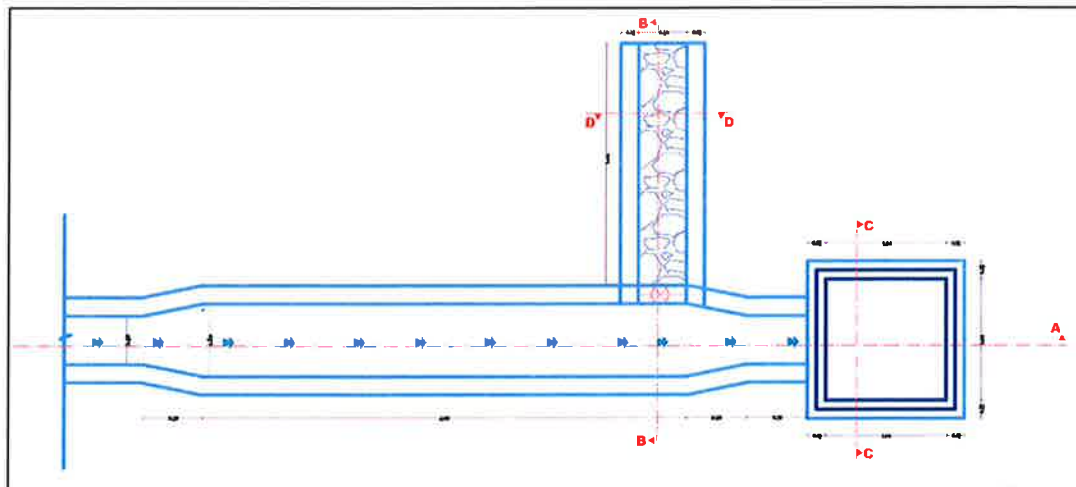
  
NAHUI VELASQUEZ BASSO  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098



001024

LONGITUD DE TRANSICION	
BASE MAYOR:	0.6
BASE MENOR:	0.4
ANGULO:	12.5
LONGITUD (Mts):	0.45
LOGITUD ASUMIDA:	0.5

La vista en planta del desarenador se muestra a continuación:



### 1.3. CONDUCCIÓN PRINCIPAL

Para el diseño de las tuberías de la línea de conducción principal, se proyecta construir un sistema de distribución a gravedad y debido a la topografía se plantea una conducción entubada.

La línea de conducción principal está comprendida por:

- Conducción principal inicia en el km 00+060 y termina en el km 05+420 (Suministro e instalación de Tubería PVC UF C-5.0  $\phi=200$  mm L= 5,360.00 ml)

#### a. Parámetros Máximos y Mínimos Permisibles

El cálculo del comportamiento de las presiones a lo largo de la tubería de trasvase se realizó utilizando la ecuación de Hazen-Williams. Cuyos resultados se presenta a continuación:

De acuerdo a la normatividad vigente las velocidades del flujo dentro de la tubería deben estar en el siguiente rango:

- Mayor que 0.6 m/s A menores velocidades existe colmatación de materiales finos que ingresan a la tubería por suspensión.
- Menor que 3 m/s A mayores velocidades el esfuerzo cortante puede erosionar las paredes de la tubería.

MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221060

NAHUI VELASQUEZ Basso Anibal  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098

001823

Además, también se tendrá en cuenta las presiones de trabajo y estáticas, siendo las primeras determinadas por el tipo de aspersor los cuales están dentro de una presión de trabajo de 10 mca a 50 mca y las presiones estáticas estarán dadas por la clase de tubería a utilizar las cuales son C-5, el cual tiene un soporte de presión de 50 mca.

#### b. Caudal de diseño

El caudal de diseño será de 59 l/s, el cual será utilizado para irrigar el área de beneficio.

#### c. Carga estática y dinámica

La carga estática máxima aceptable para la línea de conducción será de 50 mca y la Carga Dinámica mínima será de 5 mca y para las redes de distribución (en los hidrantes) las cargas dinámicas estarán entre 15 a 40 mca,

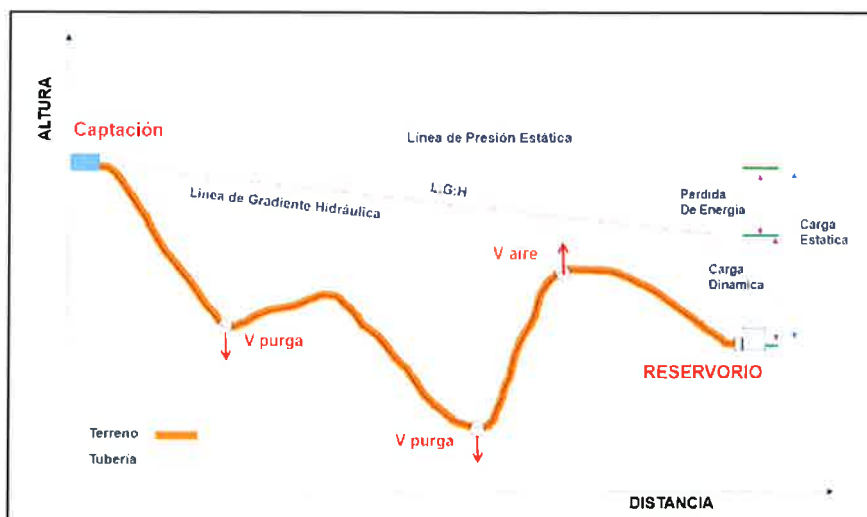
La tubería no podrá alcanzar la línea de gradiente hidráulico (LGH) en ningún punto de su trazado.

#### d. Dimensionamiento

Para el dimensionamiento de la tubería, se tendrán en cuenta las siguientes condiciones:

Línea de gradiente hidráulica (L. G. H.)

La línea de gradiente hidráulica estará siempre por encima del terreno. En los puntos críticos se podrá cambiar el diámetro para mejorar la pendiente.



Pérdida de carga unitaria (hf)

Para el propósito de diseño se consideran:

- Ecuaciones de Hazen y Williams.

El cálculo del diámetro de la tubería podrá realizarse utilizando las siguientes fórmulas:

001822

Para tuberías la ecuación de Hazen-Williams:

$$H_f = 10,674 * [Q^{1.852} / (C^{1.852} * D^{4.86})] * L$$

Siendo:

H<sub>f</sub>, pérdida de carga continua, en m.

Q, Caudal en m<sup>3</sup>/s

D, diámetro interior en m (ID)

C, Coeficiente de Hazen Williams (adimensional)

- Acero sin costura	C=120
- Acero soldado en espiral	C=100
- Hierro fundido dúctil con revestimiento	C=140
- Hierro galvanizado	C=100
- Polietileno	C=140
- PVC	C=150

L, Longitud del tramo, en m.

Presión

En la línea de conducción, la presión representa la cantidad de energía gravitacional contenida en el agua.

Para el cálculo de la línea de gradiente hidráulica (LGH), se aplicará la ecuación de Bernoulli:

$$Z_1 + P_1/\gamma + V_1^2/2 * g = Z_2 + P_2/\gamma + V_2^2/2 * g + H_f$$

Siendo:

Z: cota altimétrica respecto a un nivel de referencia en m

P/γ: altura de carga de presión, en m, P es la presión y γ el peso específico del fluido

V: velocidad del fluido en m/s

H<sub>f</sub>: pérdida de carga de 1 a 2, incluyendo tanto las pérdidas lineales (o longitudinales) como las locales.

Si como es habitual, V<sub>1</sub>=V<sub>2</sub> y P<sub>1</sub> está a la presión atmosférica, la expresión se reduce a:

$$P_2/\gamma = Z_1 - Z_2 - H_f$$

La presión estática máxima de la tubería no debe ser mayor al 75% de la presión de trabajo especificada por el fabricante, debiendo ser compatibles con las presiones de servicio de los accesorios y válvulas a utilizarse.

 **MICHAEL J. TOVAR MEDINA**  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221080

 **RAHUI VELASQUEZ**  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098

801821

Se calcularán las pérdidas de carga localizadas  $\Delta H_i$  en las piezas especiales y en las válvulas, las cuales se evaluarán mediante la siguiente expresión:

$$\Delta H_i = K_i \frac{V^2}{2g}$$

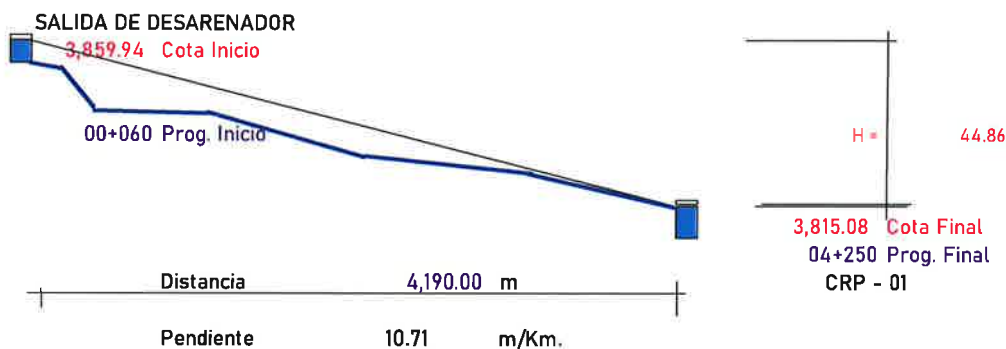
### LINEA DE CONDUCCION - TRAMO 01 (00+060 - 04+250)

LA FORMULA DE HAZEN-WILLIAMS



$$H_f = \frac{10.674 * Q^{1.852} * L}{C^{1.852} * D^{4.87}}$$

### CALCULO DE LA PENDIENTE



### CALCULO DEL DIAMETRO

D = En Pulgadas

Datos:

Caudal : 59.00 l/s  
Pendiente : 10.71 m/Km.  
Coef. Hazen : 150 Adimensional  
Diametro : 7.83 Pulgadas

**D = 10.00 Pulgadas**

25.4

### CALCULO DEL CAUDAL

Q = L/S

Datos :

Diametro : 200.00 mm  
Pendiente : 10.71 m/Km.  
Coef. Hazen : 150 Adimensional

**Q = 59.00 l/s**

MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221060

NATHUI VELASQUEZ BOSCO ABDEL  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098



001820

### CALCULO DE LA PERDIDAS DE CARGA

#### LA FORMULA DE HAZEN-WILLIAMS

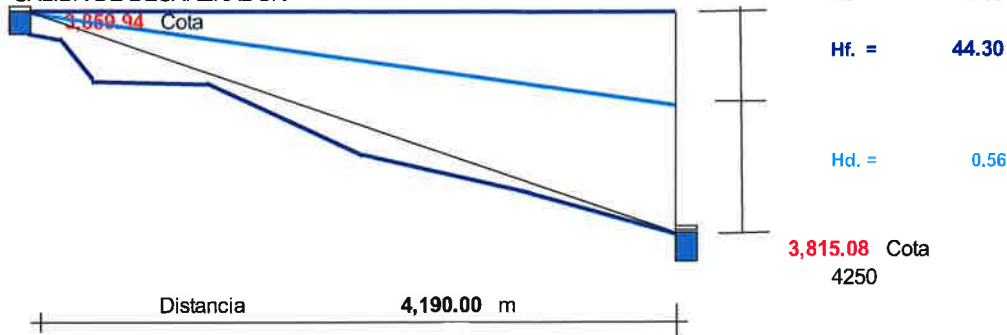
$$H_f = \frac{10.674 * Q^{1.852} * L}{C^{1.852} * D^{4.87}}$$

#### Datos :

Longitud : 4,190.00 m  
Caudal : 52.00 l/s  
Coef. Hazen : 150.00 Adimensional  
Diametro : 200.00 mm

Hf. = 44.30 m

#### SALIDA DE DESARENADOR



### CALCULO DE VELOCIDAD

#### Datos :

Area : 0.03142 m

Velocidad V = 1.66 m/s

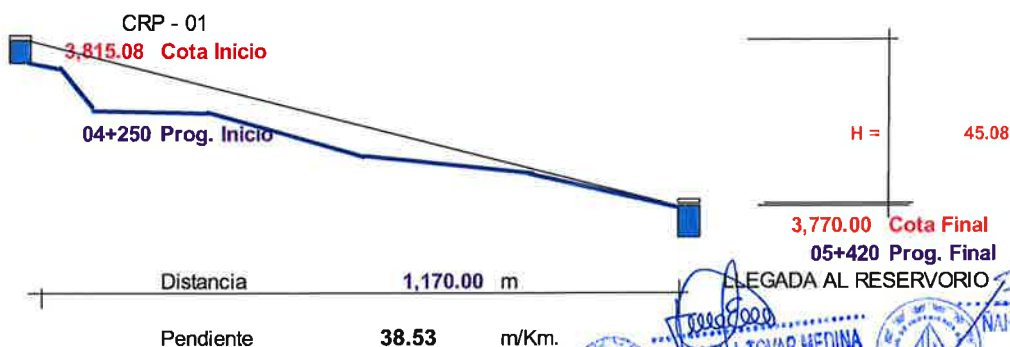
### LINEA DE CONDUCCION - TRAMO 02 (04+250 - 05+420)

#### LA FORMULA DE HAZEN-WILLIAMS



$$H_f = \frac{10.674 * Q^{1.852} * L}{C^{1.852} * D^{4.87}}$$

### CALCULO DE LA PENDIENTE



MARIANELA TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221080



NAHUI VELASQUE BOSCO ADEL  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 266009

001619

**CALCULO DEL DIAMETRO**

D = En Pulgadas

**Datos:**

Caudal : 59.00 l/s  
Pendiente : 38.53 m/Km.  
Coef. Hazen : 150 Adimensional  
Diametro : 6.31 Pulgadas

D = 10.00 Pulgadas

25.4

**CALCULO DEL CAUDAL**

Q = L/S

**Datos :**

Diametro : 200.00 mm  
Pendiente : 38.53 m/Km.  
Coef. Hazen : 150 Adimensional

Q = 105.44 l/s

**CALCULO DE LA PERDIDAS DE CARGA**

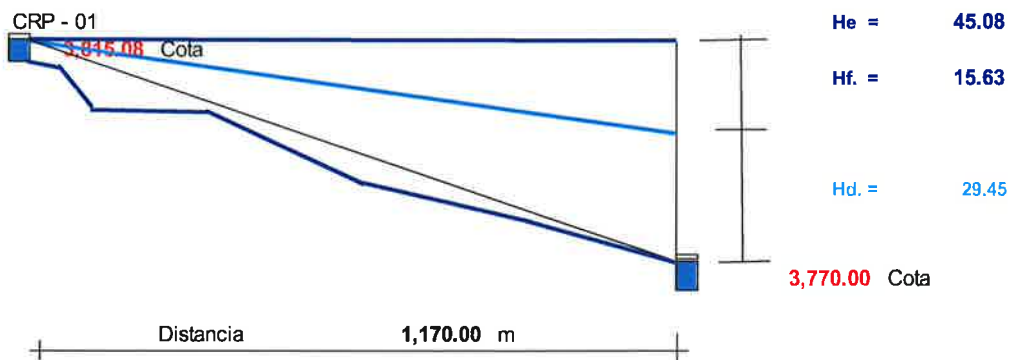
**LA FORMULA DE HAZEN-WILLIAMS**

$$H_f = \frac{10.674 * Q^{1.852} * L}{C^{1.852} * D^{4.87}}$$

**Datos :**

Longitud : 1,170.00 m  
Caudal : 59.00 l/s  
Coef. Hazen : 150.00 Adimensional  
Diametro : 200.00 mm

Hf. = 15.63 m



**CALCULO DE VELOCIDAD**

**Datos :**

Area 0.03142 m

Velocidad V = 1.88 m/s

MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221000

NAHUI VELASQUEZ Basco  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098

001818

#### 1.4. VALVULAS DE AIRE

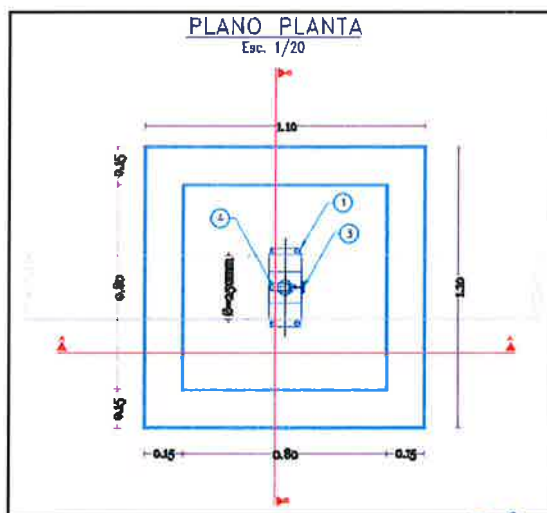
El agua siempre contiene aire disuelto, este aire se va manifestar en forma de burbujas cuando se produce un aumento de temperatura y/o una disminución de la presión.

Las válvulas de aire tienen la función de eliminar el aire existente en las tuberías para garantizar un buen funcionamiento del mismo. Las ubicaciones de estas válvulas serán de acuerdo a las recomendaciones de fábrica de este tipo de accesorios, se trabajó ubicando las válvulas de aire cada 400 metros de distancia en toda la línea de conducción.

Las válvulas de aire se encontrarán ubicados en las siguientes progresivas de la conducción principal:

UBICACIÓN DE VALVULA DE AIRE- CONDUCCION PRINCIPAL		
Nº	PROGRESIVA	DIÁMETRO (mm)
1	00+400	200 mm
2	00+800	200 mm
3	01+200	200 mm
4	01+600	200 mm
5	02+000	200 mm
6	02+400	200 mm
7	02+800	200 mm
8	03+200	200 mm
9	03+600	200 mm
10	04+000	200 mm
11	04+400	200 mm
12	04+800	200 mm
13	05+200	200 mm

El esquema de la válvula de aire proyectada se presenta a continuación:

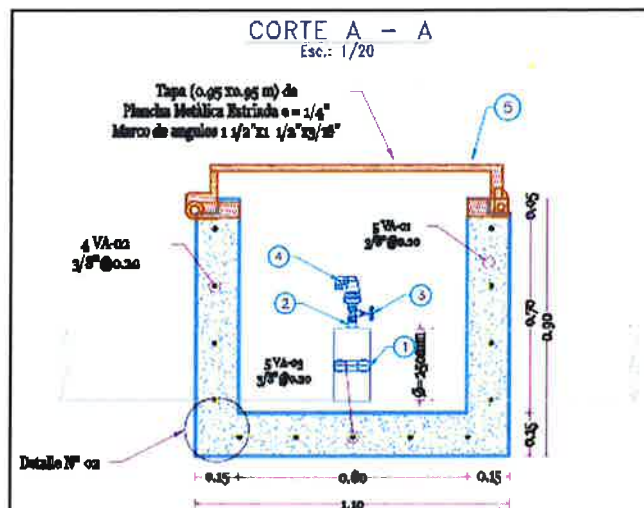


MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221000



NAHUI VELASQUEZ Boscobabel  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098

001817



El detalle del diseño de la presente estructura proyectada, se presenta en el plano:  
CP-04 (VA-01).- VALVULA DE AIRE  $\phi=250\text{mm}$

### 1.5. VALVULA COMPUERTA - CAMARA ROMPE PRESION T-6

La cámara rompe presión tipo 6 tiene la finalidad de regular la presión de agua transportada en la conducción principal, para que esta no produzca golpe de ariete en la tubería o pueda dañar algunos tramos de tubería. Se ubican en diferencias de altura menores a 50 o más metros (de acuerdo a la clase de la tubería a emplear).

  
MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221080

  
JUAN VELASQUEZ  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 260098

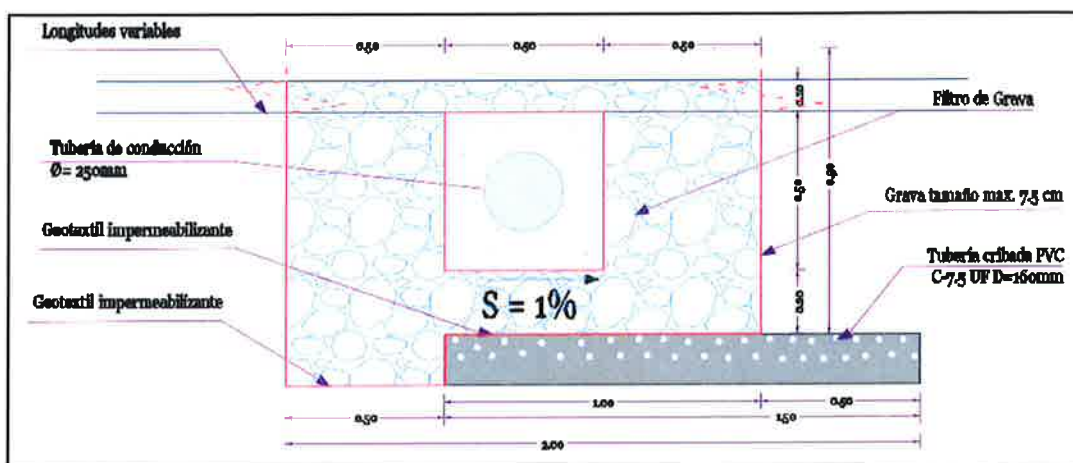


001814

A continuación, se detalla la ubicación de los drenes planteados en la conducción principal:

UBICACIÓN DE DREN CONDUCCIÓN PRINCIPAL					
Nº	PROGRESIVA INICIAL	PROGRESIVA FINAL	LONGITUD (m)	DIAMETRO DE TUBERIA (m)	TIPO DE TUBERIA
1	00+200	00+280	80.00	200 mm	PVC
2	01+040	01+080	40.00	200 mm	PVC
3	03+187	03+197	10.00	200 mm	PVC

Los detalles se presentan a continuación



El detalle del diseño de la presente estructura proyectada, se presenta en el plano: CP-06 (DR-01).- DREN

### 1.7. ALCANTARILLA

La alcantarilla se planteará en los cruces de carreteras, el cual servirá para la soportar las cargas vehiculares en dicho punto de encuentro, usualmente son de longitudes cortas. Para la conducción principal del proyecto se plantea una alcantarilla de 6.00 metros de longitud.

En la conducción principal se ubicará una alcantarilla:

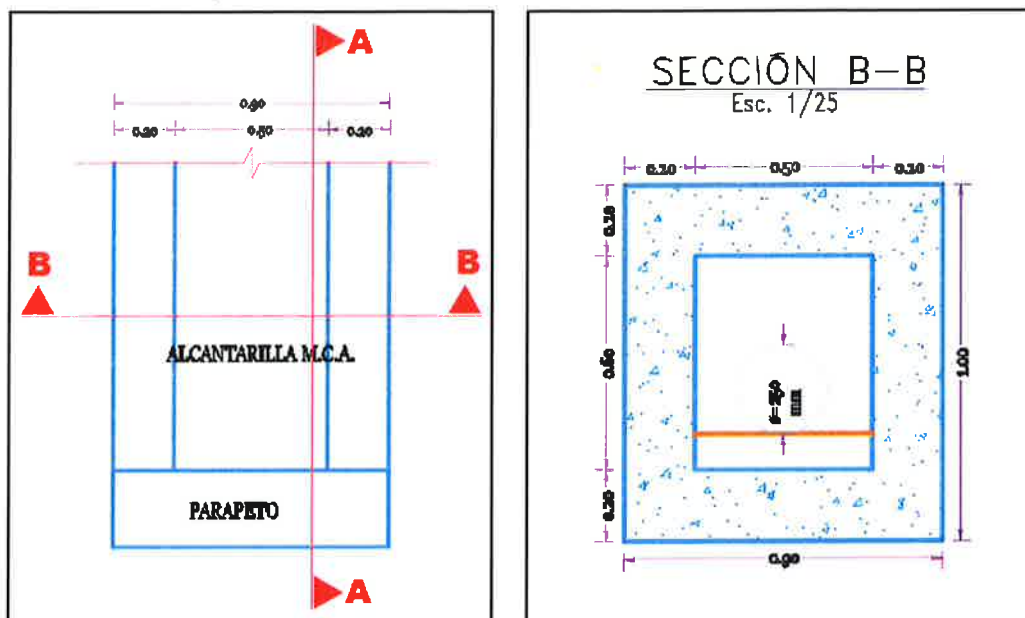
UBICACIÓN DE ALCANTARILLA - CONDUCCIÓN PRINCIPAL			
Nº	PROGRESIVA INICIAL	PROGRESIVA FINAL	LONGITUD (m)
1	05+117	05+123	6.00

Los detalles se presentan a continuación:

*Michael J. Tovar Medina*  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221060

*Nahui Velasquez*  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098

001613



El detalle del diseño de la presente estructura proyectada, se presenta en el plano: CP-07 (AL-01).- ALCANTARILLA

### 1.8. CANOAS TIPO II (L=8.00 m)

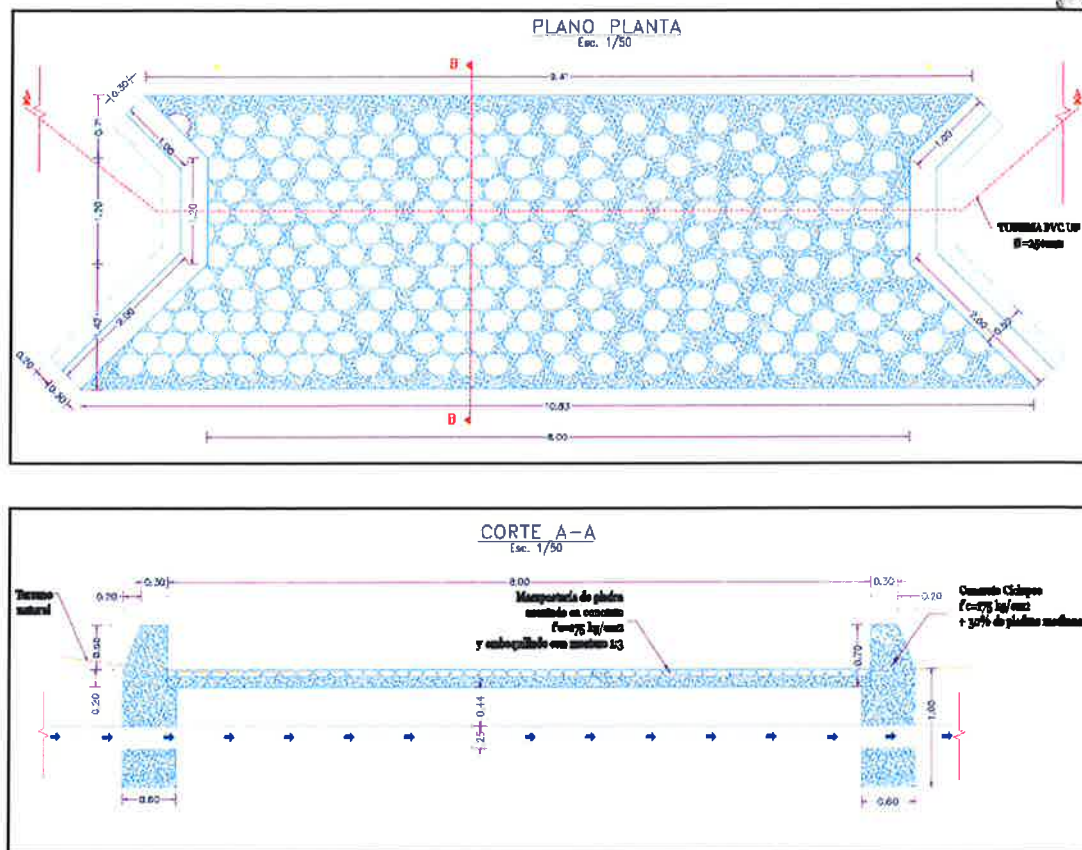
Son obras de arte que permiten conducir cursos de agua material de arrastre, sedimentos huaycos provenientes de una quebrada o presiones de mucha pendiente, sobre la tubería de la línea de conducción. Para el presente proyecto se plantean 2 canoas debido a los pases de quebradas existentes en el tramo de la línea de conducción, las cuales se encuentran en las siguientes progresivas:

UBICACIÓN DE CANOA TIPO II - CONDUCCIÓN PRINCIPAL			
Nº	PROGRESIVA	DIÁMETRO (mm)	LONGITUD (m)
1	01+940	200 mm	8.00
2	03+170	200 mm	8.00

El esquema general para las canoas proyectadas es la siguiente:

MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221060

NAHUI VELASQUEZ BOSCO ADONI  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098



El detalle del diseño de la presente estructura proyectada, se presenta en el plano CP-08 (CA-01) - CANOA TIPO II (L=8m)

### 1.9. DATOS DE ANCLAJE EN CONDUCCIÓN PRINCIPAL

En conducciones que trabajan a presión y sobre todo en diámetros de tubos grandes se deben de tomar las precauciones necesarias para absorber los esfuerzos que en determinados puntos puedan producirse durante el funcionamiento de la instalación.

Cuando la tubería está bajo presión interna y tiene un extremo cerrado, se presenta un empuje axial igual al producto de la presión del agua por el área de la sección de la tubería. Esta fuerza aparece igualmente en accesorios como codos, derivaciones o reducciones. En general estos empujes se producen siempre que la línea de la tubería cambia de dirección, se reduce de diámetro o tiene algún extremo cerrado. Para evitar que estos empujes puedan alterar la linealidad de la conducción debemos anclar la tubería en estos puntos críticos adosando normalmente un dado de anclaje.

  
MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221060

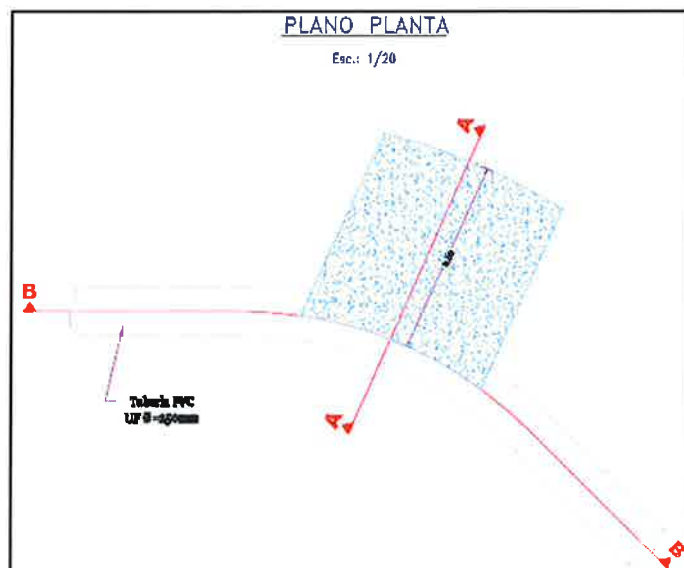
  
NAHUI VELASQUEZ ROSCO ALARID  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098



U01811

UBICACIÓN DE DATOS DE ANCLAJE - CONDUCCION PRINCIPAL		
Nº	PROGRESIVA	DIÁMETRO (mm)
1	00+336	200 mm
2	00+908	200 mm
3	01+138	200 mm
4	01+367	200 mm
5	01+725	200 mm
6	01+830	200 mm
7	02+225	200 mm
8	02+606	200 mm
9	03+454	200 mm
10	04+062	200 mm
11	04+301	200 mm
12	04+353	200 mm
13	04+443	200 mm
14	04+598	200 mm
15	04+773	200 mm
16	04+947	200 mm
17	05+136	200 mm
18	05+229	200 mm
19	05+407	200 mm

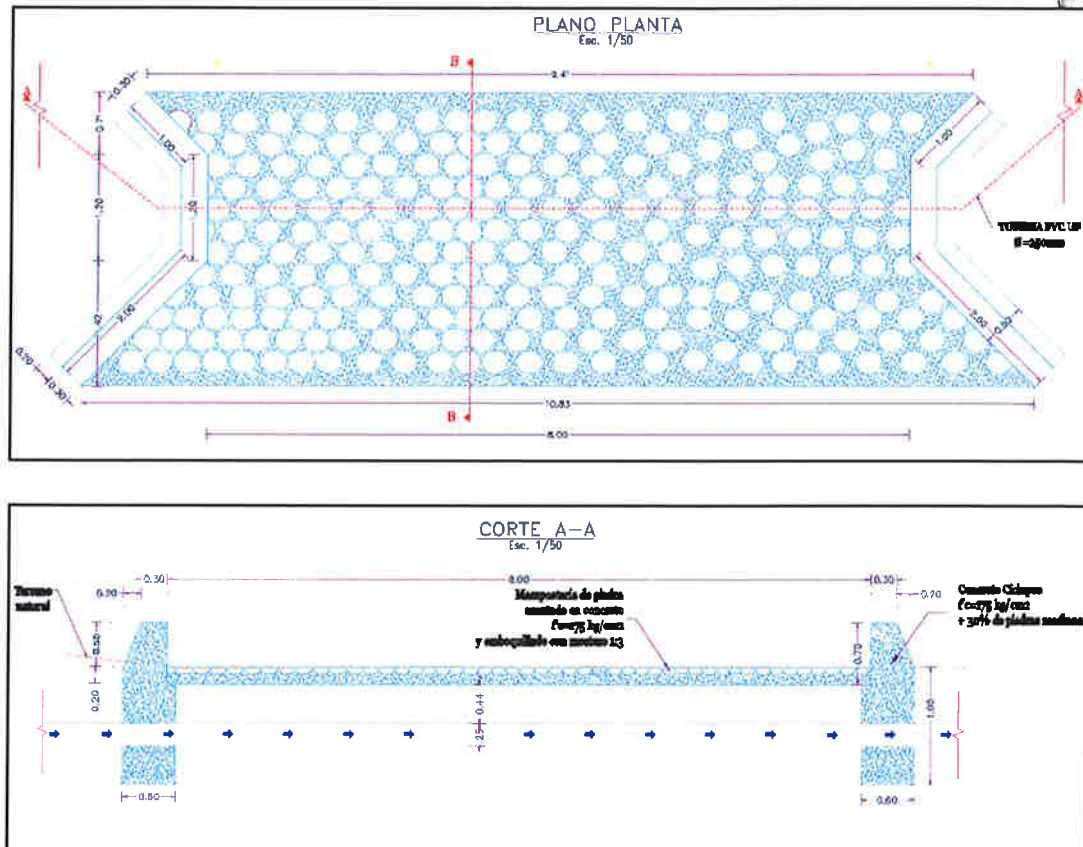
El esquema de los datos de anclaje proyectadas se presenta a continuación:



El detalle del diseño de la presente estructura proyectada, se presenta en el plano: CP-10 (DA-01)- DATOS DE ANCLAJE



901012



El detalle del diseño de la presente estructura proyectada, se presenta en el plano CP-08 (CA-01) - CANOA TIPO II (L=8m)

### 1.9. DATOS DE ANCLAJE EN CONDUCCIÓN PRINCIPAL

En conducciones que trabajan a presión y sobre todo en diámetros de tubos grandes se deben de tomar las precauciones necesarias para absorber los esfuerzos que en determinados puntos puedan producirse durante el funcionamiento de la instalación.

Cuando la tubería está bajo presión interna y tiene un extremo cerrado, se presenta un empuje axial igual al producto de la presión del agua por el área de la sección de la tubería. Esta fuerza aparece igualmente en accesorios como codos, derivaciones o reducciones. En general estos empujes se producen siempre que la línea de la tubería cambia de dirección, se reduce de diámetro o tiene algún extremo cerrado. Para evitar que estos empujes puedan alterar la linealidad de la conducción debemos anclar la tubería en estos puntos críticos adosando normalmente un dado de anclaje.

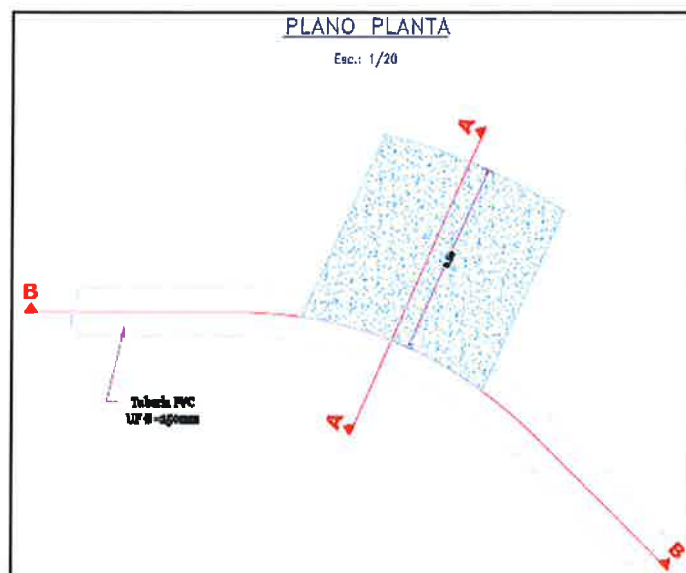
*Michael J. Tovar Medina*  
MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221060

*Nahui Velasquez Bosco*  
NAHUI VELASQUE BOSCO  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098

001811

UBICACIÓN DE DATOS DE ANCLAJE - CONDUCCION PRINCIPAL		
Nº	PROGRESIVA	DIÁMETRO (mm)
1	00+336	200 mm
2	00+908	200 mm
3	01+138	200 mm
4	01+367	200 mm
5	01+725	200 mm
6	01+830	200 mm
7	02+225	200 mm
8	02+606	200 mm
9	03+454	200 mm
10	04+062	200 mm
11	04+301	200 mm
12	04+353	200 mm
13	04+443	200 mm
14	04+598	200 mm
15	04+773	200 mm
16	04+947	200 mm
17	05+136	200 mm
18	05+229	200 mm
19	05+407	200 mm

El esquema de los datos de anclaje proyectadas se presenta a continuación:



El detalle del diseño de la presente estructura proyectada, se presenta en el plano: CP-10 (DA-01)- DADOS DE ANCLAJE

001810

## 1.10. RESERVORIO

Se construirán 1 reservorio de geo membrana de 113,842 m<sup>3</sup>, el cual se almacenará agua durante los meses de lluvia específicamente durante los meses de marzo, abril, mayo, octubre y noviembre, para ser usado durante los meses de déficit que son los meses de junio, julio, agosto y setiembre.

Con la finalidad de examinar mejor el comportamiento del sistema y evaluar minuciosamente los déficits y excedentes que se producirán en el sistema de embalse, se realizó una simulación del comportamiento del sistema a nivel mensual mediante el Método de PICO SECUENTE, durante todo el periodo de 06 años.

Las variables consideradas en el sistema son:

- Variables de entrada al modelo.
- Variables del modelo
- Variable de estado
- Variables de salida del modelo

### VARIABLES DE ENTRADA AL MODELO

Aportes al embalse. - Los aportes de agua al embalse, lo constituye, las descargas mensuales generadas por el rio Canipaco (Ubicación de la captación). Para realizar la simulación del embalse, estos valores serán cuantificados en unidades de volumen, cuyos resultados se presentan en el cuadro siguiente.

CUADRO N° 54

#### CAUDAL DE APOORTE DE LA CUENCA

CAUDAL DE APOORTE DE LA CUENCA											
N° de días	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30
Mes	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV
Caudal (l/s)	0.00	0.00	30.00	35.00	20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	13.50	20.00
Caudal (m <sup>3</sup> /s)	0.00	0.00	0.03	0.04	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.02
Aporte m <sup>3</sup> /mes	0.00	0.00	80,352.00	90,720.00	53,568.00	0.00	0.00	0.00	0.00	36,158.40	51,840.00

El caudal de aporte es el caudal solicitado para que el embalse opere correctamente, fue obtenido de la disponibilidad hídrica para el rio Canipaco otorgado en la RESOLUCIÓN DIRECTORAL N° 0460-2024-ANA-AAA.MAN, descontando la demanda de agua, para así asegurar la oferta disponible.

También se consideran las precipitaciones producidas en el embalse, teniendo las precipitaciones siguientes:

CUADRO N° 55

PRECIPITACIÓN EN EL VASO											
N° de días	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30
Mes	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV
Precipitación (mm/mes)	182.63	183.52	152.03	73.68	22.83	9.46	11.99	19.85	44.23	76.76	67.10

  
MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221000

  
NAHUEL VELASQUEZ  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268008



001009

**Demanda Total (DEFICIT DEL BALANCE CONSIDERANDO LA ACREDITACION HIDRICA ACTUAL).** - Es la demanda no cubierta por la cuenca sin regulación durante los meses de estiaje.

Al igual que en el caso anterior la demanda total para la simulación también se cuantificará en unidades de volumen.

**CUADRO N° 56**

CAUDAL DE DEMANDA DE RIEGO												
Días	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
Mes	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
Caudal (l/s)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.88	8.51	10.61	15.70	0.00	0.00	0.00
Caudal (m3/s)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.02	0.00	0.00	0.00
Aporte m3/mes	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4,864.84	22,794.15	28,417.91	40,691.08	0.00	0.00	0.00

El embalse se propone para irrigar durante los meses de déficit (junio, julio, agosto y setiembre). Cuyas demandas cuales fueron obtenidos del balance hídrico.

Evaporación del espejo de agua del embalse. - Los datos de evaporación son medidos en un tanque tipo - A.

**CUADRO N° 57**

DATOS DE EVAPORACIÓN PROMEDIO MENSUAL												
N° de días	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
Mes	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
Evaporación (mm/día)	1.40	0.80	1.30	1.80	2.10	2.20	2.20	2.30	2.10	2.30	2.20	1.80
Evaporación (mm/mes)	43.40	22.40	40.30	54.00	65.10	66.00	68.20	71.30	63.00	71.30	66.00	55.80

Los volúmenes mensuales de evaporación se encuentran multiplicando la evaporación por el área de espejo de agua del mes simulado.

Infiltración de agua del embalse. - No se considerarán valores de infiltración debido a que el reservorio se realizará con geomembrana.

#### VARIABLES DE ESTADO

Está definido por las características físicas del vaso de embalsamiento. Estas características físicas son explicadas por la relación altura - área - volumen del vaso de embalsamiento, los mismos que se presentan en el cuadro N° 58.

**CUADRO N° 58**

RELACION AREA - ALTURA - VOLUMEN

  
MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221060

  
NAHUEL VELASQUEZ ROSCO  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098



001808

Altura de la presa sobre el espejo de la laguna (m)	Cota (msnm)	Área (m <sup>2</sup> )	Volumen parcial (m <sup>3</sup> )	Volumen acumulado (m <sup>3</sup> )	Altura de la presa (m)
0.00	3763	14615.00	0.00	0.00	0.00
0.50	3763.5	14880.00	7,373.65	7,373.65	0.50
1.00	3764	15147.00	7,506.65	14,880.30	1.00
1.50	3764.5	15416.00	7,640.65	22,520.95	1.50
2.00	3765	15687.00	7,775.65	30,296.60	2.00
2.50	3765.5	15960.00	7,911.65	38,208.26	2.50
3.00	3766	16235.00	8,048.65	46,256.91	3.00
3.50	3766.5	16512.00	8,186.65	54,443.56	3.50
4.00	3767	16791.00	8,325.65	62,769.21	4.00
4.50	3767.5	17072.00	8,465.65	71,234.87	4.50
5.00	3768	17355.00	8,606.65	79,841.52	5.00
5.50	3768.5	17640.00	8,748.65	88,590.17	5.50
6.00	3769	17927.00	8,891.65	97,481.83	6.00

#### CONSIDERACIONES GENERALES

Para realizar la simulación del plan de operación del proyecto, se ha tenido en cuenta las siguientes consideraciones:

La simulación se realiza a nivel mensual para un período de 06 años (72 meses) de información disponible; con las demandas mensuales determinadas para la simulación.

El sistema se considera aislada hidrológicamente, sin otras fuentes de entrada y salida del mismo.

#### MODELO MATEMATICO UTILIZADO

Es aplicable para demanda variable y es un diagrama de volúmenes netos acumulados en función del tiempo.

- Sean  $E_i$  las entradas al vaso y  $D_i$  las salidas, se usa el siguiente procedimiento:
- Calcular las entredas netas al vaso ( $E_i - D_i$ ).
- Hallar el primer pico máximo ( $P_1$ ) de las entradas netas acumuladas.
- Localizar el pico seciente ( $P_2$ ) que sea mayor a  $P_1$ .
- Encontrar el valor más bajo ( $T_1$ ) entre el primer par de picos, y calcular  $P_1 - T_1$ .
- Buscar el pico seciente ( $P_3$ ) mayor a  $P_2$ .
- Encontrar el valor mínimo ( $T_2$ ) entre  $P_2$  y  $P_3$  y calcular  $P_2 - T_2$ .
- El volumen útil será la máxima diferencia entre dos valores extremos  $V_u = \max (P_i - T_i)$ .

#### RESULTADOS DE LA SIMULACION

  
MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221679

  
NAHUI VELASQUEZ  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098

001807

AÑO	MES	Días	Precip. (mm/mes)	Caudal (m³)	Espejo del embalse (m³)	Evap. (mm/mes)	Evap. en el embalse (m³)	Infil. (mm/mes)	Infil. en el embalse (m³)	Precip. en el embalse (m³)	Demanda de riego (m³)	Caudal ecológico (m³)	Ingreso neto (m³)	Ingreso neto acumulado (m³)	Máx./Mín.	Embalse a fin de mes (m³)	Vertedero (m³)	Estado del embalse
Año 1	JUN	30	9.46	0.00	0.00	66.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4,864.84	0.00	-4,864.84	-4,864.84		-4,864.84		Vacío
	JUL	31	11.99	0.00	0.00	66.20	0.00	0.00	0.00	0.00	22,794.15	0.00	-22,794.15	-27,658.98		-27,658.98		Vacío
	AGO	31	19.85	0.00	0.00	71.30	0.00	0.00	0.00	0.00	31,050.77	0.00	-31,050.77	-58,709.75		-58,709.75		Vacío
	SEP	30	44.23	0.00	0.00	63.00	0.00	0.00	0.00	0.00	52,269.18	0.00	-52,269.18	-110,978.93		-110,978.94		Vacío
	OCT	31	76.76	0.00	0.00	71.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-110,978.93		-110,978.94	0.00	Vacío
	NOV	30	67.10	51,840.00	0.00	66.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	51,840.00	-59,138.93		-59,138.94		Vacío
	DIC	31	143.44	0.00	0.00	55.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-59,138.93		-59,138.94	0.00	Vacío
	ENE	31	182.63	0.00	0.00	43.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-59,138.93		-59,138.94	0.00	Vacío
	FEB	28	183.52	0.00	0.00	22.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-59,138.93		-59,138.94	0.00	Vacío
	MAR	31	152.03	80,352.00	18,672.54	40.30	671.90	0.00	0.00	0.00	2,534.71	0.00	82,214.81	23,075.88		23,075.87		Lleno
	ABR	30	73.68	90,720.00	18,463.93	54.00	997.05	0.00	0.00	0.00	1,360.39	0.00	91,083.34	114,159.22		114,159.22		Lleno
	MAY	31	22.83	26,784.00	18,463.93	65.10	1,202.00	0.00	0.00	0.00	421.52	0.00	26,003.52	140,162.74	P1	113,842.25	26,003.52	Lleno
Año 2	JUN	30	9.46	0.00	18,273.56	66.00	1,206.05	0.00	0.00	172.92	4,864.84	0.00	-5,897.97	134,264.77		107,944.28		-
	JUL	31	11.99	0.00	17,504.82	66.20	1,193.83	0.00	0.00	209.86	22,794.15	0.00	-23,778.12	110,489.65		84,166.16		-
	AGO	31	19.85	0.00	16,447.71	71.30	1,172.72	0.00	0.00	326.50	31,050.77	0.00	-31,896.99	78,589.66	T1	52,269.17		-
	SEP	30	44.23	0.00	0.00	63.00	0.00	0.00	0.00	0.00	52,269.18	0.00	-52,269.18	26,320.48		0.00		-
	OCT	31	76.76	0.00	15,892.26	71.30	1,133.12	0.00	0.00	1,219.94	0.00	0.00	86.83	26,407.31		86.83		-
	NOV	30	67.10	51,840.00	17,624.18	66.00	1,163.20	0.00	0.00	1,182.62	0.00	0.00	51,859.43	78,266.74		51,946.26		-
	DIC	31	143.44	0.00	17,674.33	55.80	886.23	0.00	0.00	2,535.22	0.00	0.00	1,548.99	79,815.73		53,495.25		-
	ENE	31	182.63	0.00	17,754.11	43.40	770.53	0.00	0.00	3,242.45	0.00	0.00	2,471.92	82,287.65		55,967.17		-
	FEB	28	183.52	0.00	17,846.93	22.40	399.77	0.00	0.00	3,275.24	0.00	0.00	2,875.46	85,163.11		58,842.63		-
	MAR	31	152.03	80,352.00	18,463.93	40.30	744.10	0.00	0.00	2,807.06	0.00	0.00	82,414.96	167,578.07		113,842.25		Lleno
	ABR	30	73.68	90,720.00	18,463.93	54.00	997.05	0.00	0.00	1,360.39	0.00	0.00	91,083.34	258,661.41		113,842.25	91,083.34	Lleno
	MAY	31	22.83	26,784.00	18,463.93	65.10	1,202.00	0.00	0.00	421.52	0.00	0.00	26,003.52	284,664.93	P2	113,842.25	26,003.52	Lleno
Año 3	JUN	30	9.46	0.00	18,273.56	66.00	1,206.05	0.00	0.00	172.92	4,864.84	0.00	-5,897.97	278,766.96		107,944.28		-
	JUL	31	11.99	0.00	17,504.82	66.20	1,193.83	0.00	0.00	209.86	22,794.15	0.00	-23,778.12	254,988.84		84,166.16		-
	AGO	31	19.85	0.00	16,447.71	71.30	1,172.72	0.00	0.00	326.50	31,050.77	0.00	-31,896.99	223,091.86	T2	52,269.17		-
	SEP	30	44.23	0.00	0.00	63.00	0.00	0.00	0.00	0.00	52,269.18	0.00	-52,269.18	170,822.68		0.00		-
	OCT	31	76.76	0.00	15,892.26	71.30	1,133.12	0.00	0.00	1,219.94	0.00	0.00	86.83	170,909.50		86.83		-
	NOV	30	67.10	51,840.00	17,624.18	66.00	1,163.20	0.00	0.00	1,182.62	0.00	0.00	51,859.43	222,768.93		51,946.26		-
	DIC	31	143.44	0.00	17,674.33	55.80	886.23	0.00	0.00	2,535.22	0.00	0.00	1,548.99	224,317.92		53,495.25		-
	ENE	31	182.63	0.00	17,754.11	43.40	770.53	0.00	0.00	3,242.45	0.00	0.00	2,471.92	226,789.84		55,967.17		-
	FEB	28	183.52	0.00	17,846.93	22.40	399.77	0.00	0.00	3,275.24	0.00	0.00	2,875.46	229,665.31		58,842.63		-
	MAR	31	152.03	80,352.00	18,463.93	40.30	744.10	0.00	0.00	2,807.06	0.00	0.00	82,414.96	312,080.27		113,842.25		Lleno
	ABR	30	73.68	90,720.00	18,463.93	54.00	997.05	0.00	0.00	1,360.39	0.00	0.00	91,083.34	403,163.61		113,842.25	91,083.34	Lleno
	MAY	31	22.83	26,784.00	18,463.93	65.10	1,202.00	0.00	0.00	421.52	0.00	0.00	26,003.52	429,167.13	P3	113,842.25	26,003.52	Lleno
Año 4	JUN	30	9.46	0.00	18,273.56	66.00	1,206.05	0.00	0.00	172.92	4,864.84	0.00	-5,897.97	423,269.16		107,944.28		-
	JUL	31	11.99	0.00	17,504.82	66.20	1,193.83	0.00	0.00	209.86	22,794.15	0.00	-23,778.12	399,491.04		84,166.16		-
	AGO	31	19.85	0.00	16,447.71	71.30	1,172.72	0.00	0.00	326.50	31,050.77	0.00	-31,896.99	367,594.05	T3	52,269.17		-
	SEP	30	44.23	0.00	0.00	63.00	0.00	0.00	0.00	0.00	52,269.18	0.00	-52,269.18	315,324.87		0.00		-
	OCT	31	76.76	0.00	15,892.26	71.30	1,133.12	0.00	0.00	1,219.94	0.00	0.00	86.83	315,411.70		86.83		-
	NOV	30	67.10	51,840.00	17,624.18	66.00	1,163.20	0.00	0.00	1,182.62	0.00	0.00	51,859.43	367,271.13		51,946.26		-
	DIC	31	143.44	0.00	17,674.33	55.80	886.23	0.00	0.00	2,535.22	0.00	0.00	1,548.99	368,820.12		53,495.25		-
	ENE	31	182.63	0.00	17,754.11	43.40	770.53	0.00	0.00	3,242.45	0.00	0.00	2,471.92	371,292.04		55,967.17		-
	FEB	28	183.52	0.00	17,846.93	22.40	399.77	0.00	0.00	3,275.24	0.00	0.00	2,875.46	374,167.50		58,842.63		-
	MAR	31	152.03	80,352.00	18,463.93	40.30	744.10	0.00	0.00	2,807.06	0.00	0.00	82,414.96	456,582.46		113,842.25		Lleno
	ABR	30	73.68	90,720.00	18,463.93	54.00	997.05	0.00	0.00	1,360.39	0.00	0.00	91,083.34	547,665.80		113,842.25	91,083.34	Lleno
	MAY	31	22.83	26,784.00	18,463.93	65.10	1,202.00	0.00	0.00	421.52	0.00	0.00	26,003.52	573,669.32	P4	113,842.25	26,003.52	Lleno
Año 5	JUN	30	9.46	0.00	18,273.56	66.00	1,206.05	0.00	0.00	172.92	4,864.84	0.00	-5,897.97	567,771.35		107,944.28		-
	JUL	31	11.99	0.00	17,504.82	66.20	1,193.83	0.00	0.00	209.86	22,794.15	0.00	-23,778.12	543,993.23		84,166.16		-
	AGO	31	19.85	0.00	16,447.71	71.30	1,172.72	0.00	0.00	326.50	31,050.77	0.00	-31,896.99	512,096.25	T4	52,269.17		-
	SEP	30	44.23	0.00	0.00	63.00	0.00	0.00	0.00	0.00	52,269.18	0.00	-52,269.18	459,827.07		0.00		-
	OCT	31	76.76	0.00	15,892.26	71.30	1,133.12	0.00	0.00	1,219.94	0.00	0.00	86.83	459,913.89		86.83		-
	NOV	30	67.10	51,840.00	17,624.18	66.00	1,163.20	0.00	0.00	1,182.62	0.00	0.00	51,859.43	511,773.32		51,946.26		-
	DIC	31	143.44	0.00	17,674.33	55.80	886.23	0.00	0.00	2,535.22	0.00	0.00	1,548.99	513,322.31		53,495.25		-
	ENE	31	182.63	0.00	17,754.11	43.40	770.53	0.00	0.00	3,242.45	0.00	0.00	2,471.92	515,794.23		55,967.17		-
	FEB	28	183.52	0.00	17,846.93	22.40	399.77	0.00	0.00	3,275.24	0.00	0.00	2,875.46	518,669.70		58,842.63		-
	MAR	31	152.03	80,352.00	18,463.93	40.30	744.10	0.00	0.00	2,807.06	0.00	0.00	82,414.96	601,084.66		113,842.25		Lleno
	ABR	30	73.68	90,720.00	18,463.93	54.00	997.05	0.00	0.00	1,360.39	0.00	0.00	91,083.34	692,168.00		113,842.25	91,083.34	Lleno
	MAY	31	22.83	26,784.00	18,463.93	65.10	1,202.00	0.00	0.00	421.52	0.00	0.00	26,003.52	718,171.52	P5	113,842.25	26,003.52	Lleno
Año 6	JUN	30	9.46	0.00	18,273.56	66.00	1,206.05	0.00	0.00	172.92	4,864.84	0.00	-5,897.97	712,273.55		107,944.28		-
	JUL	31	11.99	0.00	17,504.82	66.20	1,193.83	0.00	0.00	209.86	22,794.15							



001806

- Tramo 02 del km 06+790 al km 09+140 (Suministro e instalación de tuberías PVC UF C-5.0  $\varnothing=200$  mm L=2,350 ml) (Se ubica un sifón desde el km 07+585 al km 07+752)
- Tramo 03 del km 09+140 al km 09+380 (Suministro e instalación de tuberías PVC UF C-5.0  $\varnothing=160$  mm L=240 ml)
- Tramo 04 del km 09+380 al km 09+500 (Suministro e instalación de tuberías PVC UF C-5.0  $\varnothing=110$  mm L=120 ml)

#### e. Parámetros Máximos y Mínimos Permisibles

El cálculo del comportamiento de las presiones a lo largo de la tubería de trasvase se realizó utilizando la ecuación de Hazen-Williams. Cuyos resultados se presenta a continuación:

De acuerdo a la normatividad vigente las velocidades del flujo dentro de la tubería deben estar en el siguiente rango:

- Mayor que 0.6 m/s A menores velocidades existe colmatación de materiales finos que ingresan a la tubería por suspensión.
- Menor que 3 m/s A mayores velocidades el esfuerzo cortante puede erosionar las paredes de la tubería.

Además, también se tendrá en cuenta las presiones de trabajo y estáticas, siendo las primeras determinadas por el tipo de aspersor los cuales están dentro de una presión de trabajo de 10 mca a 50 mca y las presiones estáticas estarán dadas por la clase de tubería a utilizar las cuales son C-5, el cual tiene un soporte de presión de 50 mca.

#### f. Caudal de diseño

El caudal de diseño será de 87 l/s, el cual será utilizado para irrigar el área de beneficio. Se trabajará con 32 tomas laterales, cada toma lateral tendrá un caudal de 2.72 l/s.

#### g. Carga estática y dinámica

La carga estática máxima aceptable para la línea de conducción será de 50 mca y la Carga Dinámica mínima será de 5 mca y para las redes de distribución (en los hidrantes) las cargas dinámicas estarán entre 15 a 40 mca,

La tubería no podrá alcanzar la línea de gradiente hidráulico (LGH) en ningún punto de su trazado.

#### h. Dimensionamiento

Para el dimensionamiento de la tubería, se tendrán en cuenta las siguientes condiciones:

Línea de gradiente hidráulica (L. G. H.)

La línea de gradiente hidráulica estará siempre por encima del terreno. En los puntos críticos se podrá cambiar el diámetro para mejorar la pendiente.

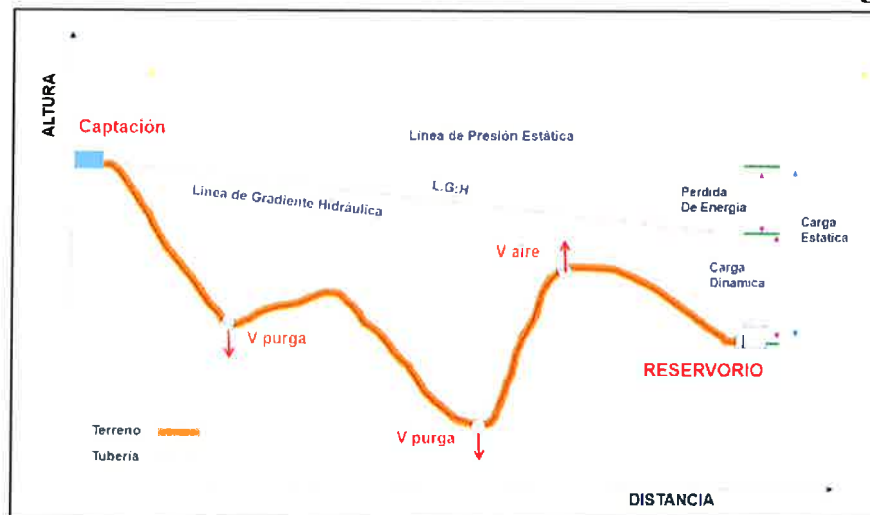


MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221060



NAHUI VELASQUEZ Bocco  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 221060

001805



Pérdida de carga unitaria ( $h_f$ )

Para el propósito de diseño se consideran:

- Ecuaciones de Hazen y Williams.

El cálculo del diámetro de la tubería podrá realizarse utilizando las siguientes fórmulas:

Para tuberías la ecuación de Hazen-Williams:

$$H_f = 10,674 * [Q^{1.852} / (C^{1.852} * D^{4.86})] * L$$

Siendo:

$H_f$ , pérdida de carga continua, en m.

$Q$ , Caudal en  $m^3/s$

$D$ , diámetro interior en m (ID)

$C$ , Coeficiente de Hazen Williams (adimensional)

- Acero sin costura	$C=120$
- Acero soldado en espiral	$C=100$
- Hierro fundido dúctil con revestimiento	$C=140$
- Hierro galvanizado	$C=100$
- Polietileno	$C=140$
- PVC	$C=150$

$L$ , Longitud del tramo, en m.

Presión

En la línea de conducción, la presión representa la cantidad de energía gravitacional contenida en el agua.

Para el cálculo de la línea de gradiente hidráulica (LGH), se aplicará la ecuación de Bernoulli:

$$Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2 * g} = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2 * g} + H_f$$



MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221060



MIHUI VELAZQUEZ BOSCÁ  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098



001804

Siendo:

Z: cota altimétrica respecto a un nivel de referencia en m

$P/\gamma$ : altura de carga de presión, en m, P es la presión y  $\gamma$  el peso específico del fluido

V: velocidad del fluido en m/s

$H_f$ : pérdida de carga de 1 a 2, incluyendo tanto las pérdidas lineales (o longitudinales) como las locales.

Si como es habitual,  $V_1=V_2$  y  $P_1$  está a la presión atmosférica, la expresión se reduce a:

$$P_2/\gamma = Z_1 - Z_2 - H_f$$

La presión estática máxima de la tubería no debe ser mayor al 75% de la presión de trabajo especificada por el fabricante, debiendo ser compatibles con las presiones de servicio de los accesorios y válvulas a utilizarse.

Se calcularán las pérdidas de carga localizadas  $\Delta H_i$  en las piezas especiales y en las válvulas, las cuales se evaluarán mediante la siguiente expresión:

$$\Delta H_i = K_i \frac{V^2}{2g}$$

#### WATERGEMS

Para dicho cálculo se empleó el software WATERGEMS; en el cual se determinó los diámetros de tuberías a utilizar, la geometría de las redes en concordancia con la topografía, los caudales de demanda para cada hidrante.

LATERAL PRIMARIO				
REPORTE DE TOMAS - RED DE DISTRIBUCION				
NODO	ELEVACION (m)	DEMANDA (L/s)	GRADIENTE HIDRAULICA (m)	PRESION (m H2O)
TO-1	3,736.63	2.72	3,741.26	4.62
TO-2	3,735.23	2.72	3,739.51	4.27
TO-3	3,732.79	2.72	3,736.63	3.84
TO-4	3,731.04	2.72	3,734.71	3.66
TO-5	3,730.34	2.72	3,733.98	3.63
TO-6	3,729.64	2.72	3,733.31	3.66
TO-7	3,721.94	2.72	3,722.64	0.70
TO-8	3,720.19	2.72	3,721.17	0.98
TO-9	3,719.14	2.72	3,720.36	1.21
TO-10	3,717.04	2.72	3,718.85	1.81

001803

TO-11	3,714.59	2.72	3,717.23	2.64
TO-12	3,713.20	2.72	3,716.38	3.18
TO-13	3,706.20	2.72	3,712.51	6.29
TO-14	3,703.40	2.72	3,708.32	4.91
TO-15	3,702.35	2.72	3,706.91	4.55
TO-16	3,700.96	2.72	3,705.63	4.66
TO-17	3,691.61	2.72	3,691.59	-0.02
TO-18	3,690.91	2.72	3,690.91	0.00
TO-19	3,688.11	2.72	3,688.54	0.43
TO-20	3,684.26	2.72	3,685.69	1.43
TO-21	3,683.56	2.72	3,685.24	1.68
TO-22	3,682.86	2.72	3,684.86	2.00
TO-23	3,682.15	2.72	3,684.54	2.39
TO-24	3,681.87	2.72	3,684.23	2.36
TO-25	3,681.59	2.72	3,683.98	2.39
TO-26	3,681.31	2.72	3,683.79	2.47
TO-27	3,681.03	2.72	3,683.64	2.61
TO-28	3,680.75	2.72	3,683.54	2.78
TO-29	3,680.47	2.72	3,683.47	2.99
TO-30	3,680.19	2.72	3,683.22	3.02
TO-31	3,679.91	2.72	3,683.10	3.18
TO-32	3,679.63	2.72	3,683.06	3.43

LATERAL PRIMARIO									
REPORTE DE TUBERIAS - RED DE DISTRIBUCION									
TUBERIA	LONGI TUD (m)	NODO INICIAL	NODO FINAL	DIAMETRO INTERNO (mm)	MATE RIAL	HAZEN- WILLIAMS	CAUDAL (L/s)	VELOC IDAD (m/s)	PERDIDA DE CARGA (m/m)
TUB-33	20.00	H-27	J-2	160.00	PVC	150	13.593	0.68	0.003
TUB-34	20.00	J-2	H-28	160.00	PVC	150	13.593	0.68	0.003
TUB-22	38.66	CRP-4	H-17	200.00	PVC	150	43.499	1.39	0.008
TUB-30	40.00	H-24	H-25	160.00	PVC	150	21.750	1.08	0.006
TUB-36	40.00	H-29	H-30	110.00	PVC	150	8.156	0.86	0.006
TUB-31	40.00	H-25	H-26	160.00	PVC	150	19.031	0.95	0.005
TUB-29	40.00	H-23	H-24	160.00	PVC	150	24.468	1.22	0.008
TUB-37	40.00	H-30	H-31	110.00	PVC	150	5.437	0.57	0.003
TUB-35	40.00	H-28	H-29	160.00	PVC	150	10.875	0.54	0.002
TUB-32	40.00	H-26	H-27	160.00	PVC	150	16.312	0.81	0.004
TUB-38	40.00	H-31	H-32	110.00	PVC	150	2.719	0.29	0.001
TUB-20	45.00	CRP-2	CRP-3	200.00	PVC	150	43.499	1.39	0.008
TUB-19	50.00	H-16	CRP-2	200.00	PVC	150	43.499	1.39	0.008
TUB-8	100.00	H-6	CRP-5	250.00	PVC	150	70.686	1.44	0.006
TUB-26	100.00	H-20	H-21	200.00	PVC	150	32.624	1.04	0.004
TUB-28	100.00	H-22	H-23	200.00	PVC	150	27.187	0.87	0.003
TUB-7	100.00	H-5	H-6	250.00	PVC	150	73.405	1.50	0.007
TUB-27	100.00	H-21	H-22	200.00	PVC	150	29.906	0.95	0.004
TUB-23	100.00	H-17	H-18	200.00	PVC	150	40.780	1.30	0.007
TUB-6	100.00	H-4	H-5	250.00	PVC	150	76.124	1.55	0.007
TUB-11	150.00	H-8	H-9	250.00	PVC	150	65.249	1.33	0.005
TUB-17	150.00	H-14	H-15	200.00	PVC	150	48.937	1.56	0.009
TUB-18	150.00	H-15	H-16	200.00	PVC	150	46.218	1.47	0.009
TUB-5	250.00	H-3	H-4	250.00	PVC	150	78.842	1.61	0.009



INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221000



INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098

001802

TUB-21	166.34	CRP-3	CRP-4	200.00	PVC	150	43.499	1.39	0.008
TUB-3	200.00	H-1	H-2	250.00	PVC	150	84.280	1.72	0.009
TUB-14	200.00	H-11	H-12	250.00	PVC	150	57.093	1.16	0.004
TUB-10	250.00	H-7	H-8	250.00	PVC	150	67.968	1.39	0.006
TUB-4	350.00	H-2	H-3	250.00	PVC	150	81.561	1.66	0.008
TUB-12	300.00	H-9	H-10	250.00	PVC	150	62.530	1.27	0.005
TUB-13	350.00	H-10	H-11	250.00	PVC	150	59.811	1.22	0.005
TUB-24	400.00	H-18	H-19	200.00	PVC	150	38.062	1.21	0.006
TUB-16	400.00	H-13	H-14	200.00	PVC	150	51.655	1.64	0.010
TUB-25	550.00	H-19	H-20	200.00	PVC	150	35.343	1.13	0.005
TUB-9	1000.00	CRP-5	H-7	250.00	PVC	150	70.686	1.44	0.006
TUB-15	1000.00	H-12	H-13	250.00	PVC	150	54.374	1.11	0.004
TUB-2	2500.00	R-2	H-1	250.00	PVC	150	86.998	1.77	0.009

LATERAL PRIMARIO								
REPORTE DE CAMARA ROMPE PRESION - RED DE DISTRIBUCION								
CRP	ELEVACION (m)	DIAMETRO INTERNO (mm)	COTA PEZO METRICA (salida) (m)	PRESION DE SALIDA (m H <sub>2</sub> O)	CAUDAL (L/s)	COTA PEZO METRICA (entrada) (m)	GRADIENTE HIDRAULICO (m)	PRESION REDUCIDA (VRP) (m)
CRP-2	3698.81	200	3,698.81	0.00	43.499	3,705.25	3698.810	6.439
CRP-3	3696.88	152.4	3,696.88	0.00	43.499	3,698.47	3696.880	1.588
CRP-4	3691.88	152.4	3,691.88	0.00	43.499	3,695.62	3691.880	3.735
CRP-5	3728.94	250	3,728.94	0.00	70.686	3,732.68	3728.940	3.736

## 2.2. VALVULAS DE AIRE

El agua siempre contiene aire disuelto, este aire se va manifestar en forma de burbujas cuando se produce un aumento de temperatura y/o una disminución de la presión.

Las válvulas de aire tienen la función de eliminar el aire existente en las tuberías para garantizar un buen funcionamiento del mismo. Las ubicaciones de estas válvulas serán de acuerdo a las recomendaciones de fábrica de este tipo de accesorios, se trabajó ubicando las válvulas de aire cada 400 metros de distancia en los laterales.

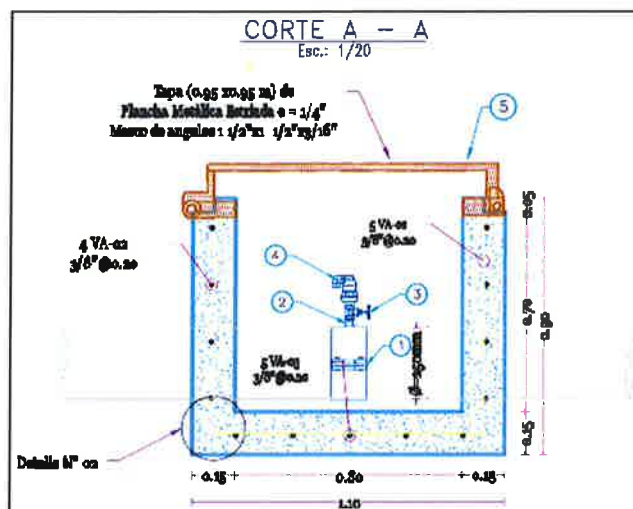
Las válvulas de aire de acuerdo a los diámetros de la tubería se tienen de  $\phi = 250$  y 200 mm, estos se encontrarán ubicados en las siguientes progresivas del lateral:

  
MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221000

  
NAHUI VELASQUEZ BOSCÓ ABAD  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 260098



0001800



El detalle del diseño de la presente estructura proyectada, se presenta en el plano: LP-02 (VA-01).- VALVULA DE AIRE  $\phi=250$  mm; LP-02 (VA-02).- VALVULA DE AIRE  $\phi=200$

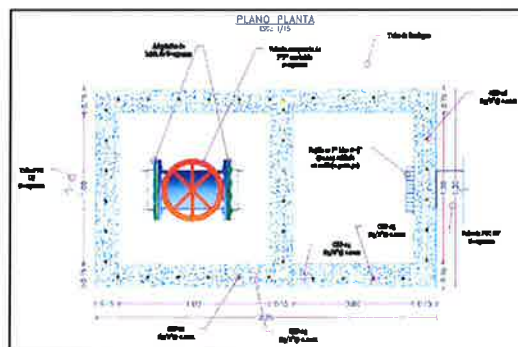
### 2.3. VALVULA COMPUERTA - CAMARA ROMPE PRESION T-6

La cámara rompe presión tipo 6 tiene la finalidad de regular la presión de agua transportada en la conducción principal, para que esta no produzca golpe de ariete en la tubería o pueda dañar algunos tramos de tubería. Se ubican en diferencias de altura menores a 50 o más metros (de acuerdo a la clase de la tubería a emplear).

La cámara rompe presión tipo 6 serán de diámetro 250mm y 200mm, las cuales se ubican en las siguientes progresivas de los laterales:

UBICACIÓN DE CRP - LATERAL PRINCIPAL		
N°	PROGRESIVA	DIÁMETRO (mm)
2	03+540	250 mm
3	07+540	200 mm

El esquema del CRP-T6  $\phi=250$ mm proyectado se presenta a continuación:

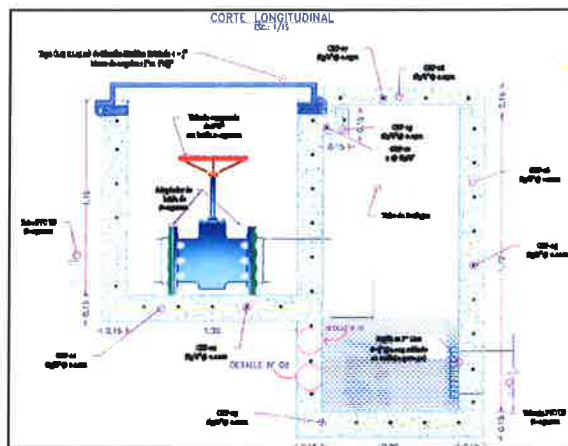


*2000 Edo*  
**MICHAEL J. TOVAR MEDINA**  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221060

*Bambur*  
**NAHUI VELASQUE BOSCO ARDEL**  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098



001799



El detalle del diseño de la presente estructura proyectada, se presenta en el plano:  
LP-03 (CRP-01).- CAMARA ROMPE PRESION (T6)  $\phi=250\text{mm}$ ; LP-03 (CRP-02).-  
CAMARA ROMPE PRESION (T6)  $\phi=200\text{mm}$

#### 2.4. VALVULA COMPUERTA

Las válvulas de compuerta se construirán para regular el flujo en las redes de distribución, esta estructura se utilizará para distribuir el agua equitativamente en todo el sistema de riego. En el lateral principal se tiene 5 válvulas compuerta de  $\phi = 250\text{mm}$ , 3 válvulas de aire de  $\phi = 200\text{mm}$  y 2 válvulas de aire de  $\phi = 160\text{mm}$ .

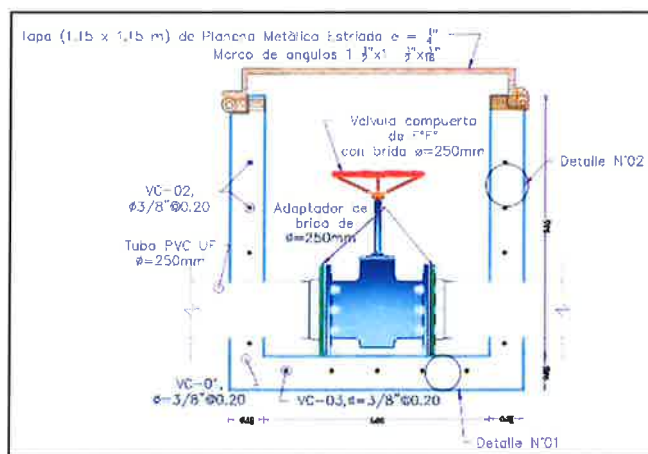
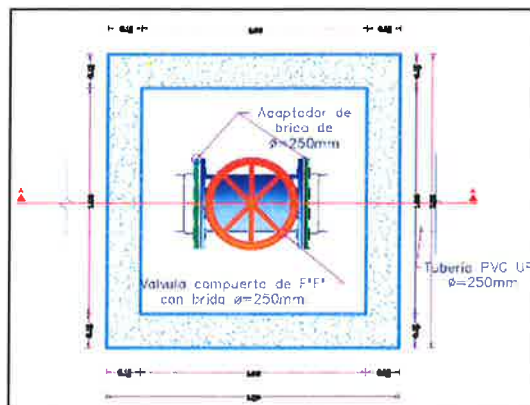
UBICACIÓN DE VALVULA COMPUERTA- LATERAL PRINCIPAL		
Nº	PROGRESIVA	DIÁMETRO (mm)
1	02+645	250 mm
2	03+245	250 mm
3	04+795	250 mm
4	05+245	250 mm
5	05+795	250 mm
6	07+195	200 mm
7	07+895	200 mm
8	09+045	200 mm
9	09+225	160 mm
10	09+345	160 mm

El esquema de la válvula compuerta de diámetro 250 mm proyectada se presenta a continuación:

  
MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221080

  
NAHUI VELASQUEZ BOSCO  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP. N° 268098

001798



El detalle del diseño de la presente estructura proyectada, se presenta en el plano:

LP-04 (VC-01).- VÁLVULA COMPUERTA  $\phi=250$  mm;

LP-04 (VC-02).- VÁLVULA COMPUERTA  $\phi=200$  y 160 mm

## 2.5. SIFÓN

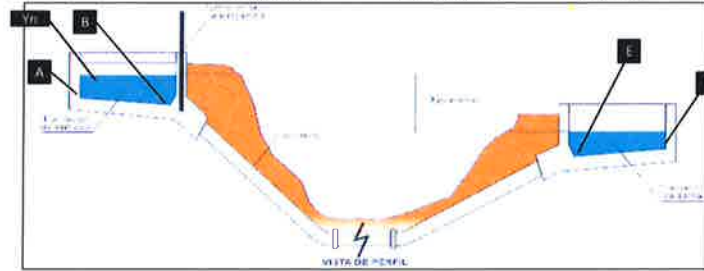
Los sifones invertidos son conductos cerrados que trabajan a presión, se utilizan para conducir el agua en el cruce de un canal con una depresión topográfica o quebrada, también para pasar por debajo de un camino, una vía de ferrocarril, un dren o incluso otro canal.

  
 MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
 INGENIERO CIVIL  
 CIP. N° 221080

  
 NAHUEL VELASQUEZ BOSCO  
 INGENIERO CIVIL  
 Reg. CIP N° 269998

001797

Dimensionar un sifón invertido entre dos canales rectangulares ( $b=0.70$  m, pendiente= $0.002$  m/m) con capacidad de conducir  $44$  l/s con una



Datos

$b = 0.50$  m  
 $S = 0.002$  m/m  
 $Q = 44.00$  l/s  
 $yn = 0.1451$  m  
 $v = 0.6067$  m/s  
Cota A =  $3696.88$  msnm  
Cota F =  $3691.88$  msnm  
Ld =  $167.00$  m

Progresiva A =  $7645.00$   
Progresiva F =  $7812.00$

Datos:  
Caudal (Q)  $0.064$  m<sup>3</sup>/s  
Pérdida de carga (h<sub>f</sub>)  $0.50$  m  
Velocidad (v)  $0$  m/s  
Pérdida de carga (h<sub>f</sub>)  $0.015$  m  
Pérdida de carga (h<sub>f</sub>)  $0.002$  m/m



Resultados:  
Área transversal (A)  $0.1451$  m<sup>2</sup>  
Área transversal (A)  $0.0175$  m<sup>2</sup>  
Longitud (L)  $0.0000$  m  
Área transversal (A)  $0.0000$  m<sup>2</sup>  
Tensión (T)  $0.0000$  m

Área transversal  $0.1451$  m<sup>2</sup>  
Área transversal (A)  $0.0175$  m<sup>2</sup>  
Área transversal  $0.0000$  m<sup>2</sup>  
Área transversal (A)  $0.0000$  m<sup>2</sup>

Calculamos

$\Delta Z = \text{Cota F} - \text{Cota A}$   
 $\Delta Z = 5.00$  m

Se asume una velocidad preliminar del entubado, siendo:

$2.50$  m/s

Se calcula el área de la sección transversal del conducto correspondiente:

$Q = Vd \times Ad$   
 $Ad = Q/Vd$   
 $Ad = 0.018$  m<sup>2</sup>

Se elige una tubería de PVC con rugosidad absoluta de  $2 \times 10^{-5}$  para este caso de sección circular:

Se calcula el diámetro del tubo elegido, que es:



$D = 0.150$  m  
 $D = 5.894$  pulgadas

Se busca un diámetro comercial equivalente, se tiene:

$D = 8$  pulgadas, equivalente a  $0.203$  m

Recalculamos el área transversal del tubo y a velocidad del flujo entubado

$A = 0.032$  m<sup>2</sup>  
 $vd = 1.357$  m/s

MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221008

NAHUI VELASQUEZ BASSO ADIBEL  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098

001796

Para calcular la pérdida de carga en la rejilla de entrada, suponemos que esta se compone de barra de 1/4" de diámetro, espaciada 5 cm entre sí (un sexto del diámetro del tubo) e inclinada 75° respecto a la horizontal. Luego:  
Aplicamos la formula de Kirshmmmer:

donde:

$h_{re}$  = pérdida de carga por rejilla de entrada (m)  
F = factor de forma; igual a 1.79 para barras circulares y 2.42 para barras rectangulares  
 $e_b$  = espesor de la barra (m) ( $\phi$  en barras circulares, ancho de barras rectangulares)  
 $S_b$  = espacio libre entre barras (m)  
 $v_c$  = velocidad de aproximación en el canal (m/s)  
 $\phi$  = ángulo que forman las barras con la horizontal  
g = aceleración de la gravedad ( $m/s^2$ )

$h_{re} = 0.008 \text{ m}$

Se calcula la longitud de transición de entrada, resulta:

$L_t = 0.790 \text{ m}$   
 $L_t = 0.800 \text{ m}$  asumida

Pérdida por transición de entrada resulta:

$h_{te} = 0.030 \text{ m}$

El nivel del agua sobre el punto B resulta:

$NA_B = NA_A - h_{re} - h_{te}$   
 $NA_B = 3696.99$  0.11 m sobre el fondo de canal de entrada

Suponiendo que el diseño prevee una inclinación de 25° para el tubo en su primer tramo descendente

$D_{pe} = 0.210 \text{ m}$

Se fija el porcentaje de ahogamiento a % en 45%. El valor de la cota B será:

Cota B = 3696.68 msnm 0.20 m debajo del fondo de canal de entrada

$a = 0.09 \text{ m}$

Se calcula la pérdida de carga or entrada al conducto  $h_e$ :

$h_e = 0.047 \text{ m}$  Con entrada de aristas de ángulo recto

Para el cálculo de las pérdidas menores en la tubería se supone emplear 2 codos de radio corto, 2 codos de radio gigante, una tee en sentido recto.

$\sum k_m = 2 \times 0.9 + 6 \times 0.6 + 1 \times 0.3$   
 $\sum k_m = 5.70$

Las pérdidas menores suman:

$\sum h_m = 0.535 \text{ m}$

La formula para determinar las perdidas por fricción es la de Manning:

$h_f = 2.46 \text{ m}$

  
MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP N° 2210-0

  
NAHUEL VELASQUEZ Rosado  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098



001795

Se calcula ahora la pérdida de salida por ampliación, suponiendo que el flujo en el canal de salida tendrá las mismas dimensiones que el canal de entrada, esto es, 0.600 x 0.0613:

$$V_{salida} = \frac{Q}{A_{canal}}$$

$V_{salida} = 0.6065 \text{ m/s}$

la pérdida de carga en la ampliación de salida es:

$$h_s = \frac{V_{salida}^2 - V_{entrada}^2}{2g}$$

$h_s = 0.029 \text{ m}$

La pérdida de carga por rejilla de salida, asumiendo un diseño idéntico a la rejilla será:

$$h_{rs} = K \left( \frac{V_{salida}}{S_{D0}} \right)^2 \times \frac{V_{salida}^2}{2g} \times \sin \alpha$$

$h_{rs} = 0.008$

La pérdida de carga total es:

$$h_t = h_s + h_{rs} + h_{f1} + h_{f2} + h_{f3} + h_{f4}$$

$h_t = 3.112 \text{ m}$

Se calcula sobre la solera el canal luego de la transición y luego la rejilla.

Cota F = Cota A - 1.10 x hf  
Cota F = 3693.46 msnm -1.58

La cota de nivel de aguas en la salida, sobre el punto F, cota NA.

Cota NAf = Cota F + yF + hrs  
Cota NAf = 3693.610 msnm

La cota de nivel de aguas en la salida, sobre el punto E:

Cota NAe = Cota NAf + h  
Cota NAe = 3693.639 msnm

Se calcula D/6 = 0.059 m y se define un valor igual a 0.05 cm

La proyección vertical del diámetro, asumiendo que el último tramo de la tubería forma un ángulo de 20° con la horizontal, tendrá el valor:

$$D_{ps} = \frac{D}{\sin \alpha}$$

$D_{ps} = 0.159 \text{ m}$

Finalmente se calcula la cota en el punto E:

Cota E = Cota NAe - Dps - as  
Cota E = 3693.43 msnm

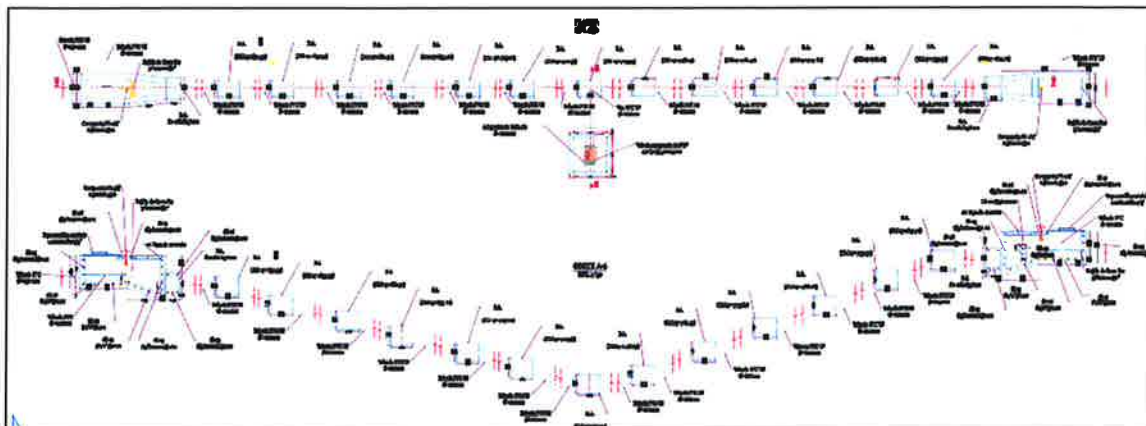
En el lateral principal se proyectan 1 sifón.

UBICACIÓN DE SIFON - LATERAL PRINCIPAL			
N°	PROGRESIVA INICIAL	PROGRESIVA FINAL	LONGITUD (m)
1	07+585	07+752	167.00

  
MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221060

  
JUAN VELÁSQUEZ BOSCA  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268099

801794

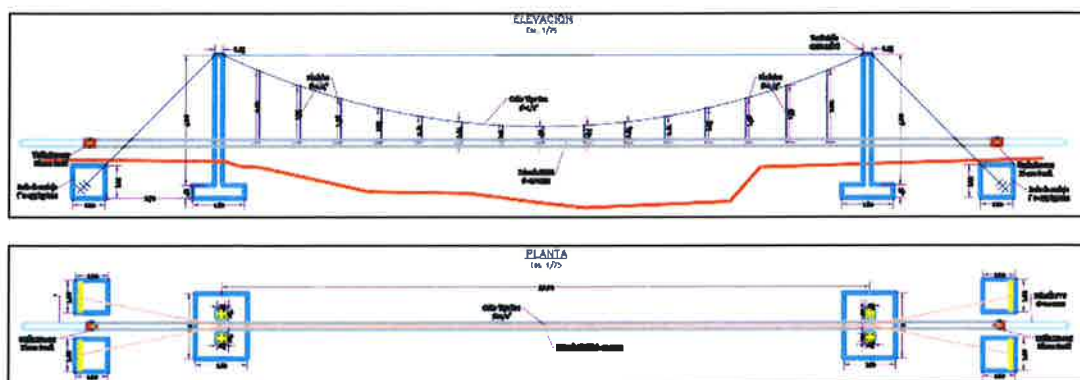


El detalle del diseño de la presente estructura proyectada, se presenta en el plano: LP-05 (SI-01) - SIFON

## 2.6. PASE AÉREO TIPO I (L=20.00 m)

Se construirá un pase aéreo, el cual tiene la función de llevar a la conducción en el cruce de una quebrada en el recorrido de la línea de conducción, para el presente proyecto se tiene un pase aéreo con longitud de L=20 m, esto para que se tenga una altura suficiente para el paso del agua de por debajo de esta estructura. La ubicación del pase aéreo se detalla a continuación:

UBICACIÓN DE PASE AEREO - LATERAL PRINCIPAL			
Nº	PROGRESIVA	PROGRESIVA	LONGITUD (m)
1	07+650	07+670	20



El detalle del diseño de la presente estructura proyectada, se presenta en el plano:  
LP-06 (PA-01).-PASE AEREO L=20m

  
**MICHAEL J. TOVAR MEDINA**  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221080

  
**NAHUI VELASQUE BOSC**  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098

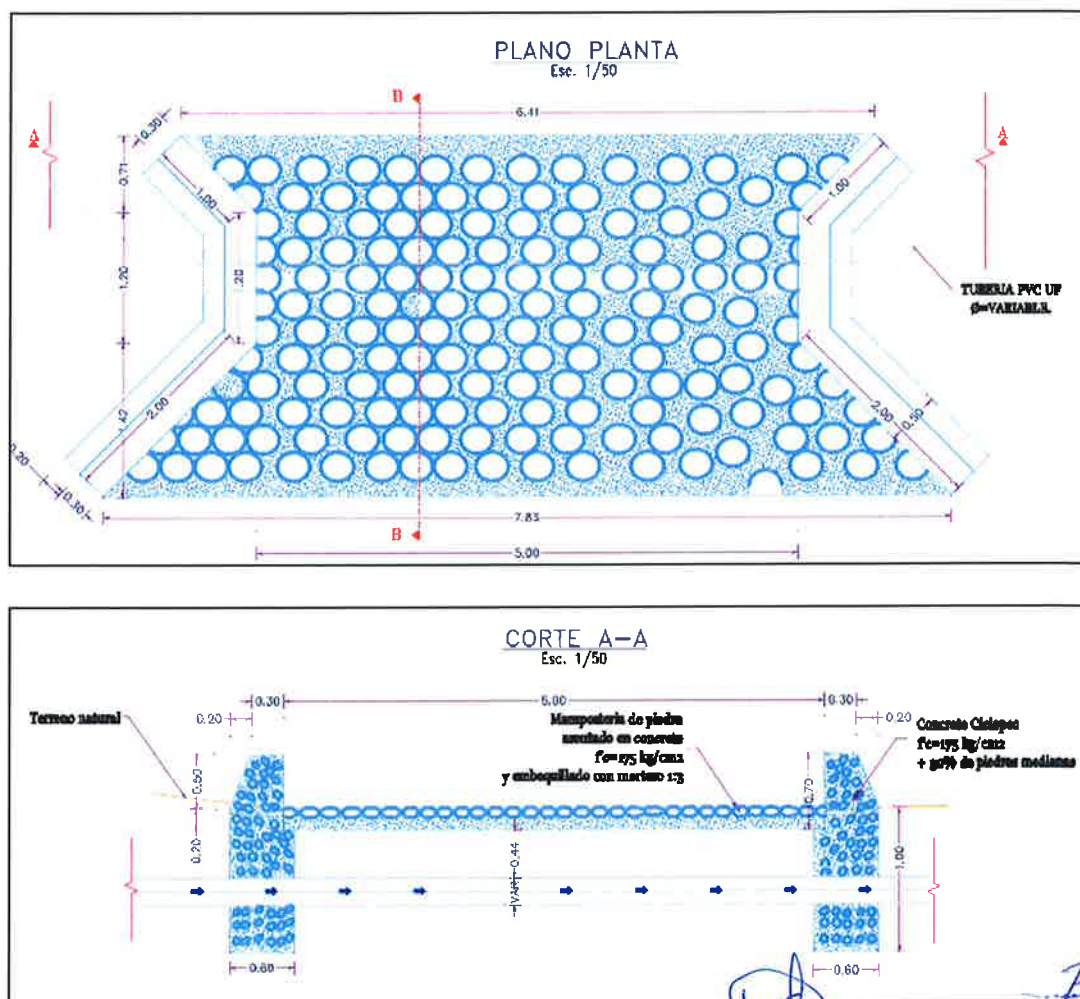
001793

## 2.7. CANOAS

Son obras de arte que permiten conducir cursos de agua material de arrastre, sedimentos huaycos prevenientes de una quebrada o presiones de mucha pendiente, sobre la tubería de la línea de conducción. Para el presente proyecto se plantean 3 canoas en el lateral principal, debido a los pases de quebradas existentes en el tramo de la línea de conducción, las cuales se encuentran en las siguientes progresivas:

UBICACIÓN DE CANOA TIPO I- LATERAL PRINCIPAL			
Nº	PROGRESIVA	DIÁMETRO (mm)	LONGITUD (m)
3	06+480	250 mm	5.00
4	07+830	200 mm	5.00
5	07+850	200 mm	5.00

El esquema general para las canoas proyectadas es la siguiente:



MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221000



NAHUI VELASQUEZ ROSCO  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098



001792-

El detalle del diseño de la presente estructura proyectada, se presenta en el plano: LP-07 (CA-01).- CANOA TIPO I ( L=5m)

## 2.8. DADOS DE ANCLAJE

En conducciones que trabajan a presión y sobre todo en diámetros de tubos grandes se deben de tomar las precauciones necesarias para absorber los esfuerzos que en determinados puntos puedan producirse durante el funcionamiento de la instalación.

Cuando la tubería está bajo presión interna y tiene un extremo cerrado, se presenta un empuje axial igual al producto de la presión del agua por el área de la sección de la tubería. Esta fuerza aparece igualmente en accesorios como codos, derivaciones o reducciones. En general estos empujes se producen siempre que la línea de la tubería cambia de dirección, se reduce de diámetro o tiene algún extremo cerrado. Para evitar que estos empujes puedan alterar la linealidad de la conducción debemos anclar la tubería en estos puntos críticos adosando normalmente un dado de anclaje.

Los datos de anclaje se encontrarán ubicados en las siguientes progresivas del lateral principal:

El esquema de los datos de anclaje proyectadas se presenta a continuación:

UBICACIÓN DE DADOS DE ANCLAJE - LATERAL PRINCIPAL			UBICACIÓN DE DADOS DE ANCLAJE - LATERAL PRINCIPAL		
Nº	PROGRESIVA	DIÁMETRO (mm)	Nº	PROGRESIVA	DIÁMETRO (mm)
1	00+030	250 mm	20	03+789	250 mm
2	00+159	250 mm	21	03+881	250 mm
3	00+306	250 mm	22	04+008	250 mm
4	00+478	250 mm	23	04+310	250 mm
5	00+810	250 mm	24	04+388	250 mm
6	01+112	250 mm	25	04+635	250 mm
7	01+226	250 mm	26	04+841	250 mm
8	01+385	250 mm	27	05+054	250 mm
9	01+485	250 mm	28	05+730	250 mm
10	01+731	250 mm	29	06+846	200 mm
11	01+983	250 mm	30	07+052	200 mm
12	02+619	250 mm	31	07+232	200 mm
13	02+852	250 mm	32	07+285	200 mm
14	03+073	250 mm	33	07+444	200 mm
15	03+155	250 mm	34	08+057	200 mm
16	03+475	250 mm	35	08+569	200 mm
17	03+593	250 mm	36	08+737	200 mm
18	03+642	250 mm	37	08+918	200 mm
19	03+752	250 mm	38	09+308	160 mm



MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221088



NAHUI VELASQUE ROSCO  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098



001791



El detalle del diseño de la presente estructura proyectada, se presenta en el plano: LP-09 (DA-01).- DADOS DE ANCLAJE

## 2.9. TOMA LATERAL

Las tomas laterales son estructuras hidráulicas que se proyectan para derivar el agua hacia las áreas de terrenos beneficiarios, ya sea de los laterales primarios o de los laterales secundarios que conforma el proyecto.

Las Tomas Lateral se encontrarán ubicados en las siguientes progresivas del lateral principal:

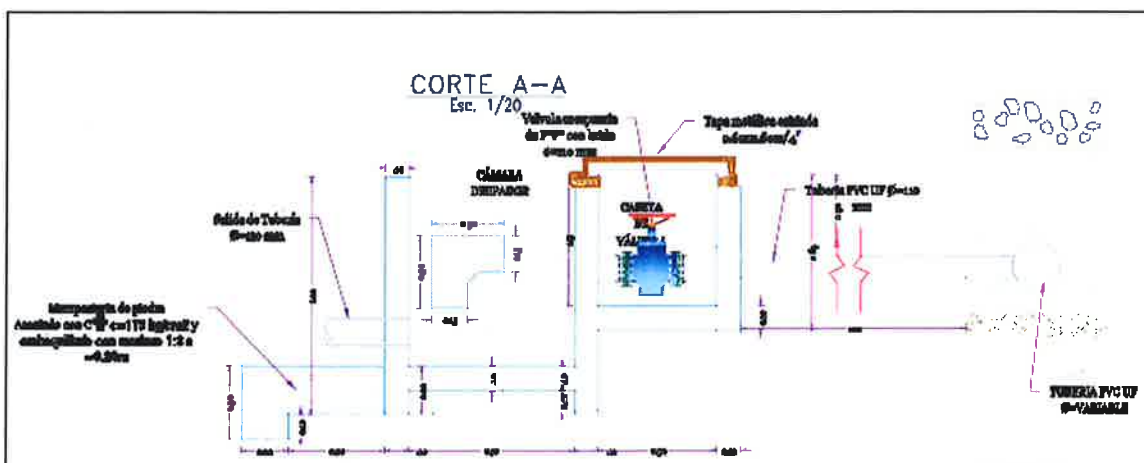
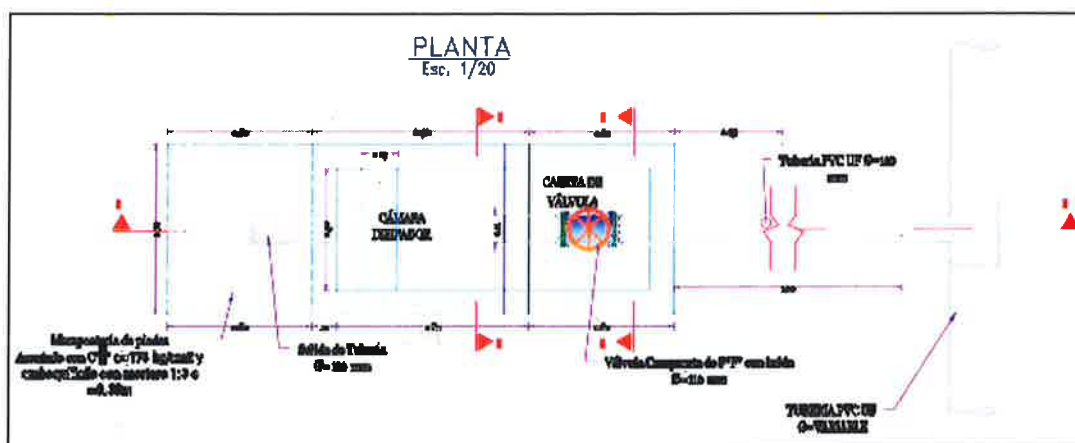
UBICACIÓN DE TOMAS LATERALES - LATERAL PRINCIPAL			UBICACIÓN DE TOMAS LATERALES - LATERAL PRINCIPAL		
Nº	PROGRESIVA	DIÁMETRO (mm)	Nº	PROGRESIVA	DIÁMETRO (mm)
1	02+440	110 mm	17	07+790	110 mm
2	02+640	110 mm	18	07+890	110 mm
3	02+990	110 mm	19	08+290	110 mm
4	03+240	110 mm	20	08+840	110 mm
5	03+340	110 mm	21	08+940	110 mm
6	03+440	110 mm	22	09+040	110 mm
7	04+540	110 mm	23	09+140	110 mm
8	04+790	110 mm	24	09+180	110 mm
9	04+940	110 mm	25	09+220	110 mm
10	05+240	110 mm	26	09+260	110 mm
11	05+590	110 mm	27	09+300	110 mm
12	05+790	110 mm	28	09+340	110 mm
13	06+790	110 mm	29	09+380	110 mm
14	07+190	110 mm	30	09+420	110 mm
15	07+340	110 mm	31	09+460	110 mm
16	07+490	110 mm	32	09+500	110 mm

MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221000

NAHUI VELASQUEZ  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098

001790

El esquema de la toma lateral proyectada se presenta a continuación:



El detalle del diseño de la presente estructura proyectada, se presenta en el plano: LP-08 (TL-01).- TOMA LATERAL

### 3. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Los caudales utilizados para el diseño de las diferentes estructuras en el sistema son los siguientes:

ESTRUCTURA	RIO CANIPACO
	CAUDAL
BOCATOMA (REJILLA DE CAPTACIÓN)	59 L/s
DESARENADOR	59 L/s
CONDUCCIÓN PRINCIPAL	59 L/s



Michael J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221060



Mihui VELASQUEZ Basco  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098

001789

LATERALES	87 L/s
TOMA LATERAL	2.72 L/s

- El tirante máximo para el diseño de muros en la bocatoma es de 1.16 metros.
- El presente Planteamiento Hidráulico, se realizó teniendo en cuenta las condiciones topográficas, hidrológicas, hidráulicas, geotécnicas y ambientales.
- Se propone la construcción de un reservorio de geo membrana de 113,842 m<sup>3</sup>, el cual se almacenará agua durante los meses de lluvia específicamente durante los meses de marzo, abril, mayo, octubre y noviembre, para ser usado durante los meses de déficit que son los meses de junio, julio, agosto y setiembre., con lo cual se cubrirá los déficits existentes.
- Para la conducción principal, se proyecta el uso de Tubería PVC C-5  $\phi=200$ ; debido a la topografía.
- Los laterales se proyectan de tubería PVC-UF C-5 debido a la topografía accidentada además de los deslizamientos aledaños a la línea de conducción, los cálculos se realizaron utilizando la ecuación de Hazen - Williams.
- Las obras de arte proyectados en el sistema de riego serán de concreto simple, ciclópeo y armado. Las cuales servirán para el correcto funcionamiento de las líneas de conducción y distribución.
- Se recomienda la ejecución de las obras de arte consideraras en el proyecto, según las dimensiones, materiales, accesorios y demás de acuerdo a lo indicado en los planos y especificaciones técnicas ya que cumplen con una función específica para el correcto funcionamiento de todo el sistema de riego.

  
MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221000

  
NAHUI VELASQUEZ BOSCO ADACHI  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 263098



# DISEÑO ESTRUCTURAL

## PROYECTO:

**“CREACION DEL SERVICIO DE PROVISION DE AGUA PARA  
RIEGO EN LAS ZONAS MEDIA Y BAJA DE LAS LOCALIDADES  
DEL CENTRO POBLADO DE CHONGOS ALTO,  
LLAMAPSHILLON Y PALMAYOC DISTRITO DE CHONGOS ALTO  
DE LA PROVINCIA DE HUANCAYO DEL DEPARTAMENTO DE  
JUNIN”, CUI. 2617783**



**CHONGOS ALTO – HUANCAYO - JUNIN  
2024**



*Michael A. Tovar Medina*  
**MICHAEL A. TOVAR MEDINA**  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221000



*Nahui Velasquez Basso*  
**NAHUI VELASQUEZ BASSO**  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098



001787

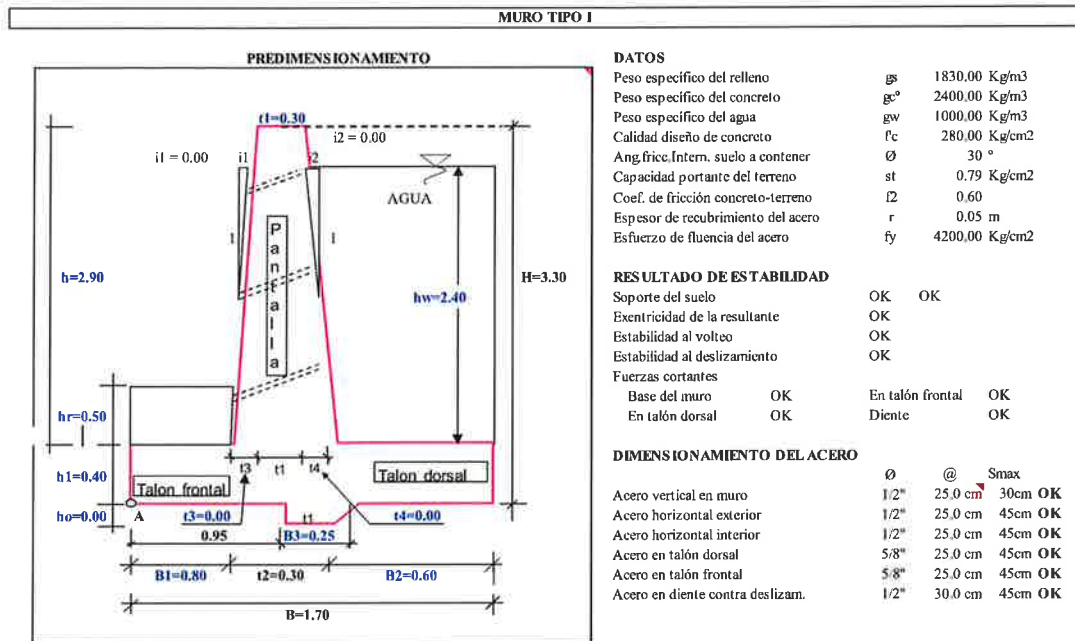
## CONTENIDO

1. BOCATOMA.....	3
1.1. MURO DE BOCATOMA TIPO I (H=2.90 metros).....	3
1.2. MURO DE BOCATOMA TIPO I (H=4.70 metros).....	7
2. DESARENADOR .....	11
3. PASE AEREO.....	13
3.1. PASE AEREO L=20.00 m.....	13
4. ALCANTARILLAS.....	21
5. CÁMARA ROMPE PRESION .....	28
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	31

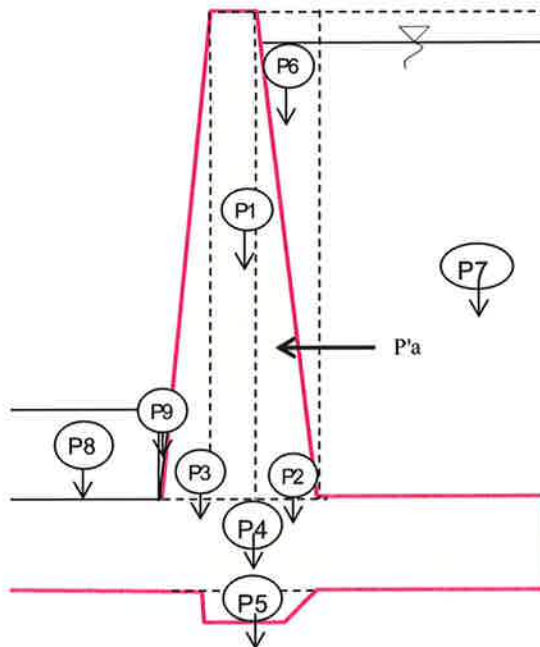
## DISEÑO ESTRUCTURAL

### 1. BOCATOMA

#### 1.1. MURO DE BOCATOMA TIPO I (H=2.90 metros)



#### ESQUEMATIZACION DE LAS CARGAS



001785

## CÁLCULOS

### 1 CÁLCULO DE LOS COEFICIENTES DE PRESIÓN ACTIVA Y PASIVA

Para un relleno con superficie superior horizontal, se tiene

$$K_a = (1 - \text{SEN}\theta)/(1 + \text{SEN}\theta) = 0.34$$

$$K_p = (1 + \text{SEN}\theta)/(1 - \text{SEN}\theta) = 2.96$$

### 2 CÁLCULO DEL MOMENTO DE VUELCO DEBIDO A LA PRESIÓN ACTIVA Pa

Pi	Pa (Tn)	Yi (m)	Mv (Tn-m)
Empuje activo	$1/2 * K_a * g_w * h_1^2$	0.05	0.13
Empuje del agua	$0.5 * g_w * h_w^2$	2.88	0.80
<b>TOTAL</b>	<b>2.930 Tn</b>		<b>2.310 Tn-m</b>

### 3 CÁLCULO DEL MOMENTO DE VOLTEO Mv CON RESPECTO AL PUNTO "A" DEBIDO AL SUELO

Pi	Pi (Tn)	Xi (m)	Mr (Tn-m)
P1	$t_1 * h * g_c^o$	2.088	0.950
P2	$1/2 * (t_4 * h) * g_c^o$	0.000	1.100
P3	$1/2 * (t_3 * h) * g_c^o$	0.000	0.800
P4	$B * h_1 * g_c^o$	1.632	0.850
P5	$1/2 * (t_1 + B_3) * h_o * g_c^o$	0.000	1.088
P6	$1/2 * (t_4 * h_w) * g_w$	0.000	1.100
P7	$B_2 * h_w * g_w$	1.440	1.400
P8	$h_r * B_1 * g_s$	0.732	0.400
P9	$t_3 * h_r^2 * g_s / (2 * h)$	0.000	0.800
<b>TOTAL</b>	<b>5.892 Tn</b>		<b>5.680</b>

### 4 CÁLCULO DEL PUNTO DE APLICACIÓN DE LA FUERZA ACTUANTE

$$X = (M_r - M_v) / P = 0.57 \text{ m}$$

Excentricidad

$$e = B/2 - X = 0.28 \text{ m, como } e < B/6, \text{ entonces OK}$$

$$q_{\max} = P(1 + 6e/B)/B = 0.69 \text{ kg/cm}^2 < C_{ps} = 0.79 \text{ OK}$$

$$q_{\min} = P(1 - 6e/B)/B = 0.01 \text{ kg/cm}^2 < C_{ps} = 0.79 \text{ OK}$$

$$\text{Luego, } q = (q_{\min} q_{\max}) / B * X + q_{\max}$$

$$\text{Para } X = B_1, q_1 = 3,666.05 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Para } X = B_1 + t_2, q_2 = 2,465.02 \text{ kg/m}^2$$

### 5 CHEQUEO POR VOLTEO (Cv)

$$C_v = M_r / M_v = 2.46 > FSV = 2 \text{ OK}$$

### 6 CHEQUEO POR DESLIZAMIENTO (Cd)

El deslizamiento se puede producir en la interfase base del muro y el suelo

$$\text{Coefic. de fricción } m = 0.60$$

El deslizamiento se puede producir entresuelo-suelo por debajo de la base del muro

$$m = 0.9 * \tan(\theta_s) = 0.51$$

Utilizando el menor m, se tiene:

$$P_p = 1/2 * K_p * g_s * (h_o + h_1 + h_r)^2 = 2.195$$

$$FD = (m * P + P_p) / P_a = 1.80 > FSD = 1.5 \text{ OK}$$

### 7 CÁLCULO DEL ACERO EN EL MURO

Cálculo de presión activa que hace fallar la pantalla

Pi	Pa (Tn)	Yi (m)	Mv (Tn-m)
Empuje del agua	$0.5 * g_w * h_w^2$	2.88	0.80
<b>TOTAL</b>	<b>2.880 Tn</b>		<b>2.304 Tn-m</b>

$$\text{Luego, el } M_u = 1.7 * M_v = 3.92 \text{ Tn-m}$$

001784

Cálculo del peralte efectivo (d)  
 $d = t_2 - r = 25.00 \text{ cm}$

Calculo de la cuantía del acero mediante el parámetro  $R_u$ :

$$R_u = M_u / (b \cdot d^2), \text{ para } b = 1 \text{ m}, R_u = 6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Por otro lado, } R_u = 0.9 \cdot p \cdot F_y \cdot (1 - 0.59 \cdot p \cdot F_y / f_c)$$

$$\text{Resolviendo la ecuación cuadrática, } p = 0.16 \%$$

Area de acero vertical

$$A_s = p \cdot d \cdot b, b = 100, A_s = 4.03 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mín}} = 0.0015 b \cdot t_2 = 4.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Luego resulta } A_s = 4.50 \text{ cm}^2$$

Area del acero horizontal

De la base hasta la parte media

$$A_{s \text{ mín}} = 0.0025 b \cdot t_2 = 7.50 \text{ cm}^2$$

De la parte media a superior

$$A_{s \text{ mín}} = 0.0025 b \cdot t' = 7.50 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento máximo del acero

$$S <= 3d \text{ Y } S <= 45 \text{ cm}$$

## 8 DISTRIBUCIÓN DEL ACERO EN EL MURO

Distribución del acero vertical

$$\text{Usar } \emptyset \frac{1}{2}'' @ 25.0 \text{ cm} \quad S_{\text{max}} / 2 = 30 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

Como el ancho de la corona > 25 cm, colocar acero en las dos caras

Distribución del acero horizontal exterior

$$\text{Usar } \emptyset \frac{1}{2}'' @ 25.0 \text{ cm} \quad S_{\text{max}} = 45 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

Distribución del acero horizontal interior

$$\text{Usar } \emptyset \frac{1}{2}'' @ 25.0 \text{ cm} \quad S_{\text{max}} = 45 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

## 9 LONGITUD DE ANCLAJE PARA EL ACERO VERTICAL

$$\text{Para } \emptyset < 7/8, \quad L = \emptyset \cdot f_y \cdot 0.9 / (6.63 \cdot f_c^{0.5})$$

$$\text{Para } \emptyset \geq 7/8, \quad L = \emptyset \cdot f_y \cdot 0.9 / (5.31 \cdot f_c^{0.5})$$

$$\text{Luego, resulta } L = 43 \text{ cm}$$

## 10 CORTE DE LA MITAD DEL ACERO VERTICAL

Momento resistente en base y corona para el acero elegido a doble espaciamento, es decir

$$1/2'' @ 25 \text{ cm} \quad \text{Luego } A_s = 5.16 \text{ cm}^2 \quad S_{\text{max}} = 45 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

$$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_c \cdot 100) = 0.91 \text{ cm}$$

$$\text{En la corona } M_1 = \emptyset \cdot A_s \cdot f_y \cdot (t_1 - r - a/2) = 4.79 \text{ Tn-m}$$

$$\text{En la base } M_2 = \emptyset \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2) = 4.88 \text{ Tn-m}$$

Hallando la intersección de la ecuación cúbica del DMF y la recta formada

por  $M_1$  y  $M_2$ , se determina el punto de intersección para  $h_i =$

$$\text{El corte de la mitad del refuerzo vertical se efectuará en } h_i + d = -0.65 \text{ m}$$

$$-0.40 \text{ m}$$

NO REQUIERE

## 11 VERIFICACIÓN DE LA FUERZA CORTANTE EN LA BASE DEL MURO

$$V_u = 1.7 \cdot (1/2 \cdot K_a \cdot g_s \cdot h^2 + K_a \cdot g_s \cdot h_s \cdot h) = 0 \text{ Kg}$$

$$\emptyset V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot f_c^{0.5} \cdot b \cdot d = 18846 \text{ Kg}$$

$$\text{Como } V_u < \emptyset V_c, \quad \text{OK}$$

## 12 CÁLCULO DE ARMADURA PRINCIPAL EN LOSA DE CIMENTACIÓN TALON DORSAL

Talón dorsal

$$W_u = 1.4 \cdot (g_s \cdot h + h_1 + C156 + h_1 \cdot g_c) + 1.7 \cdot S_c = 8774 \text{ Kg/m}$$

$$M_u = W_u \cdot B^2 / 2 - 1.7 \cdot (q_2 \cdot B^2 / 6 + q_{\text{min}} \cdot B^2 / 3) = 1315 \text{ Kg-m}$$

Calculo de la cuantía del acero mediante el parámetro  $R_u$ :

$$R_u = M_u / (b \cdot d^2), \text{ para } b = 1 \text{ m}, R_u = 1.07 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Por otro lado, } R_u = 0.9 \cdot p \cdot F_y \cdot (1 - 0.59 \cdot p \cdot F_y / f_c)$$

$$\text{Resolviendo la ecuación cuadrática, } p = 0.03 \%$$

$$A_s = p \cdot d \cdot b, b = 100, A_s = 1.0 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mín}} = 0.0020 b \cdot h_1 = 8.0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Luego, } A_s = 8.0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Distribución del acero vertical: Usar } \emptyset \frac{5}{8}'' @ 25.0 \text{ cm} \quad S_{\text{max}} = 45 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

Verificando la fuerza cortante

$$V_u = W_u \cdot B^2 - 1.7 \cdot (q_2 + q_{\text{min}}) \cdot B^2 / 2 = 3975 \text{ Kg}$$

$$\emptyset V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot f_c^{0.5} \cdot b \cdot d = 26384 \text{ Kg}$$

$$\text{Como } V_u < \emptyset V_c \quad \text{OK}$$

  
MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221060

  
NAHUI VELASQUEZ Becerra  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098



001783

Talón frontal

$$Mu = 1.7 * (q_{max} * B l^2 / 3 + q l * B l^2 / 6) = 3156 \text{ Kg-m}$$

Calculo de la cuantía del acero mediante el parámetro  $Ru$ :

$$Ru = Mu / (b * d^2), \text{ para } b = 1 \text{ m}, Ru = 2.58 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Por otro lado, } Ru = 0.9 * p * F_y * (1 - 0.59 * p * F_y / f_c)$$

$$\text{Resolviendo la ecuación cuadrática, } p = 0.07 \%$$

$$As = p * d * b, b = 100, As = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$As_{\min} = 0.0020 b * h l = 8.0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Luego, } As = 8.0 \text{ cm}^2$$

Distribución del acero vertical: Usar  $\varnothing 5/8"$  @ 25.0 cm  $S_{max} = 45 \text{ cm}$  **OK**

Verificando la fuerza cortante

$$Vu = 1.7 * B l / 2 * (q_{max} + q l) = 7164 \text{ Kg}$$

$$\varnothing V_c = 0.85 * 0.53 * f_c^{0.5} * b * d = 26384 \text{ Kg}$$

Como  $Vu < \varnothing V_c$ , **OK**

Diente contra el deslizamiento

$$\text{Empuje pasivo } Pp = Kp * g_s * (h l + h_r) h_o + Kp * g_s * h_o^2 / 2 = 0.00 \text{ Tn}$$

$$\text{Brazo del momento } Y = (3 * (h l + h_r) + 2 * h_o) * h_o / (6 * (h l + h_r) + 3 * h_o) = 0.00$$

$$Mn = Pp * Y = 0.00 \text{ Tn-m}$$

$$Mu = 1.4 * Mn = 0$$

Peralte

$$d = B3 - r = 20 \text{ cm}$$

Cálculo de la cuantía del acero mediante el parámetro  $Ru$ :

$$Ru = Mu / (b * d^2), \text{ para } b = 1 \text{ m}, Ru = 0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Por otro lado, } Ru = 0.9 * p * F_y * (1 - 0.59 * p * F_y / f_c)$$

$$\text{Resolviendo la ecuación cuadrática, } p = 0.00 \%$$

Area de acero vertical

$$As = p * d * b, b = 100, As = 0.00 \text{ cm}^2$$

$$As_{\min} = 0.0015 b * B3 = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Luego resulta } As = 3.75 \text{ cm}^2$$

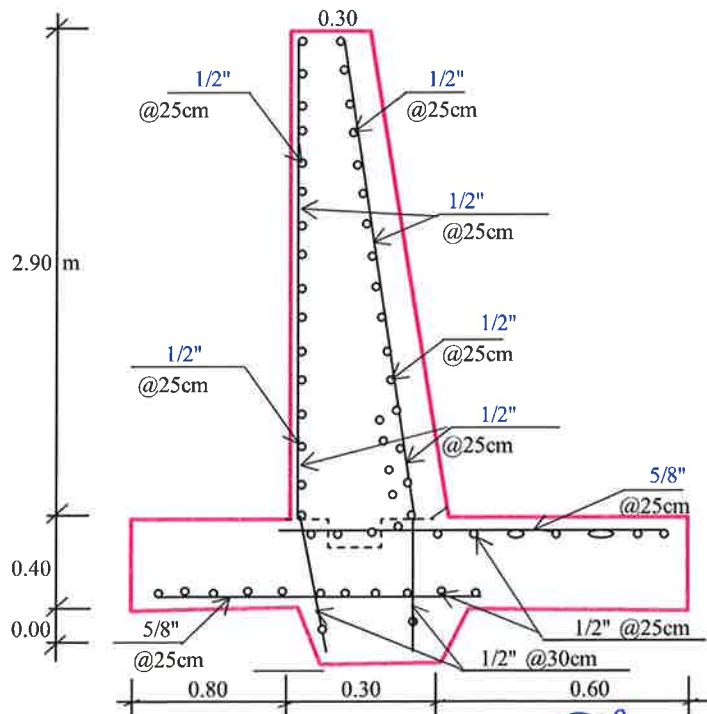
Distribución del acero vertical: Usar  $\varnothing 1/2"$  @ 30.0 cm  $S_{max} = 45 \text{ cm}$  **OK**

Verificando la fuerza cortante

$$Vu = 1.7 * (1/2 * Kp * g_s * (h_o + h l + h_r)^2) = 3732 \text{ Kg}$$

$$\varnothing V_c = 0.85 * 0.53 * f_c^{0.5} * b * d = 15077 \text{ Kg}$$

Como  $Vu < \varnothing V_c$ , **OK**



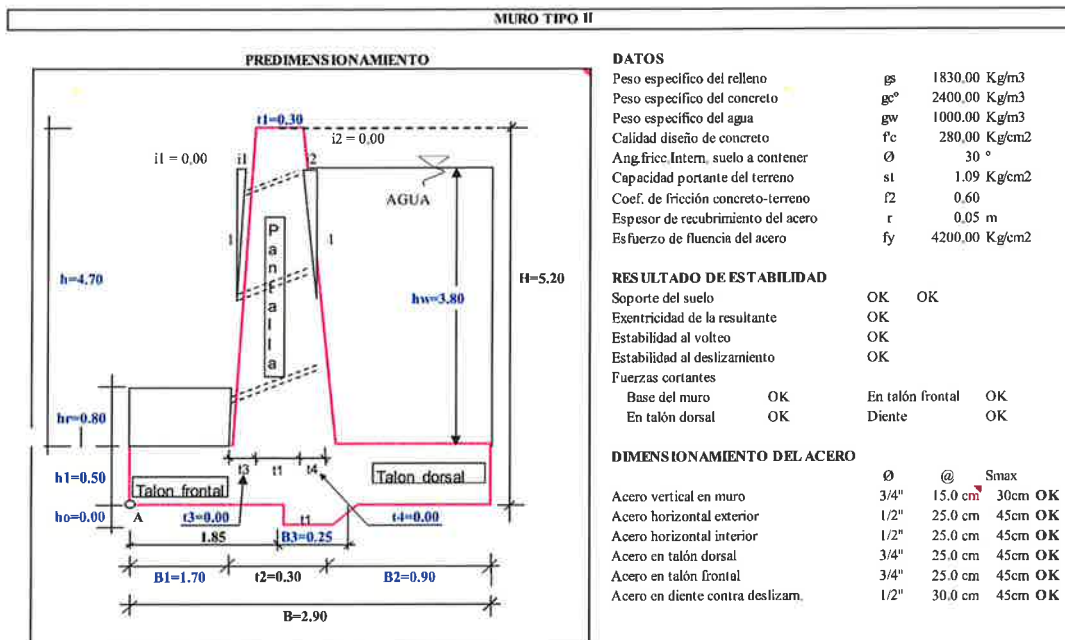
**MICHAEL J. TOVAR MEDINA**  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221000



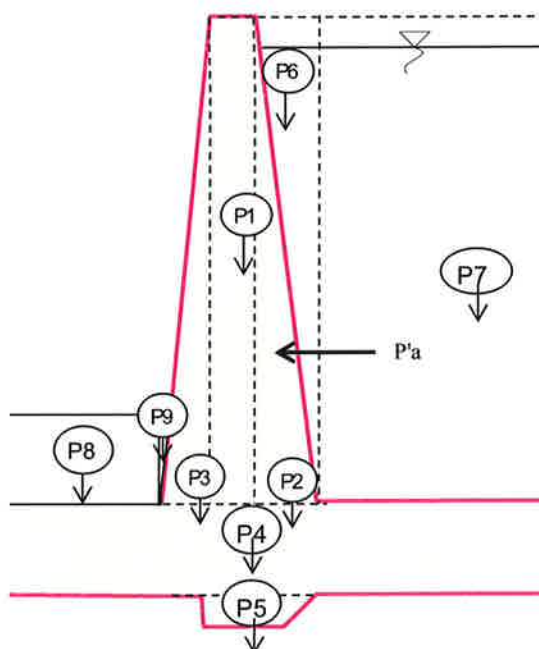
**NAHUI VELASQUEZ Rosco Adiel**  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098

001782

## 1.2. MURO DE BOCATOMA TIPO I (H=4.70 metros)



### ESQUEMATIZACION DE LAS CARGAS



001701

### CÁLCULOS

#### 1 CÁLCULO DE LOS COEFICIENTES DE PRESIÓN ACTIVA Y PASIVA

Para un relleno con superficie superior horizontal, se tiene

$$K_a = (1 - \text{SEN} \emptyset) / (1 + \text{SEN} \emptyset) = 0.34$$

$$K_p = (1 + \text{SEN} \emptyset) / (1 - \text{SEN} \emptyset) = 2.96$$

#### 2 CÁLCULO DEL MOMENTO DE VUELCO DEBIDO A LA PRESIÓN ACTIVA Pa

Pi	Pa (Tn)	Yi (m)	Mv (Tn-m)
Empuje activo	$1/2 * K_a * g_w * h^2$	0.08	0.17
Empuje del agua	$0.5 * g_w * h_w^2$	7.22	1.27
<b>TOTAL</b>	<b>7.298 Tn</b>		<b>9.183 Tn-m</b>

#### 3 CÁLCULO DEL MOMENTO DE VOLTEO Mv CON RESPECTO AL PUNTO "A" DEBIDO AL SUELO

Pi	Pi (Tn)	Xi (m)	Mr (Tn-m)
P1	$t1 * h * g_c^o$	3.384	1.850
P2	$1/2 * (t4 * h) * g_c^o$	0.000	2.000
P3	$1/2 * (t3 * h) * g_c^o$	0.000	1.700
P4	$B * h1 * g_c^o$	3.480	1.450
P5	$1/2 * (t1 + B3) * h_o * g_c^o$	0.000	1.988
P6	$1/2 * (t4 * h_w) * g_w$	0.000	2.000
P7	$B2 * h_w * g_w$	3.420	2.450
P8	$h_r * B1 * g_s$	2.489	0.850
P9	$t3 * h_r^2 * g_s / (2 * h)$	0.000	1.700
<b>TOTAL</b>	<b>12.773 Tn</b>		<b>21.801</b>

#### 4 CÁLCULO DEL PUNTO DE APLICACIÓN DE LA FUERZA ACTUANTE

$$X = (M_r - M_v) / P = 0.99 \text{ m}$$

Excentricidad

$$e = B/2 - X = 0.46 \text{ m, como } e < B/6, \text{ entonces OK}$$

$$q_{\max} = P(1 + 6e/B)/B = 0.86 \text{ kg/cm}^2 < C_{ps} = 1.09 \text{ OK}$$

$$q_{\min} = P(1 - 6e/B)/B = 0.02 \text{ kg/cm}^2 < C_{ps} = 1.09 \text{ OK}$$

$$\text{Luego, } q = (q_{\min} - q_{\max})/B * X + q_{\max}$$

$$\text{Para } X=B1, q1 = 3,678.39 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Para } X=B1+t2, q2 = 2,807.17 \text{ kg/m}^2$$

#### 5 CHEQUEO POR VOLTEO (Cv)

$$C_v = M_r / M_v = 2.37 > FSV=2 \text{ OK}$$

#### 6 CHEQUEO POR DESLIZAMIENTO (Cd)

El deslizamiento se puede producirse en la interfase base del muro y el suelo

$$\text{Coefic. de fricción } m = 0.60$$

El deslizamiento se puede producir entresuelo-suelo por debajo de la base del muro

$$m = 0.9 * \tan(\emptyset_s) = 0.51$$

Utilizando el menor m, se tiene:

$$P_p = 1/2 * K_p * g_s * (h_o + h1 + h_r)^2 = 4.58$$

$$FD = (m * P + P_p) / P_a = 1.50 = FSD=1.5 \text{ OK}$$

#### 7 CÁLCULO DEL ACERO EN EL MURO

Cálculo de presión activa que hace fallar la pantalla

Pi	Pa (Tn)	Yi (m)	Mv (Tn-m)
Empuje del agua	$0.5 * g_w * h_w^2$	7.22	1.27
<b>TOTAL</b>	<b>7.220 Tn</b>		<b>9.169 Tn-m</b>

$$\text{Luego, el } M_u = 1.7 * M_v = 15.59 \text{ Tn-m}$$

  
MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221060

  
NAHUI VELASQUEZ BOSCO ADIEL  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098

001780

Cálculo del peralte efectivo (d)  
 $d = t_2 - r = 25.00 \text{ cm}$

Cálculo de la cuantía del acero mediante el parámetro  $R_u$ :

$R_u = M_u / (b \cdot d^2)$ , para  $b = 1 \text{ m}$ ,  $R_u = 25 \text{ Kg/cm}^2$

Por otro lado,  $R_u = 0.9 \cdot p \cdot F_y \cdot (1 - 0.59 \cdot p \cdot F_y / f_c)$

Resolviendo la ecuación cuadrática,  $p = 0.71 \%$

Área de acero vertical

$A_s = p \cdot d \cdot b$ ,  $b = 100$ ,  $A_s = 17.64 \text{ cm}^2$

$A_{s \text{ mín}} = 0.0015 b \cdot t_2 = 4.50 \text{ cm}^2$

Luego resulta  $A_s = 17.64 \text{ cm}^2$

Área del acero horizontal

De la base hasta la parte media

$A_{s \text{ mín}} = 0.0025 b \cdot t_2 = 7.50 \text{ cm}^2$

De la parte media a superior

$A_{s \text{ mín}} = 0.0025 b \cdot t_1 = 7.50 \text{ cm}^2$

Espaciamiento máximo del acero

$S \leq 3d$  Y  $S \leq 45 \text{ cm}$

## 8 DISTRIBUCIÓN DEL ACERO EN EL MURO

Distribución del acero vertical

Usar  $\emptyset \ 3/4'' @ \ 15.0 \text{ cm}$   $S_{\text{max}} / 2 = 30 \text{ cm}$  **OK**

Como el ancho de la corona  $> 25 \text{ cm}$ , colocar acero en las dos caras

Distribución del acero horizontal exterior

Usar  $\emptyset \ 1/2 @ \ 25.0 \text{ cm}$   $S_{\text{max}} = 45 \text{ cm}$  **OK**

Distribución del acero horizontal interior

Usar  $\emptyset \ 1/2 @ \ 25.0 \text{ cm}$   $S_{\text{max}} = 45 \text{ cm}$  **OK**

## 9 LONGITUD DE ANCLAJE PARA EL ACERO VERTICAL

Para  $\emptyset < 7/8$ ,  $L = \emptyset \cdot f_y \cdot 0.9 / (6.63 \cdot f_c^{0.5})$

Para  $\emptyset \geq 7/8$ ,  $L = \emptyset \cdot f_y \cdot 0.9 / (5.31 \cdot f_c^{0.5})$

Luego, resulta  $L = 65 \text{ cm}$

## 10 CORTE DE LA MITAD DEL ACERO VERTICAL

Momento resistente en base y corona para el acero elegido a doble espaciado, es decir

$3/4'' @ 15 \text{ cm}$  Luego  $A_s = 18.93 \text{ cm}^2$   $S_{\text{max}} = 45 \text{ cm}$  **OK**

$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_c \cdot 100) = 3.34 \text{ cm}$

En la corona  $M_1 = \emptyset \cdot A_s \cdot f_y \cdot (t_1 - r - a/2) = 16.70 \text{ Tn-m}$

En la base  $M_2 = \emptyset \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2) = 17.88 \text{ Tn-m}$

Hallando la intersección de la ecuación cúbica del DMF y la recta formada

por  $M_1$  y  $M_2$ , se determina el punto de intersección para  $h_i =$

**-0.89 m**

El corte de la mitad del refuerzo vertical se efectuará en  $h_i + d =$

**-0.64 m**

**NO REQUIERE**

## 11 VERIFICACIÓN DE LA FUERZA CORTANTE EN LA BASE DEL MURO

$V_u = 1.7 \cdot (1/2 \cdot K_a \cdot g_s \cdot h^2 + K_a \cdot g_s \cdot h_s \cdot h) = 0 \text{ Kg}$

$\emptyset V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot f_c^{0.5} \cdot b \cdot d = 18846 \text{ Kg}$

Como  $V_u < \emptyset V_c$ , **OK**

## 12 CÁLCULO DE ARMADURA PRINCIPAL EN LOSA DE CIMENTACIÓN TALON DORSAL

Talón dorsal

$W_u = 1.4 \cdot (g_s \cdot h + h_1 + C_{156} + h_1 \cdot g_c) + 1.7 \cdot S_c = 13721 \text{ Kg/m}$

$M_u = W_u \cdot B^2 / 2 - 1.7 \cdot (q_2 \cdot B^2 / 6 + q_{\text{min}} \cdot B^2 / 3) = 4824 \text{ Kg-m}$

Cálculo de la cuantía del acero mediante el parámetro  $R_u$ :

$R_u = M_u / (b \cdot d^2)$ , para  $b = 1 \text{ m}$ ,  $R_u = 2.38 \text{ Kg/cm}^2$

Por otro lado,  $R_u = 0.9 \cdot p \cdot F_y \cdot (1 - 0.59 \cdot p \cdot F_y / f_c)$

Resolviendo la ecuación cuadrática,  $p = 0.06 \%$

$A_s = p \cdot d \cdot b$ ,  $b = 100$ ,  $A_s = 2.8 \text{ cm}^2$

$A_{s \text{ mín}} = 0.0020 b \cdot h_1 = 10.0 \text{ cm}^2$

Luego,  $A_s = 10.0 \text{ cm}^2$

Distribución del acero vertical: Usar  $\emptyset \ 3/4'' @ \ 25.0 \text{ cm}$   $S_{\text{max}} = 45 \text{ cm}$  **OK**

  
MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221066

  
NAHUI VELASQUEZ Rosco Aguilar  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098



001779

Verificando la fuerza cortante  
 $V_u = W_u \cdot B \cdot 2 \cdot 1.7 \cdot (q_2 + q_{min}) \cdot B / 2 = 10054 \text{ Kg}$   
 $\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot f_c^{0.5} \cdot b \cdot d = 33922 \text{ Kg}$   
 Como  $V_u < \phi V_c$  **OK**

Talón frontal

$M_u = 1.7 \cdot (q_{max} \cdot B \cdot l^2 / 3 + q_1 \cdot B \cdot l^2 / 6) = 17121 \text{ Kg-m}$   
 Cálculo de la cuantía del acero mediante el parámetro  $R_u$ :  
 $R_u = M_u / (b \cdot d^2)$ , para  $b = 1 \text{ m}$ ,  $R_u = 8.45 \text{ Kg/cm}^2$   
 Por otro lado,  $R_u = 0.9 \cdot p \cdot F_y \cdot (1 - 0.59 \cdot p \cdot F_y / f_c)$   
 Resolviendo la ecuación cuadrática,  $p = 0.23 \%$   
 $A_s = p \cdot d \cdot b$ ,  $b = 100$ ,  $A_s = 10.3 \text{ cm}^2$   
 $A_{s \text{ mín}} = 0.0020 b \cdot h \cdot l = 10.0 \text{ cm}^2$   
 Luego,  $A_s = 10.3 \text{ cm}^2$   
 Distribución del acero vertical: Usar  $\phi \text{ } 3/4'' @ 25.0 \text{ cm}$   $S_{max} = 45 \text{ cm}$  **OK**

Verificando la fuerza cortante  
 $V_u = 1.7 \cdot B \cdot l / 2 \cdot (q_{max} + q_1) = 17764 \text{ Kg}$   
 $\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot f_c^{0.5} \cdot b \cdot d = 33922 \text{ Kg}$   
 Como  $V_u < \phi V_c$ , **OK**

Diente contra el deslizamiento

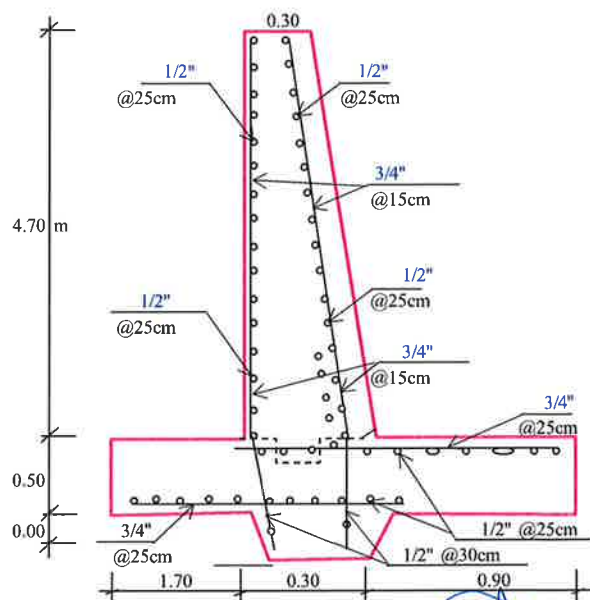
Empuje pasivo  $P_p = K_p \cdot g_s \cdot (h_1 + h_r) \cdot h_o + K_p \cdot g_s \cdot h_o^2 / 2 = 0.00 \text{ Tn}$   
 Brazo del momento  $Y = (3 \cdot (h_1 + h_r) + 2 \cdot h_o) \cdot h_o / (6 \cdot (h_1 + h_r) + 3 \cdot h_o) = 0.00$   
 $M_n = P_p \cdot Y = 0.00 \text{ Tn-m}$   
 $M_u = 1.4 \cdot M_n = 0$

Peralte  
 $d = B_3 - r = 20 \text{ cm}$

Cálculo de la cuantía del acero mediante el parámetro  $R_u$ :

$R_u = M_u / (b \cdot d^2)$ , para  $b = 1 \text{ m}$ ,  $R_u = 0 \text{ Kg/cm}^2$   
 Por otro lado,  $R_u = 0.9 \cdot p \cdot F_y \cdot (1 - 0.59 \cdot p \cdot F_y / f_c)$   
 Resolviendo la ecuación cuadrática,  $p = 0.00 \%$   
 Área de acero vertical  
 $A_s = p \cdot d \cdot b$ ,  $b = 100$ ,  $A_s = 0.00 \text{ cm}^2$   
 $A_{s \text{ mín}} = 0.0015 b \cdot B_3 = 3.75 \text{ cm}^2$   
 Luego resulta  $A_s = 3.75 \text{ cm}^2$   
 Distribución del acero vertical: Usar  $\phi \text{ } 1/2'' @ 30.0 \text{ cm}$   $S_{max} = 45 \text{ cm}$  **OK**

Verificando la fuerza cortante  
 $V_u = 1.7 \cdot (1/2 \cdot K_p \cdot g_s \cdot (h_o + h_1 + h_r)^2) = 7785 \text{ Kg}$   
 $\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot f_c^{0.5} \cdot b \cdot d = 15077 \text{ Kg}$   
 Como  $V_u < \phi V_c$ , **OK**



00002000  
MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221006



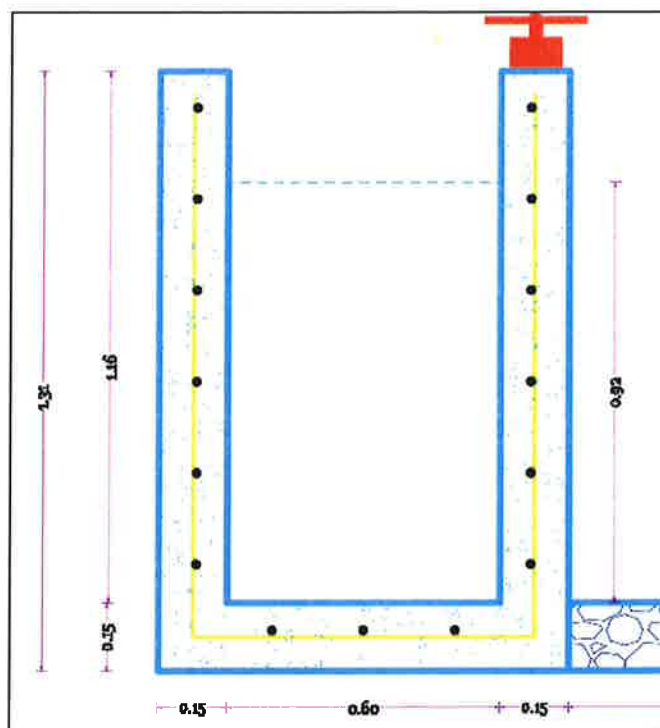
NAHUI VELASQUEZ BOSCO ADIEL  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098

10

## 2. DESARENADOR

---001778

Se tiene el corte de la siguiente sección crítica en el desarenador



De acuerdo al diseño hidráulico, tenemos los siguientes datos de diseño:

Ancho del desarenador	0.90	m
Altura de Agua	0.92	m
Espesor del losa	0.15	m
$\gamma_{agua}$	1000	kg/m <sup>3</sup>
$\gamma_{concreto}$	2400	kg/m <sup>3</sup>
$f'_c$	280	kg/cm <sup>2</sup>
$f_y$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Ancho Efectivo de Análisis	1.00	m

### b) Parámetros geotécnicos:

Los siguientes datos se tomaron de la Calicata N°01.

$\gamma_{terreno}$	1830	kg/m <sup>3</sup>
Ángulo de fricción	29.68	°
Capacidad Portante	0.61	Kg/cm <sup>2</sup>

### Metrado de Cargas

#### a) Carga Muerta (D)

Peso Propio:  $0.15 \times 1.00 \times 2400 = 360$  kg/m

WD = 360 kg/m

MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221089

NAHUI VELASQUE  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098

001777

b) Carga Viva (L)

$$WL = 0.95 \times 1000 \times 1.00 = 950 \text{ kg/m}$$

Carga de Diseño

$$W_u = 1.4WD + 1.7 WL = 1.4 \times 360 + 1.7 \times 950 = 2119 \text{ kg/m}$$

Momentos Flectores según el ACI

$$M_1^- = M_2^- = \frac{W_u \times L^2}{24}$$

$$M_1^- = M_2^- = 72 \text{ kg} - m$$

$$M_{12} = \frac{W_u \times L^2}{14}$$

$$M_{12} = 123 \text{ kg} - m$$

Asimismo, la cortante seria:

$$V_u = \frac{W_u \times L}{2}$$

$$V_u = 954 \text{ kg}$$

Calculo del peralte "d"

Considerando varillas de 3/8" ( $\emptyset = 0.95 \text{ cm}$ ) y un recubrimiento de  $r = 5 \text{ cm}$

$$d = h - \left( r + \frac{\emptyset \text{ barra}}{2} \right)$$

$$d = 9.525 \text{ cm}$$

Verificación por Cortante

El cortante en el apoyo es:

En la sección crítica (a la distancia "d" de la cara del apoyo) se tiene:

$$V_d = V - (W_u \times d)$$

$$V_d = 954 - (2119 \times 0.095)$$

$$V_d = 752 \text{ kg}$$

$$V_u = \frac{V_d}{0.85}$$

$$V_u = 885 \text{ kg}$$

Aporte del concreto:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b x d$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{280} \times 100 \times 9.525$$

$$V_c = 8447 \text{ kg}$$

$$V_u < V_c$$

  
MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221080

  
NAHUI VELASQUEZ BOSCO  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098

Los esfuerzos serán absorbidos por el concreto, lo que verifica, como correcto, el espesor de la losa.

001776

Diseño por Flexión

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{0.85f'_c b}}$$

$$a = 0.06 \text{ cm}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$As = 0.36 \text{ cm}^2$$

Refuerzo mínimo

$$As_{min} = 0.0018 b d = 1.72 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, para el cálculo de acero se realizará en solo una capa, con el  $As = 3.68 \text{ cm}^2$

Separación entre varillas

Usando varillas de  $\phi 3/8"$  ( $As = 0.71 \text{ cm}^2$ )

$$S = \frac{0.71}{1.72} = 0.42 \text{ m}$$

Utilizar  $\phi 3/8"$  @ 20 cm.

### 3. PASE AEREO

#### 3.1. PASE AEREO L=20.00 m

Parámetros de diseño:

Longitud del pase aéreo	20.00	m
Separación entre péndolas	1.25	m
Diámetro de la tubería	315	mm
$\gamma$ concreto armado	2400	kg/m <sup>3</sup>
$\gamma$ concreto simple	2300	kg/m <sup>3</sup>
$f'_c$	210	kg/cm <sup>2</sup>
$f_y$	4200	kg/cm <sup>2</sup>

Los datos geotécnicos utilizados en el diseño del Pase Aéreo, corresponde a la calicata 01 del Estudio de Mecánica de Suelos.

$\gamma$ terreno	1850	kg/m <sup>3</sup>
Capacidad Portante	1.19	Kg/cm <sup>2</sup>
Ángulo de fricción	22.51	°

  
MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221080

  
YAHUI VELASQUEZ Becerra  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098



DISEÑO DE PASE AEREO L=20 m

001775

DATOS A INGRESAR PARA EL DISEÑO

Longitud del Pase Aereo	LP	20	m
Diámetro de la tubería de agua	D <sub>tub</sub>	8	"
Material de la tubería de agua		HDPE	
Separación entre pendolas	Sp	1.25	m
Velocidad del viento	V <sub>i</sub>	60	Km/h
Factor de Zona sísmica	Z	0.35	Zona 3

DATOS

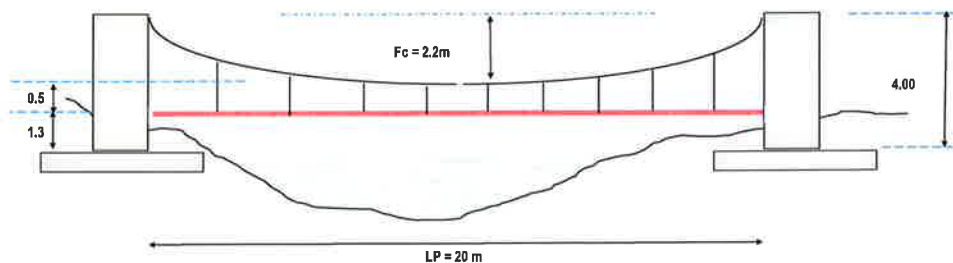
f <sub>c</sub>	210	kg/cm <sup>2</sup>
F'y	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Rec. col.	3	cm
Rec. Zap	7	cm
Cap. Port. S <sub>i</sub>	0.48	kg/cm <sup>2</sup>
γ <sub>s</sub> Suelo	1850	kg/m <sup>3</sup>
γC* Concreto Armado	2400	kg/m <sup>3</sup>
γC* Concreto Simple	2300	kg/m <sup>3</sup>
Ø	23.77	°

FLECHA DEL CABLE (F<sub>c</sub>)

F <sub>c1</sub> = LP/11	1.8	m
F <sub>c2</sub> = LP/9	2.2	m
F <sub>c</sub> =	2.2	m

ALTURA DE LA TORRE DE SUSPENSIÓN

Altura debajo de la Tubería	0.5	m
Altura Mínima de la Tubería a la Pendula	0.5	m
Altura de Profundización Para Cimentación	1.20	
Altura de Columna	4.0	m



A- DISEÑO DE PENDOLAS Y CABLE PRINCIPAL

CALCULOS	DESCRIPCION
<b>Carga Muerta (WD)</b>	
Peso de tubería	5.80 kg/m
Peso del agua	32.4 kg/m
Peso accesorios (grapas, otros)	5.0 kg/m
<b>WD =</b>	<b>43.2 kg/m</b>
<b>Carga Viva (WL)</b>	
Peso de una persona por tubería	kg/m
<b>WL =</b>	<b>15.0 kg/m</b>
<b>Carga de Viento (WV)</b>	
Velocidad del viento a 20 m de altura	65.6 kg/m
Presión del viento	25.82 kg/m
<b>WV =</b>	<b>5.25 kg/m</b>
<b>Carga Última (WU)</b>	
<b>WU =</b>	<b>72.00 kg/m</b>
<b>Factores de Seguridad</b>	
Factor de seguridad para el diseño de Péndolas	5
Factor de seguridad para el diseño del cable principal	5

MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221030

NAHUI VELASQUE BOSCO ADRIAN  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098

001774

**CALCULOS**

**A.1.- DISEÑO DE PENDOLAS**

**DESCRIPCION**

Peso total de la pendola	90.0	Kg
Factor de seguridad a la tension (3 - 5)	5.0	
Tension de la pendola	0.45	Ton
Se adopta Cable de	1/4	
Tension a la rotura	2.49	Ton
Cantidad de pendolas	15	Und.

Tipo Boa ( 6x19 ) para pendolas OKI

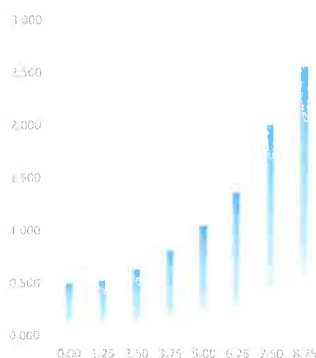
**Determinación de Longitud de Pendolas**

Ecuacion de la parabola

$$y = 4f \cdot x^2 / l^2$$

N° Pendolas	Pendola N°	Distancia al Centro de la Pendola "S"	Longitud de la pendola (Yi)m
8	Centro	0.00	0.500
	1	1.25	0.534
	2	2.50	0.638
	3	3.75	0.809
	4	5.00	1.050
	5	6.25	1.359
	6	7.50	2.019
	7	8.75	2.567
	8		

PASE AÉREO DESDE EL CENTRO



Longitud Total de Péndolas

8.98  
17.95

**A.2.- DISEÑO DE CABLES PRINCIPALES**

**DESCRIPCION**

Asumimos diametro	1/2 "	
Carga Muerta (WD)		
Carga Muerta de la pendola (WDp)	43.2	
Peso de cable pendola	0.2	kg/m
Peso de cable Principal	0.7	kg/m
<b>WD =</b>	<b>44.1</b>	<b>kg/m</b>
Carga Viva (WL)		
Peso de una persona por tubería		kg/m
<b>WL =</b>	<b>15.0</b>	<b>kg/m</b>
Carga de Viento (WV)		
<b>WV =</b>	<b>5.25</b>	<b>kg/m</b>
Carga Ultima (WU)		
<b>WU =</b>	<b>73.00</b>	<b>kg/m</b>
Tensiones		
Tension Horizontal (TH)	1659.09	Kg
Tension Maxima Servicio (T max.ser)	1812.6	Kg
Tension Vertical (TV)	2457.2	Kg
Diseño de Cable		
Factor de seguridad a la tension (2 - 5)	5.0	
Tmax.rotr = Tmax.ser x Fs	9.1	Tn
Se adopta Cable de	1/2 "	

$$TH = \frac{WU^2}{8d} = \text{Tension horizontal}$$

Donde

$$T = TH \cdot \left( 1 + \frac{16d^2}{L^2} \right) = \text{Tension - maxima}$$

U' = Carga última

L = Luz

D = Flecha

$$TV = \sqrt{T^2 - TH^2} = \text{Tension - vertical}$$

< 12.6 OKI  
Cable tipo Boa ( 6x19 )

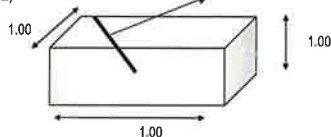
**CALCULOS**

**B.- DISEÑO DE LA CAMARA DE ANCLAJE**

**DESCRIPCION**

Capacidad portante admisible del terreno	0.5	kg/cm2
Peso unitario del terreno Pu=	1850.0	kg/m3
Calidad del concreto (camara de anclaje) f'c=	175.0	kg/cm2
Angulo de friccion interna " Ø "	23.8	
Angulo de salida del cable principal " Ø "	45.0	

(verificar in situ)



Et (Empuje del estrato de tierra)

$$Et = P_u \cdot H^2 \cdot \text{pro} \cdot (\tan(45 - \frac{\phi}{2}))^2 / 2$$

$$Et = 0.4$$

MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221000

NAHUI VELASQUEZ  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098

Considerando 2 Cámaras de Anclaje para cada Columna  
 $T_{max,ser} \cdot \text{sen}(\alpha) = 0.64 \quad \text{Ton-m}$   
 $T_{max,ser} \cdot \text{cos}(\alpha) = 0.64 \quad \text{Ton-m}$

$W_p$  (peso propio de la cámara de anclaje)  
 $W_p = P \cdot u \cdot \text{concreto} \cdot H \cdot b \cdot \text{prof}$   
 $W_p = 2.3 \quad \text{ton}$

$b/2 = d + e$   
 $e = b/2 - d < b/3$   
 $d = (\text{suma de momentos}) / (\text{suma de fuerzas verticales})$   
 $d = \frac{W_p \cdot b/2 - T_{max,ser} \cdot \text{sen}(\alpha) \cdot X_1 - T_{max,ser} \cdot \text{cos}(\alpha) \cdot Y_1}{W_p - T_{max,ser} \cdot \text{sen}(\alpha)}$

$d = 0.461$   
 $d = 0.5 \quad \text{m}$

$e$  (excentricidad de la resultante de fuerzas)  
 $e = 0.039$

$q$  (presión con que actúa la estructura sobre el terreno)  
 $q = (\text{suma Fzas. verticales} / \text{Area}) \cdot (1 \pm 6 \cdot e / b)$

$q_1 = (W_p - T_{max,ser} \cdot \text{sen}(\alpha)) / (b \cdot \text{prof}) \cdot (1 + 6 \cdot e / b)$   
 $q_1 = 0.2044$

$q_2 = (W_p - T_{max,ser} \cdot \text{sen}(\alpha)) / (b \cdot \text{prof}) \cdot (1 - 6 \cdot e / b)$   
 $q_2 = 0.1275$

$b/3 = 0.3 \quad \text{OK!}$

$0.5 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{OK!}$

$0.5 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{OK!}$

#### ANÁLISIS DE LOS FACTORES DE SEGURIDAD

F.S.D (Factor de seguridad al deslizamiento)

F.S.D = (Fzas. estabilizadoras / Fzas. desestabilizadoras)

F.S.D =  $(W_p - T_{max,ser} \cdot \text{sen}(\alpha)) \cdot U / [T_{max,ser} \cdot \text{cos}(\alpha)]$

F.S.D =  $1.9 > 1.75 \quad \text{OK!}$

F.S.V (Factor de seguridad al volteo)

F.S.V = (Momentos estabilizadores / Momentos desestabilizadores)

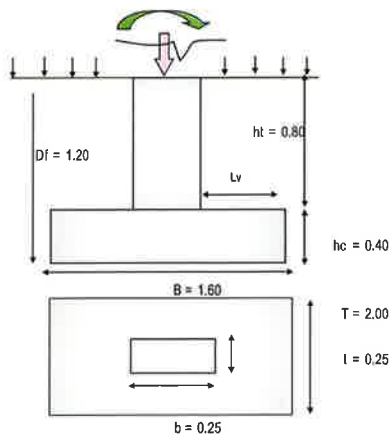
F.S.V =  $(W_p \cdot b/2) / (T_{max,ser} \cdot \text{sen}(\alpha) \cdot X_1 + T_{max,ser} \cdot \text{cos}(\alpha) \cdot Y_1)$

F.S.V =  $3.0 > 2 \quad \text{OK!}$

#### C.- CIMENTACIÓN DIMENSIONAMIENTO

CALCULOS			
Sobre carga piso	150.00	kg/m <sup>2</sup>	
Profundidad de desplante (Df)	1.20	m	
Diámetro de Acero Columna	5/8	"	
Calculo del peralte (ld) $ld = 0.08 \cdot d_b \cdot x_f / \sqrt{f_c}$	14.49	cm	
Altura de Zapata teorica	22.12	cm	
Altura de Zapata Asumida (hc)	0.40	m	
ht	0.80	m	
Calculo de Presion de suelo (qm) $q_m = q_a - g_b \cdot h_t - g_c \cdot h_c - s/c$	0.44	kg/cm <sup>2</sup>	
Tension Vertical = $TH \cdot \text{sen}(\alpha)$	1659.090909	Kg	
Peso de la Columna	600	Kg	
Peso sobre la columna (Ps)	2259.09	kg	
Calculo de Area de Zapata			
$A_z = \frac{P_s}{q_m}$	Az = 5134.30	cm <sup>2</sup>	
$T = \frac{A_z \cdot 5 + (l - b)}{2}$	T = 72.00	cm	
$B = \frac{A_z \cdot 5 - (l - b)}{2}$	B = 72.00	cm	
Dimensiones a Usar			
$B = 160.00$	B = 160.00	cm	
$T = 200.00$	T = 200.00	cm	

#### DESCRIPCION

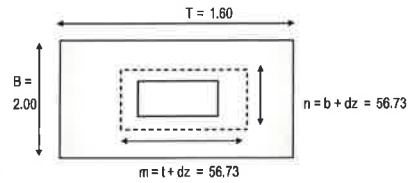


**MICHAEL J. TOVAR MEDINA**  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221080

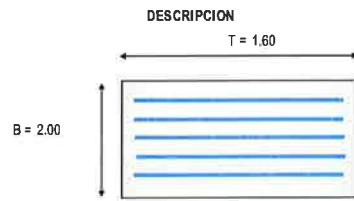
**MAHUI VELASQUEZ**  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268096

601772

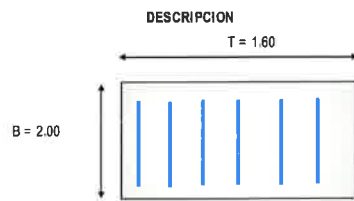
CALCULOS			VERIFICACION POR CORTE ( $\phi = 0.85$ )	DESCRIPCION
Verificación de la reacción amplificada (qmu) qmu = Pu/Az			0.10	kg/cm2
<b>POR FLEXION</b>				
Diámetro de Acero Zapata			1/2	"
Peralte de la zapata (dz)			31.73	cm
$L_v = (T - t) / 2$			87.50	cm
$V_u = qmu \cdot B \cdot (L_v - dz)$			11.55	cm
$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot B \cdot dz$			38.99	
$V_u \leq \phi V_c$ OK				
<b>POR PUNSONAMIENTO</b>				
$V_u = P_u - qmu \cdot m \cdot n$			2,844.65	kg
$b_o = 2 \cdot x_m + 2 \cdot x_{dz}$			226.92	cm
$b_c = b_o$			1.00	
$V_c = 0.27 \cdot x \cdot (2 + 4/b_c) \cdot x \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot dz$			169,031.45	kg
			$\phi V_c =$	143,676.73
			$V_c =$	114,774.44
			$\phi V_c =$	97,558.27
$V_u \leq \phi V_c$ OK				



CALCULOS			CALCULO DEL REFUERZO ( $\phi = 0.90$ )		DESCRIPCION
			DIRECCION LONGITUDINAL		
$L_v = (T - t) / 2$			67.50	cm	
$M_u = qmu \cdot B \cdot L_v^2 / 2$			45,031.80	kg-cm	
$A_s = M_u / (\phi \cdot f_y \cdot (dz - a/2))$			B =	200.00	cm
$a = A_s \cdot f_y / (\phi \cdot f'c \cdot B)$			d =	31.73	cm
			a =	0.09	cm
			$A_s =$	0.38	cm2
			a =	0.04	cm
			$A_s =$	0.38	cm2
$A_{s \min} = 0.0018 \cdot B \cdot d$			$A_{s \min} =$	9.52	cm2
$A_{s \text{ Longitudinal}} =$			9.52	cm2	
			$A_{s \min} > A_s$	USAR $A_{s \min}$	
			Diámetro $\phi$	1/2	
			Area as cm2	1.27	
			Numero de varillas	14	
			Separación (cm)	15	



CALCULOS			DIRECCION TRANSVERSAL		DESCRIPCION
$L_v = (B - b) / 2$			87.50	cm	
$M_u = qmu \cdot T \cdot L_v^2 / 2$			60,536.58	kg-cm	
$A_s = M_u / (\phi \cdot f_y \cdot (dz - a/2))$			T =	160.00	cm
$a = A_s \cdot f_y / (\phi \cdot f'c \cdot T)$			d =	31.73	cm
			a =	0.04	cm
			$A_s =$	0.51	cm2
			a =	0.08	cm
			$A_s =$	0.51	cm2
$A_{s \min} = 0.0018 \cdot T \cdot d$			$A_{s \min} =$	7.82	cm2
$A_{s \text{ Transversal}} =$			7.82	cm2	
			$A_{s \min} > A_s$	USAR $A_{s \min}$	
			Diámetro $\phi$	1/2	
			Area as cm2	1.27	
			Numero de varillas	9	
			Separación (cm)	20	



CALCULOS			VERIFICACION DE LA CONEXIÓN COLUMNA - ZAPATA ( $\phi = 0.70$ )		DESCRIPCION
<b>Resistencia al Aplastamiento Sobre la Columna</b>					
$P_u = (1.4 \cdot PD + 1.7 \cdot PL)$			$P_u =$	3,162.73	kg
$P_n = P_u / \phi$			$P_n =$	4,518.18	kg
$A_c = l \cdot b$			$A_c =$	625.00	cm2
$P_{nb} = 0.85 \cdot f'c \cdot A_c$			$P_{nb} =$	111,562.50	kg
			$P_n < P_{nb}$	CONFORME	
<b>Resistencia en el Concreto de la Cimentación</b>					
$P_u =$			$P_u =$	3,162.73	kg
$P_n = P_u / \phi$			$P_n =$	4,518.18	kg
$A_2 = T^2 \cdot x \cdot b / l$			$A_2 =$	10,000,000.00	cm2
$A_o = \sqrt{(A_2 / A_c)} \cdot A_c$			$A_o =$	126.49	x $A_c$
$A_o \leq 2 \cdot x \cdot A_{co}$			$A_o =$	2.00	$A_c$
$P_{nb} = 0.85 \cdot f'c \cdot A_o$			$P_{nb} =$	223,125.00	kg
			$P_n < P_{nb}$	CONFORME	
<b>Refuerzo Adicional Mínimo</b>					
$A_s = (P_u - \phi P_n) / \phi f_y$			$A_s =$	0.00	cm2
$A_{s \min} = 0.005 \cdot A_c$			$A_{s \min} =$	3.13	cm2
$A_{sc} =$ area de acero de la columna					
$A_{sc} = 4 \phi 1/2"$			$A_{sc} =$	5.16	cm2
			$A_{sc} > A_{s \min}$	Usar los aceros de la columna a la zapata	

No existe problemas de aplastamiento en la union columna - zapata y no requiere refuerzo adicional para la transmisión de cargas de un elemento a otro

**MICHAEL J. TOVAR MEDINA**  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221060

**INGENIERO CIVIL**  
Reg. CIP N° 268098



001771-

D.- DISEÑO DE LA TORRE DE SUSPENSION

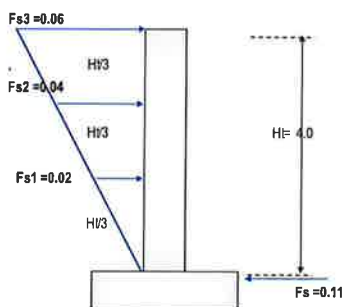
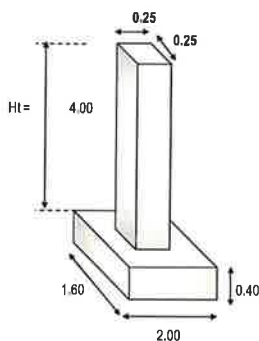
CALCULO DE LAS FUERZAS SISMICAS POR REGLAMENTO

Factor de importancia	U	1.50
Factor de suelo	S	1.10
Coefficiente sísmico	C	2.50
Factor de ductilidad	Rd	8.00
Factor de Zona	Z	0.35
Angulo de salida del cable		
Torre-camara	0	45.0 °
Angulo de salida del cable		
Torre-Puente	02	12.58 °



12.58 °

DIMENSIONAMIENTO DEL TORREON



Nivel	hi	wixhi	Fs (i)
3	4.0	1.60	0.06 Ton
2	2.7	1.07	0.04 Ton
1	1.3	0.53	0.02 Ton
		3.2	

$$F_s = (S.U.C.Z / R_d) * \text{Peso de toda la estructura}$$

Fs = 0.11 Ton

Fs (fuerza sísmica total en la base)

ANALISIS DE ESTABILIDAD

Tmax.ser*SEN(02)=	0.4	Ton-m
Tmax.ser*COS(02)=	1.8	Ton-m
Tmax.ser*SEN(0)=	1.3	Ton-m
Tmax.ser*COS(0)=	1.3	Ton-m

Wp (peso propio de la torre-zapata)

Wp=P.u concreto*volumen total	
Wp=	0.6 ton
Wz=	3.1 ton

$$b/2 = d + e$$

$$e = b/2 - d < b/3$$

$$d = (\text{suma de momentos}) / (\text{suma de fuerzas verticales})$$

$$d = \frac{(W_p * 2b/3 + W_z * b/2 + T_{\text{max.ser}} * \text{SEN}(02) * 2b/3 + T_{\text{max.ser}} * \text{SEN}(0) * 2b/3 - (T_{\text{max.ser}} * \text{COS}(02) - T_{\text{max.ser}} * \text{COS}(0)) * (H + h_z) - F_{s3} * (H + h_z) - F_{s2} * 2 * (H + h_z) / 3 - F_{s1} * (H + h_z) / 3)}{(W_p + W_z + T_{\text{max.ser}} * \text{SEN}(02) + T_{\text{max.ser}} * \text{SEN}(0))}$$

$$d = 0.4 \text{ m}$$

e (excentricidad de la resultante de fuerzas)

$$e = 0.366 < b/3 = 0.5 \quad \text{OK!}$$

q (presión con que actúa la estructura sobre el terreno)

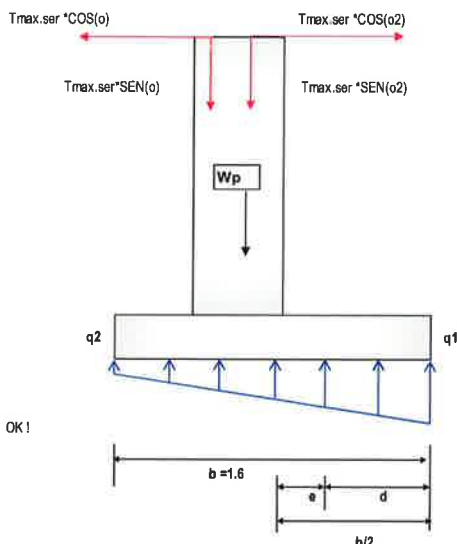
$$q = (\text{suma } F_{\text{zas. verticales}} / \text{Area}) * (1 + 6 * e / b)$$

$$q1 = [(W_p + W_z + T_{\text{max.ser}} * \text{SEN}(02) + T_{\text{max.ser}} * \text{SEN}(0)) / (b * \text{prof})] * (1 + 6 * e / b)$$

$$q1 = 0.40 < 0.48 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK!}$$

$$q2 = [(W_p + W_z - T_{\text{max.ser}} * \text{SEN}(02) - T_{\text{max.ser}} * \text{SEN}(0)) / (b * \text{prof})] * (1 - 6 * e / b)$$

$$q2 = -0.06 < 0.48 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK!}$$



MICHAEL J. TOVAR I. CUIV  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221080

NAYUI VELASQUE Bosco Adiel  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098

001770

ANALISIS DE LOS FACTORES DE SEGURIDAD

F.S.D (Factor de seguridad al deslizamiento)

F.S.D=(Fzas. estabilizadoras/ Fzas. desestabilizadoras)

$$F.S.D = \frac{[(Wp + Wz + T_{max,ser} \cdot \text{SEN}(\alpha_2) + T_{max,ser} \cdot \text{SEN}(\alpha)) \cdot U] + [T_{max,ser} \cdot \text{COS}(\alpha_2) - T_{max,ser} \cdot \text{COS}(\alpha) + Fs_3 + Fs_2 + Fs_1]}{4.4}$$

F.S.D= 4.4 > 1.5 OK!

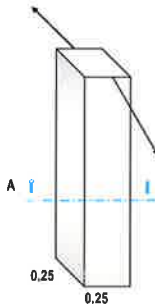
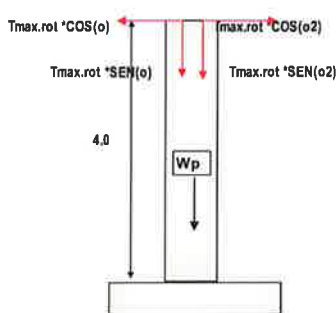
F.S.V (Factor de seguridad al volteo)

F.S.V=(Momentos estabilizadores/ Momentos desestabilizadores)

$$F.S.V = \frac{Wp \cdot 2b/3 + Wz \cdot b/2 + T_{max,ser} \cdot \text{SEN}(\alpha_2) \cdot 2b/3 + T_{max,ser} \cdot \text{SEN}(\alpha) \cdot 2b/3 + (T_{max,ser} \cdot \text{COS}(\alpha_2) \cdot (H_1 + h_2) - T_{max,ser} \cdot \text{COS}(\alpha) \cdot (H_1 + h_2) + Fs_3 \cdot (H_1 + h_2) + Fs_2 \cdot (2 \cdot H_1 + h_2) + Fs_1 \cdot (H_1 + h_2))}{1.9}$$

F.S.V= 1.9 > 1.75 OK!

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA TORRE DE SUSPENSION



DISEÑO POR METODO A LA ROTURA

(por columna y en voladizo)

$$T_{max,rot/columna} = 1.5 \cdot T_{max,ser/columna}$$

$T_{max,ser} = 0.91$  Ton-m

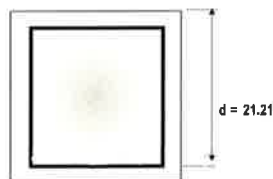
$T_{max,rot} = 1.36$  Ton-m

$$M_u = (T_{max,rot} \cdot \text{COS}(\alpha_2) - T_{max,rot} \cdot \text{COS}(\alpha)) \cdot H_1 + Fs_3 \cdot H_1 + Fs_2 \cdot H_1 + Fs_1 \cdot H_1$$

$M_u = 1.10$  Ton-m

DISEÑO DE LA COLUMNA A FLEXION

$f'_c = 210$  kg/cm<sup>2</sup>  
 $F_y = 4200$  kg/cm<sup>2</sup>  
 $b = 25$  cm  
 $\phi$  Asum. = 5/8"  
rec. Colm. = 3.00 cm  
 $d = 21.21$  cm  
 $M_u = 1.10$  Ton-m



CORTE A-A

(FALLA DUCTIL)

$w = 0.05$   $\delta = 0.003$   $75\delta b = 0.016$   
 $A_s(\text{cm}^2) = 1.42$   $\text{cm}^2$   
 $A_s \text{ min} = 7.95$   $\text{cm}^2$   
 $A_s \text{ principal}(+) = 7.95$   $\text{cm}^2$

Diámetro Ø Pulg	Area as cm <sup>2</sup>	Cantidad de varillas	Area Total As cm <sup>2</sup>
5/8	1.99	4	7.96
1/2	1.27	0	0
<b>TOTAL</b>			<b>7.96</b>

B Cal 15.95 B asum 25 Ok

DISEÑO DE LA COLUMNA A COMPRESION

$P_n(\text{max})$  [carga axial máxima resistente]

$$P_n(\text{max}) = 0.80 \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot (b \cdot h - A_s \cdot \phi) + A_s \cdot f_y)$$

$P_n(\text{max}) = 115$  Ton

$$T_{max,rot/columna} = 1.7 \cdot T_{max,ser/columna}$$

$P_u$  [carga axial última actuante]

$$P_u = Wp + T_{max,rot} \cdot \text{SEN}(\alpha_2) + T_{max,rot} \cdot \text{SEN}(\alpha)$$

$P_u = 2.7$  Ton

$P_u = 2.7$  Ton <  $P_n(\text{max}) = 115.0$  Ton OK!

DISEÑO DE LA COLUMNA POR CORTE

$$T_{max,rot/columna} = 1.5 \cdot T_{max,ser/columna}$$

VU (cortante último)

$$V_u = T_{max,rot} \cdot \text{COS}(\alpha_2) - T_{max,rot} \cdot \text{COS}(\alpha) + Fs_3 + Fs_2 + Fs_1$$

$V_u = 0.5$  Ton

$$V_{con} = f \cdot (0.5 \cdot (f'_c)^{0.5} + 175 \cdot \delta \cdot V_u \cdot d / M_u)$$

V que absorbe el concreto =>

$V_{con} = 3$  Ton

$$V \text{ que absorbe acero} = V_{ace} = V_u - V_{con}$$

$V_{ace} = -3.0$  Ton

NO REQUIERE REFUERZO POR CORTE ADOPTAR EL MINIMO

Diámetro de Acero para estibo Ø 3/8

$$S = A_v \cdot f_y \cdot b / V_{ace}$$

$S = 25$  cm

SE ADOPTARA 8 DIMENSIONAR EL ANCHO I cm

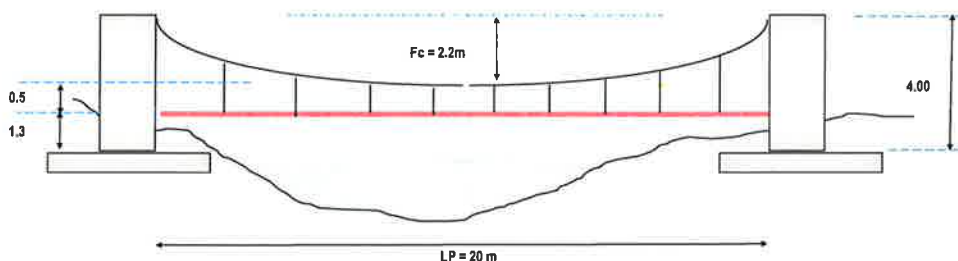
VAR. 3/8"

**MICHAEL J. TOVAR MEDINA**  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221000

**NAHUI VELASQUE**  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 256090

**RESULTADOS DE DISEÑO**

**DIMENSIONES DE PASE AÉREO**



**DISEÑO DE PENDOLAS Y CABLE PRINCIPAL**

**Diseño de Péndolas**

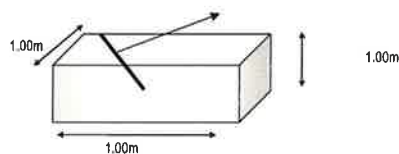
Peso Total de la Péndola	90.0 Kg
Cable Adoptado	1/4 " Tipo Boa ( 6x19 ) para péndolas
Separación de Péndolas	1.25 m
Cantidad de Péndolas	15 Und.
Longitud Total de Péndolas	17.95 m

**Diseño de Cables Principales**

Tensión Máxima en Cable	9.06 Tn
Cable Adoptado	1/2 " Cable tipo Boa ( 6x19 )
Tensión Máxima Admisible de Cable	12.60 Tn

**DISEÑO DE CÁMARA DE ANCLAJE**

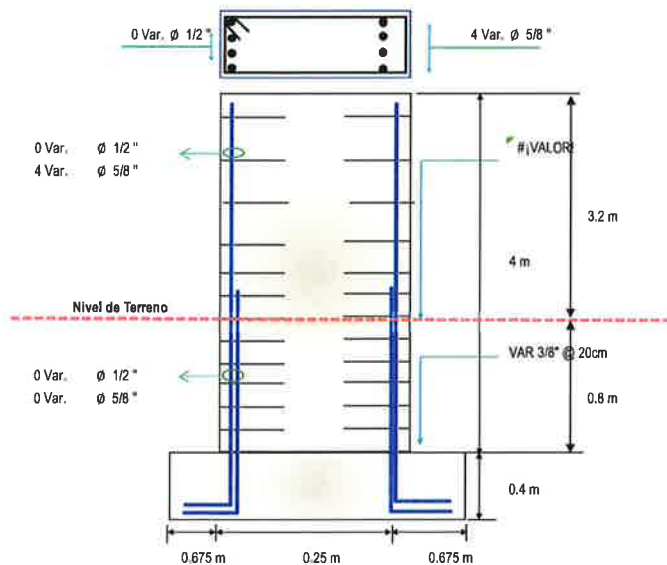
**Dimensiones de Cámara**



Concreto Hidráulico $f_c$	175.0 kg/cm <sup>2</sup>
Angulo de salida del cable principal	45.0 °
Distancia de Anclaje a la Columna	4.00
Angulo de salida del cable	12.58 °

**DISEÑO DE TORRE Y CIMENTACIÓN**

Concreto Hidráulico $f_c$	210.0 kg/cm <sup>2</sup>
Acero Grado 60 - $f_y$	4200.0 kg/cm <sup>2</sup>



*Michael J. Tovar Medina*  
**MICHAEL J. TOVAR MEDINA**  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221080

*Mahui Velasque Rosca*  
**MAHUI VELASQUE ROSCA**  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098

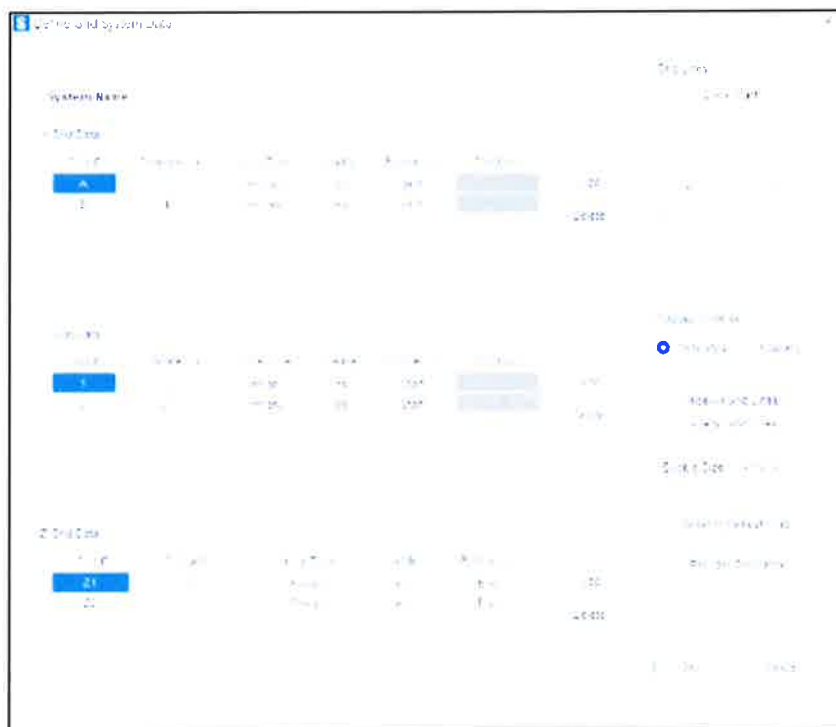
001768

#### 4. ALCANTARILLAS

El diseño de las alcantarillas se realizó con el apoyo del Programa SAP, teniendo en cuenta los siguientes datos de diseño:

Ancho de diseño	1.00	m
Espesor de la losa (el)	0.20	m
Altura de relleno (hr)	0.10	m
Altura libre (hl)	0.60	m
Espesor del muro (hm)	0.20	m
Ancho libre (al)	0.50	m
Espesor cimentación (hc)	0.20	m
Altura exterior (hext)	1.00	m
Long exterior (Lext)	0.90	m
Long ejes muros (Le)	0.70	m
Altura ejes losas (hel)	0.80	m
Longitud de alcantarilla (lalc)	10.00	m
$\gamma_{relleno}$	1730	kg/m <sup>3</sup>
Ángulo de fricción relleno	23.12	°
$f'c$	210	kg/cm <sup>2</sup>
$f_y$	4200	kg/cm <sup>2</sup>

a) Datos iniciales en el programa.



b) y c) los materiales son los mismos para ambos tipos de alcantarillas  $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$  y  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ .



MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221080



NAHUI VELASQUEZ BOSCO ABDEL  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098



001767

d) Ingresamos las cargas

d.1) Peso Propio

Los espesores para la losa superior, muros laterales y losa inferior son de 20 cm, por lo que los pesos propios son los mismos que se usaron la Alcantarilla tipo I.

d.2) Presión Vertical del terreno (EV)

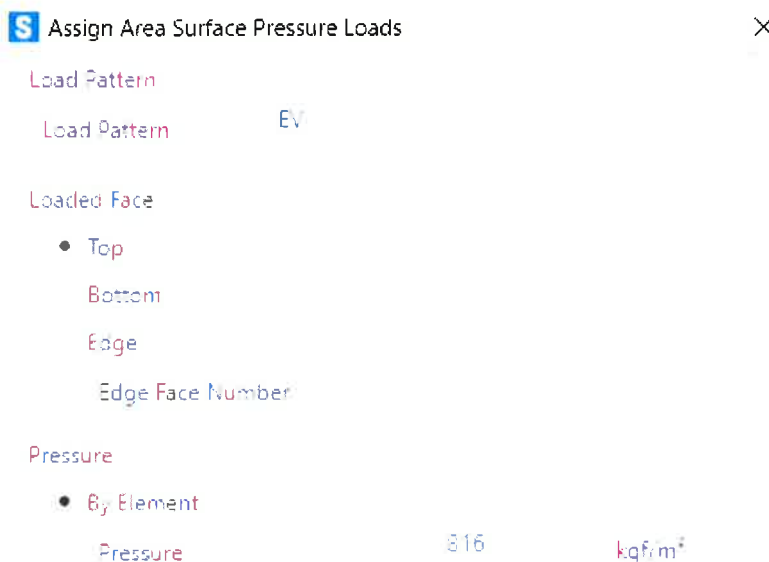
$$F_e = 1 + 0.20 \cdot \frac{H}{B_c} \leq 1.15$$

Fe= 1.02

$$EV = F_e \cdot \gamma_t \cdot H$$

EV= 204 kg/m

Para el SAP consideramos un área de 0.25m x 0.25m, por lo cual EV= 816 kg/m2



d.3) Presión Horizontal del terreno (EH)

Ka = 0.38

Presión lateral del terreno en la parte superior de la alcantarilla

EH1 = 76 kg/m

Presión lateral del terreno en la parte inferior de la alcantarilla

EH1 = 836 kg/m

Por lo tanto, las ecuaciones quedarían de la siguiente manera:

0xC + D = 836

0.90xC + D = 76

Dónde: D = 836 y C = -950

MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221080

NAHUI VELASQUEZ BOSCO  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098

**S** Assign Joint Pattern Data

× 001766

General

Joint Pattern Name: TIERRA

Pattern Assignment Type

- X, Y, Z Multipliers (Pattern Value =  $Ax + By + Cz + D$ )

Z Coordinate at Zero Pressure and Weight per Unit Volume

Pattern Value =  $Ax + By + Cz + D$

Constant A:	0	1/m
Constant B:	0	1/m
Constant C:	-950	1/m
Constant D:	836	

**d.4) Sobrecarga por carga viva (LS)**

Carga lateral en la parte superior de la alcantarilla

Heqs = 1.76 m

LSsup = 1338 kg/m

Carga lateral en la parte superior de la alcantarilla

Heqs = 1.28 m

LSsup = 973 kg/m

De la misma manera que hicimos el cálculo de las constantes para EH, obtenemos para LS:

**S** Assign Joint Pattern Data

×

General

Joint Pattern Name: LS

Pattern Assignment Type

- X, Y, Z Multipliers (Pattern Value =  $Ax + By + Cz + D$ )

Z Coordinate at Zero Pressure and Weight per Unit Volume

Pattern Value =  $Ax + By + Cz + D$

Constant A:	0	1/m
Constant B:	0	1/m
Constant C:	456.25	1/m
Constant D:	973	

**d.5) Carga Viva (LL+IM)**



*Michael J. Tovar Medina*  
MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221080



*Nahui Velasquez Bosco*  
NAHUI VELASQUEZ BOSCO  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098

El Art. 3.6.1.2.6 AASHTO-LRFD indica que si la profundidad del relleno es menor que 0.60m, la sobrecarga se analiza con anchos de franja equivalente (4.6.2.10). 001765

**S** Assign Area Surface Pressure Loads X

Load Pattern

Load Pattern LL-IM

Loaded Face

- Top
- Bottom
- Edge
- Edge Face Number

Pressure

- By Element

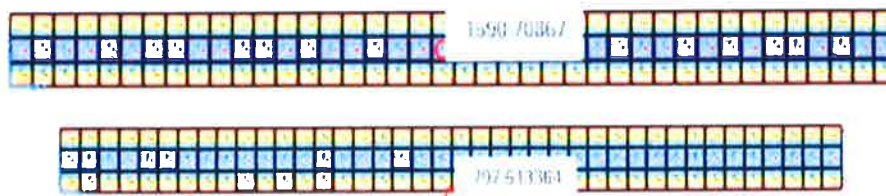
Pressure 7840 kgf/m<sup>2</sup>

#### e) Combinaciones de cargas

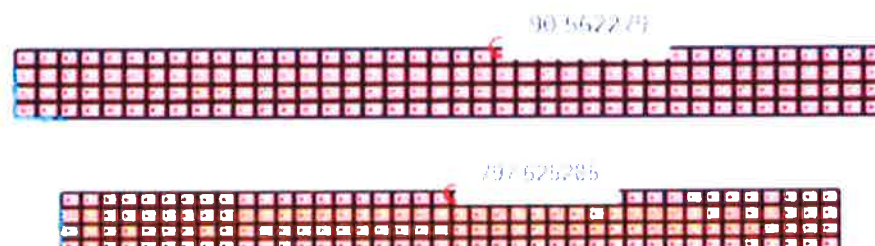
Las combinaciones de carga para el estado límite de Resistencia I con n=1  
Combinación 01, 02 y 03 expuestos en el diseño de Alcantarilla Tipo I.

#### e) Momentos para las envolventes

##### e.1) Losa superior



##### e.2) Muros laterales



##### e.3) Losa inferior



  
MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221060

  
NANY VELASQUE BOSCO  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268008



001764

f) Cálculo de acero

f.1) Losa superior

Refuerzo positivo (cara interior)

Md 1590.71 kg-m

d 14.37 cm

$\phi_f$  0.9

$$k_w = \frac{M_d}{0.85 \times \phi_f \times f'_c \times b}$$

k<sub>w</sub> 9.90 cm<sup>2</sup>

a 0.71 cm

A<sub>s</sub> 3.00 cm<sup>2</sup>

A1(+) 3/8" 0.236

A1(+) 3/8" @ 20 cm

Refuerzo negativo (cara exterior)

Md 797.61 kg-m

d 14.52 cm

$\phi_f$  0.9

$$k_w = \frac{M_d}{0.85 \times \phi_f \times f'_c \times b}$$

k<sub>w</sub> 4.96 cm<sup>2</sup>

a 0.35 cm

A<sub>s</sub> 1.47 cm<sup>2</sup>

A2(-) 3/8" 0.483

A2(-) 3/8" @ 45 cm

f.2) Muros laterales

MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221060

ROSCO ADIEL VELASQUEZ  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 260008



Refuerzo positivo (cara interior)

Md	90.56	kg-m
d	14.52	cm
$\phi_f$	0.9	
$k_w = \frac{M_d}{0.85 \times \phi_f \times f'_{cx} \times b}$		
k <sub>w</sub>	0.56	cm <sup>2</sup>
a	0.04	cm
As	0.17	cm <sup>2</sup>
As <sub>min</sub>	2.18	cm <sup>2</sup>
L1(+) 3/8"	0.33	
L1(+) 3/8"	@	30 cm

Refuerzo negativo (cara exterior)

Md	797.63	kg-m
d	14.37	cm
$\phi_f$	0.9	
$k_w = \frac{M_d}{0.85 \times \phi_f \times f'_{cx} \times b}$		
k <sub>w</sub>	4.97	cm <sup>2</sup>
a	0.35	cm
As	1.49	cm <sup>2</sup>
L2(-) 3/8"	0.48	
L2(-) 3/8"	@	45 cm

f.3) Losa inferior

  
MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221060

  
NAHUI VELASQUEZ  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098

001762

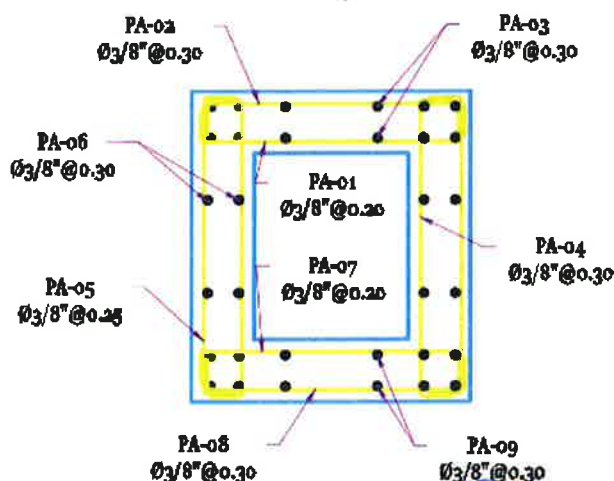
Refuerzo cara superior

Md	1554.37	kg-m
d	14.52	cm
$\phi_f$	0.9	
$k_w = \frac{M_d}{0.85 \times \phi_f \times f'_{cb} \times b}$		
kw	9.68	cm2
a	0.68	cm
As	2.90	cm2
PA-07 3/8"	0.24	
PA-07 3/8"	@	20 cm

Refuerzo cara interior

Md	773.52	kg-m
d	14.52	cm
$\phi_f$	0.9	
$k_w = \frac{M_d}{0.85 \times \phi_f \times f'_{cb} \times b}$		
kw	4.81	cm2
a	0.34	cm
As	1.43	cm2
Asmin	2.18	cm2
PA-08 3/8"	0.33	
PA-08 3/8"	@	30 cm

g) Distribución final



MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221060

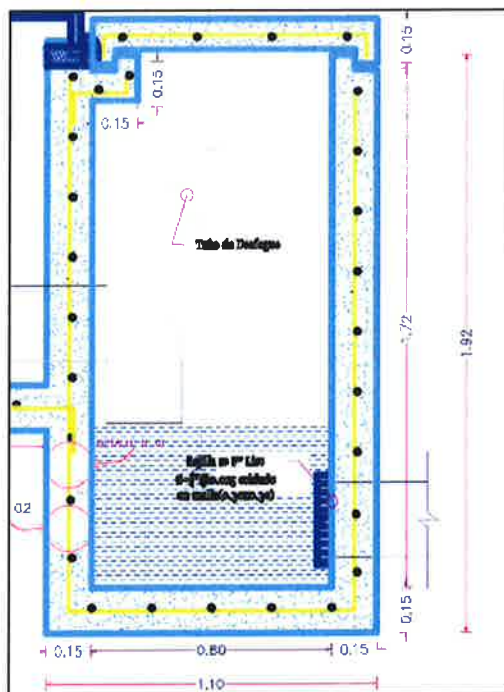


Bunlun  
MAHUI VELASQUE BARRERA  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 260000  
27

## 5. CÁMARA ROMPE PRESION

001761

La sección de la cámara rompe presión más crítico tiene la siguiente dimension según los planos:



Se hará el análisis en el corte transversal de las paredes y el piso, teniendo un ancho efectivo de 1.00 metros:

### A.- DISEÑO POR EMPUJE DE TIERRA

#### DATOS:

$\gamma_s =$	1760	kg/m <sup>3</sup>	(peso específico del suelo de relleno)
$\phi =$	23.77	°	(Angulo de fricción interna)
$\delta =$	0	°	(Angulo formado por el suelo de relleno con la horizontal trazada en el extremo superior del muro.)
$h =$	1.92	m.	
$b =$	1.10	m.	
$e_m =$	0.15	m.	
$e_b =$	0.15	m.	
$f'c =$	210.00	kg/cm <sup>2</sup> .	
$f_y =$	4200.00	kg/cm <sup>2</sup> .	
$d =$	0.12	m.	

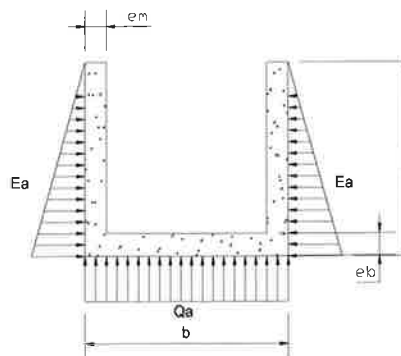
### CALCULO DE PRESIONES DE VOLTEO

En las paredes actúa el empuje del suelo.  
En la base actúa la reacción del suelo correspondiente al peso de las paredes, el peso propio del fondo no genera flexion sobre si mismo.

Coefficiente de Empuje activo

$$k_a = \cos \delta * \frac{\cos \delta - \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \phi}}{\cos \delta + \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \phi}}$$

$$k_a = 0.425$$



  
**MICHAEL J. TOVAR MEDINA**  
 INGENIERO CIVIL  
 CIP. N° 221060

  
**NAHUI VELASQUE BOSCO ADRIEL**  
 INGENIERO CIVIL  
 Reg. CIP N° 268098

Empuje de tierras en paredes laterales

$$Ea = ka \cdot \gamma s \cdot H^2 / 2 \quad H = 1.6$$

$$Ea = 0.96 \text{ tn.}$$

001760

Presión sobre el suelo

Amplificando las fuerzas

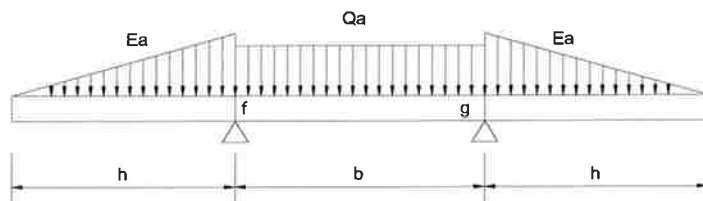
$$W_{\text{muros}} = 1.274 \text{ tn.} \times 1.40 = 1.784 \text{ tn.}$$

$$W_{\text{losa}} = 0.000 \text{ tn.} \times 1.40 = 0.000 \text{ tn.}$$

$$W_{\text{tapa}} = 0.000 \text{ tn.} \times 1.40 = 0.000 \text{ tn.}$$

$$SW = 1.274 \text{ tn.} \quad 1.784 \text{ tn.}$$

$$Qa = 1.622 \text{ tn/m}$$



#### CALCULO DE LOS MOMENTOS DE DISEÑO

Nudo "f" y "g"

$$M_f = 1.8 Ea \cdot \frac{H}{3}$$

$$M_f = 1.104 \text{ tn-m.}$$

Centro tramo "f-g"

$$M = \frac{Qa \cdot b^2}{8} - M_f$$

$$M = -0.859 \text{ tn-m.}$$

#### CALCULO DEL ACERO:

Para el calculo del acero se empleara el "Metodo elastico o Metodo por esfuerzos de trabajo"

Las características de los materiales en lo que respecta a los modulos de elasticidad tanto del concreto ( $E_c$ ) como del acero ( $E_s$ ) son las siguientes:

$$E_c = 15,000 \sqrt{f'c} \quad f'c \text{ en Kg/cm}^2.$$

$$E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2.$$

La relacion del modulo de elasticidad del acero con respecto al concreto es:

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$E_c = 217,370.65 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$E_s = 2,100,000.00 \text{ Kg/cm}^2.$$

Entonces:  $n = 9.66$

$$n = 9.66$$

MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221080

MAHUI VELASQUEZ BOSCO ABDEL  
INGENIERO CIVIL  
R. 000000000



001759

**Acero requerido**

$$As = \frac{Mactuante}{fs \cdot J \cdot d}$$

Donde:

$$fs = 0.40 \cdot fy \quad fs = 1,680.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$J = 1 - \frac{K}{3} \quad K = \frac{1}{1 + \frac{fs}{n \cdot fc}} \quad fc = 0.45 \cdot f'c \quad fc = 94.50 \text{ Kg/cm}^2$$

Remplazando tenemos:

$$K = 0.35$$

$$J = 0.88$$

**Acero principal:**

$$As = \frac{Mactuante}{fs \cdot J \cdot d}$$

Nudo "f" y "g"

Donde:

$$M = 1,104.14 \text{ Kg.-m}$$

$$fs = 1,680.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$J = 0.88$$

$$d = 12.00 \text{ cm.}$$

$$As = 6.21 \text{ cm}^2$$

Centro tramo "f-g"

Donde:

$$M = 858.82 \text{ Kg.-m}$$

$$fs = 1,680.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$J = 0.88$$

$$d = 12.00 \text{ cm.}$$

$$As = 4.83 \text{ cm}^2$$

**DISTRIBUCION DEL ACERO PRINCIPAL**

$$\emptyset = 3/8"$$

$$As = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$As = 2 \cdot 0.71 \text{ Dos sentidos}$$

$$S = As \times 100 / As \text{ requerido}$$

$$S = 22.88 \text{ cm.}$$

Luego se usará:  $\emptyset 3/8"$  @ 0.20 en ambos sentidos

  
MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221080

  
JAHUI VELASQUEZ  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268000

001758

## 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- ❖ El proyecto en estudio se encuentra ubicado en la Zona 3, por lo cual le corresponde un factor de Zona "Z" igual a 0.35, según la Norma E.030 Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones.
- ❖ El diseño de las estructuras se realizó por flexión y su verificación por cortante, teniendo en cuenta las consideraciones mencionadas en la Norma E.060 Concreto Armado del Reglamento Nacional de Edificaciones, como los materiales, recubrimientos, refuerzos mínimos, entre otros.
- ❖ Según la norma E.060 Concreto Armado del RNE, el ítem 11.10.7 menciona la cuantía mínima a utilizar en muros: (a) La cuantía de refuerzo horizontal no será menor que 0,002, (b) La cuantía de refuerzo vertical no será menor que 0,0015.
- ❖ La resistencia de concreto  $f'_c=280$  kg/cm<sup>2</sup> para la bocatoma y desarenador queda justificado por lo que nos indica la norma E.060 Concreto Armado del RNE; donde el ítem 4.2.2 que menciona los requisitos por durabilidad del concreto exige que para un concreto expuesto al agua y de baja permeabilidad debe tener como mínimo un  $f'_c = 280$  kg/cm<sup>2</sup>.
- ❖ La resistencia de concreto  $f'_c=210$  kg/cm<sup>2</sup> para las cajas de válvulas, pase aéreo y alcantarilla queda justificado por lo que nos indica la norma E.060 Concreto Armado del RNE; donde el ítem 4.2.2 que menciona los requisitos por durabilidad del concreto exige que para un concreto expuesto a la humedad debe tener como mínimo un  $f'_c = 210$  kg/cm<sup>2</sup>.
- ❖ El diseño de las estructuras se realizó con las siguientes características de los materiales:
  - Concreto estructural: resistencia especificada  $f'_c=280$  kg/cm<sup>2</sup> para la bocatoma y desarenador y para las cajas de las válvulas, los pases aéreos y alcantarillas  $f'_c=210$  kg/cm<sup>2</sup>.
  - Peso específico del concreto armado 2400 kg/m<sup>3</sup> y peso específico del concreto simple 2300 kg/m<sup>3</sup>.
  - Acero de refuerzo en varillas: resistencia especificada  $f_y = 4200$  kg/cm<sup>2</sup>.
  - Peso específico del agua 1000 kg/m<sup>3</sup>.
- ❖ Se utilizó factor de seguridad de 3.50, donde la capacidad de carga según los parámetros del estudio de Mecánica de Suelos, para el muro de la bocatoma tipo I es de 0.79 kg/cm<sup>2</sup> y para el muro de la bocatoma tipo II es de 1.09 kg/cm<sup>2</sup>, los cuales son mayores a los obtenidos en el diseño 0.69 kg/cm<sup>2</sup> y 0.86 kg/cm<sup>2</sup> respectivamente.
- ❖ Se tomó como válvula representativa, la Cámara Rompe Presión, dado su tamaño y las cargas que soporta, la distribución de los aceros también aplicará para las siguientes estructuras de obras de arte como Válvulas de aire, válvulas compuerta, tomas laterales y sifón.
- ❖ Para el diseño del plinto se consideró un ancho efectivo de 1m.
- ❖ Los recubrimientos utilizados son 5 cm para losas y muros de las diferentes estructuras y en las zapatas de los pases aéreos se consideró 7 cm.
- ❖ Las combinaciones de carga utilizadas para las estructuras diseñadas mediante el software SAP 2000, fueron tomadas de la norma ACI-350R-06.

- ❖ Para el caso del pase aéreo de 20 metros, dado el diámetro de la tubería que soportará se diseñó con dos columnas conectadas con viga(s).
- ❖ Se recomienda el uso de piedra chancada de 1/2" para evitar con los espaciamientos o vacíos entre las varillas de acero y así tener un elemento estructural homogéneo (sin cangrejas), para así tener un buen comportamiento estructural.
- ❖ Las longitudes de traslape serán de:
  - 45 cm para diámetros de 3/8"
  - 60 cm para diámetros de 1/2"
  - 75 cm para diámetros de 5/8"
  - 85 cm para diámetros de 3/4"
- ❖ Las longitudes de los ganchos serán de 12 veces el diámetro de la barra.

001757

  
MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221000

  
NAHUI VELASQUEZ BOSCO ADOR  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221000

## **05.03. DESCRIPCIÓN TÉCNICA DE LAS OBRAS HIDRÁULICAS**



# DESCRIPCIÓN TÉCNICA DE LAS OBRAS HIDRAÚLICAS

## PROYECTO:

**"CREACION DEL SERVICIO DE PROVISION DE AGUA PARA RIEGO EN LAS ZONAS MEDIA Y BAJA DE LAS LOCALIDADES DEL CENTRO POBLADO DE CHONGOS ALTO, LLAMAPSHILLON Y PALMAYOC DISTRITO DE CHONGOS ALTO DE LA PROVINCIA DE HUANCAYO DEL DEPARTAMENTO DE JUNIN", CUI. 2617783**



**CHONGOS ALTO – HUANCAYO – JUNIN**

**2024**



*Michael J. Tovar Medina*  
**MICHAEL J. TOVAR MEDINA**  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221060



*Nahui Velasquez Basso*  
**NAHUI VELASQUEZ BASSO**  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268008

001784

## CONTENIDO

1	DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA INFRAESTRUCTURA DE RIEGO .....	3
2	CRITERIOS DE DISEÑO HIDRÁULICO- CONDUCCIÓN PRINCIPAL .....	4
2.1	CAPTACIÓN .....	4
2.2	DESARENADOR.....	5
2.3	CONDUCCIÓN PRINCIPAL.....	5
2.4	VALVULAS DE AIRE.....	6
2.5	VALVULA COMPUERTA - CAMARA ROMPE PRESION T-6.....	7
2.6	DREN.....	8
2.7	ALCANTARILLA.....	9
2.8	CANOAS TIPO II (L=8.00 m) .....	9
2.9	DADOS DE ANCLAJE EN CONDUCCIÓN PRINCIPAL .....	10
2.10	RESERVORIO .....	11
3	CRITERIOS DE DISEÑO HIDRÁULICO- LATERALES .....	12
3.1	LATERALES .....	12
3.2	VALVULAS DE AIRE.....	12
3.3	VALVULA COMPUERTA - CAMARA ROMPE PRESION T-6.....	13
3.4	VALVULA COMPUERTA .....	14
3.5	SIFÓN.....	15
3.6	PASE AÉREO TIPO I (L=20.00 m) .....	16
3.7	CANOAS.....	17
3.8	DADOS DE ANCLAJE.....	17
3.9	TOMA LATERAL .....	19

  
MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP N° 221080

  
NATIVEL VELÁSQUEZ BORCO  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268000

001750

## 1 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA INFRAESTRUCTURA DE RIEGO

El proyecto: "CREACION DEL SERVICIO DE PROVISION DE AGUA PARA RIEGO EN LAS ZONAS MEDIA Y BAJA DE LAS LOCALIDADES DE CENTRO POBLADO DE CHONGOS ALTO, LLAMAPSHILLON Y PALMAYOC DISTRITO DE CHONGOS ALTO DE LA PROVINCIA DE HUANCAYO DEL DEPARTAMENTO DE JUNIN" CUI. 2617783; tiene como componente principal la infraestructura de un sistema de riego.

Siendo estos componentes los cuales se describen a continuación:

### INFRAESTRUCTURA DE CAPTACIÓN:

- Bocatoma "rio Canipaco"
- Canal aductor al desarenador
- Desarenador

### LÍNEA DE CONDUCCIÓN:

- Tramo 01 del km 00+060 al km 05+420 (Suministro e instalación de tuberías PVC UF C-5.0  $\varnothing=200$  mm L=5360 ml)
- Válvula de aire  $\varnothing=200$  mm (13 und)
- Válvula compuerta - CRP(T6)  $\varnothing=200$  mm (01 und)
- Dren (L = 130 mts)
- Alcantarilla (l = 6 mts.) - (01 und)
- Canoa tipo II (l = 8 mts.) - (02 und)
- Dados de anclaje (19 und)
- Reservorio (cap.: 113,842 m3)

### LATERALES:

- Tramo 01 del km 00+000 al km 06+790 (Suministro e instalación de tuberías PVC UF C-5.0  $\varnothing=250$  mm L=6,790 ml)
- Tramo 02 del km 06+790 al km 09+140 (Suministro e instalación de tuberías PVC UF C-5.0  $\varnothing=200$  mm L=2,350 ml) (Se ubica un sifón desde el km 07+585 al km 07+752)
- Tramo 03 del km 09+140 al km 09+380 (Suministro e instalación de tuberías PVC UF C-5.0  $\varnothing=160$  mm L=240 ml)
- Tramo 04 del km 09+380 al km 09+500 (Suministro e instalación de tuberías PVC UF C-5.0  $\varnothing=110$  mm L=120 ml)
- Válvula de aire  $\varnothing=250$  mm (16 und)
- Válvula de aire  $\varnothing=200$  mm (05 und)
- Válvula compuerta  $\varnothing=250$  mm (05 und)
- Válvula compuerta  $\varnothing=200$  y 160 mm (05 und)
- Válvula compuerta - CRP(T6)  $\varnothing=250$  mm (01 und)
- Válvula compuerta - CRP(T6)  $\varnothing=200$  mm (01 und)
- Canoa tipo I (l = 5 mts.) - (03 und)
- Toma Lateral (32 und)
- Dados de anclaje (38 und)



MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221000



NAHUI VELASQUEZ BOSCO ARBEL  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 269000



- Sifón (01 und)
- Pase Aéreo (l = 20 mts.) - (01 und)

001752

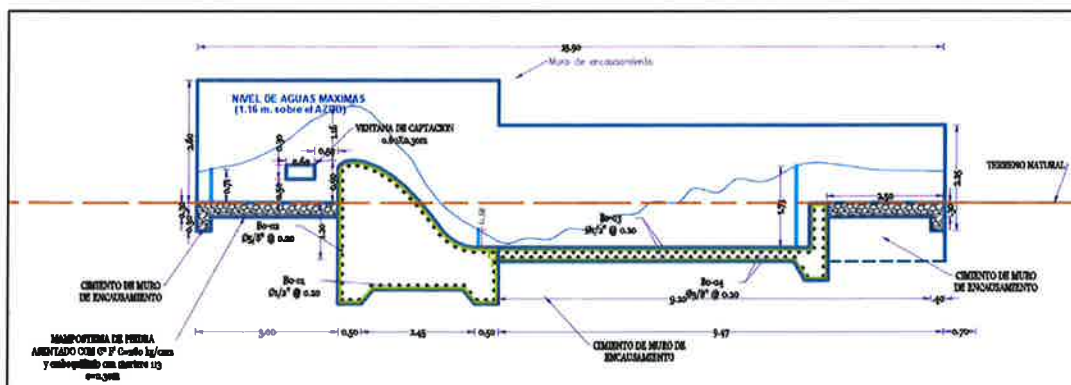
## 2 CRITERIOS DE DISEÑO HIDRÁULICO- CONDUCCIÓN PRINCIPAL

### 2.1 CAPTACIÓN

La captación constará de una bocatoma tipo convencional (Tipo barraje con compuerta de limpieza), en la cual se ubicará la ventana de captación, tendrá la función de captar las aguas del rio Canipaco y derivarlos la margen derecha; para conducirlos al desarenador y posteriormente a la línea de conducción.

Para el diseño de la bocatoma, tenemos la siguiente información:

- Caudal de captación igual a 59 l/s.
- Caudal de máximas avenidas para un periodo de retorno de 100 años igual a 31.25 m<sup>3</sup>/s.
- Plano topográfico detallado del área en donde se construirá la bocatoma y lugares aledaños.
- Estudios geológicos y geotécnicos del área de estudio.
- Tirante máximo sobre el azud de 1.16 metros.





## 2.2 DESARENADOR

001751

Los desarenadores, son obras hidráulicas que sirven para separar (decanter) y remover (evacuar) después, el material sólido que lleva el agua de un canal. Este material sólido que se transporta ocasiona perjuicios de las obras, por lo que se diseña el desarenador considerando que la cantidad de sedimentos que transporta el agua que fluye por la captación del río Canipaco es de 0.02 Kg/m<sup>3</sup>; valor considerado conservador, para darle más garantía al proyecto. Por otro lado, también con la finalidad de garantizar la funcionabilidad del proyecto, en los cálculos correspondientes se utilizó un factor de seguridad de 3.

Los cálculos se presentan en la siguiente hoja de Excel:

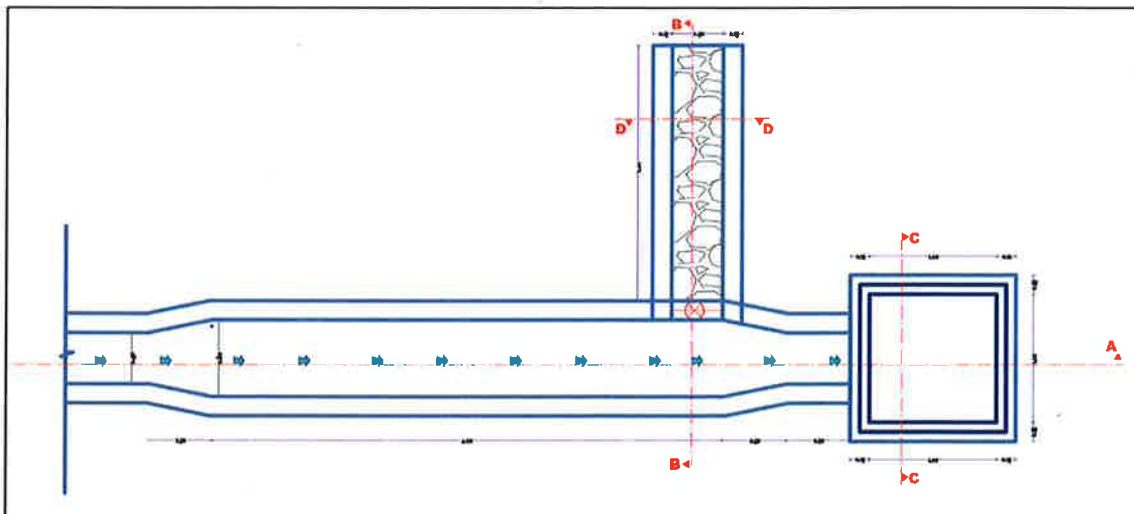
Las dimensiones del desarenador en el diseño serán las siguientes:

- Largo 4.00 metros
- Ancho 0.60 metros
- Profundidad de recolección 0.60 metros

La transición es muy importante para el buen funcionamiento del desarenador, pues la eficiencia de la sedimentación depende de la uniformidad de la velocidad en la sección transversal.

LONGITUD DE TRANSICION	
BASE MAYOR:	0.6
BASE MENOR:	0.4
ANGULO:	12.5
LONGITUD (Mts):	0.45
LOGITUD ASUMIDA:	0.5

La vista en planta del desarenador se muestra a continuación:



## 2.3 CONDUCCIÓN PRINCIPAL

Para el diseño de las tuberías de la línea de conducción principal, se proyecta construir un sistema de distribución a gravedad y debido a la topografía se plantea una conducción entubada.

La línea de conducción principal está comprendida por:

- Conducción principal inicia en el km 00+060 y termina en el km 05+420 (Suministro e instalación de Tubería PVC UF C-5.0  $\phi=200$  mm L= 5,360.00 ml)

001750

## 2.4 VALVULAS DE AIRE

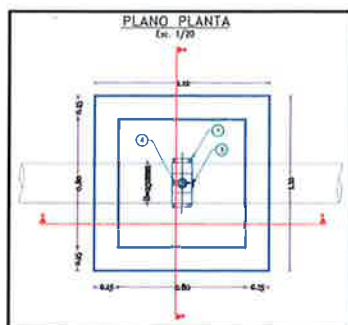
El agua siempre contiene aire disuelto, este aire se va manifestar en forma de burbujas cuando se produce un aumento de temperatura y/o una disminución de la presión.

Las válvulas de aire tienen la función de eliminar el aire existente en las tuberías para garantizar un buen funcionamiento del mismo. Las ubicaciones de estas válvulas serán de acuerdo a las recomendaciones de fábrica de este tipo de accesorios, se trabajó ubicando las válvulas de aire cada 400 metros de distancia en toda la línea de conducción.

Las válvulas de aire se encontrarán ubicados en las siguientes progresivas de la conducción principal:

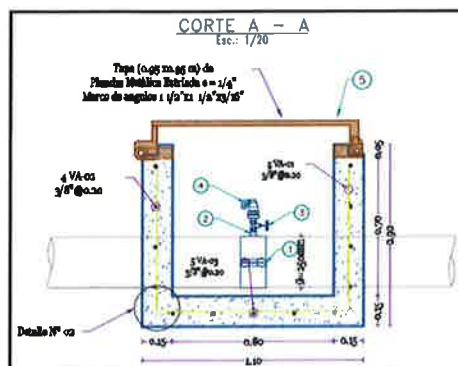
UBICACIÓN DE VALVULA DE AIRE- CONDUCCION PRINCIPAL		
Nº	PROGRESIVA	DIÁMETRO (mm)
1	00+400	200 mm
2	00+800	200 mm
3	01+200	200 mm
4	01+600	200 mm
5	02+000	200 mm
6	02+400	200 mm
7	02+800	200 mm
8	03+200	200 mm
9	03+600	200 mm
10	04+000	200 mm
11	04+400	200 mm
12	04+800	200 mm
13	05+200	200 mm

El esquema de la válvula de aire proyectada se presenta a continuación:



MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221000

NAHUI VELASQUEZ BOSCO ADIEL  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098



001749

El detalle del diseño de la presente estructura proyectada, se presenta en el plano:  
CP-04 (VA-01).- VALVULA DE AIRE  $\phi=200\text{mm}$

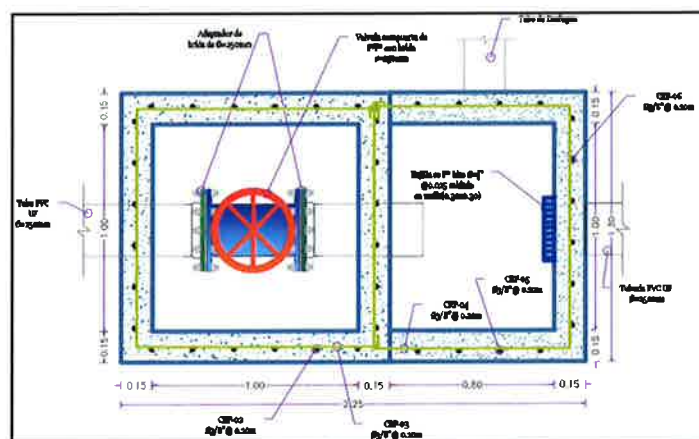
## 2.5 VALVULA COMPUERTA - CAMARA ROMPE PRESION T-6

La cámara rompe presión tipo 6 tiene la finalidad de regular la presión de agua transportada en la conducción principal, para que esta no produzca golpe de ariete en la tubería o pueda dañar algunos tramos de tubería. Se ubican en diferencias de altura menores a 50 o más metros (de acuerdo a la clase de la tubería a emplear).

La cámara rompe presión tipo 6 se ubican en las siguientes progresivas de la conducción principal

UBICACIÓN DE CRP - CONDUCCION PRINCIPAL		
N°	PROGRESIVA	DIÁMETRO (mm)
1	04+250	200 mm

El esquema del CRP-T6 proyectado se presenta a continuación:

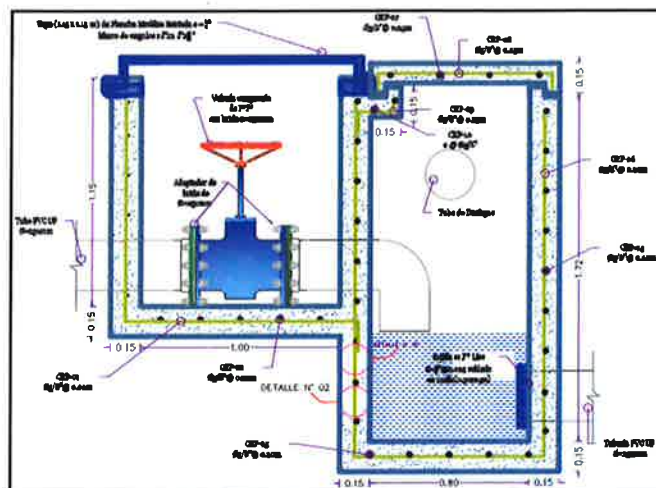


*Michael J. Tovar Medina*  
MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221000

*Nahui Velasquez Bosco Arbel*  
NAHUI VELASQUEZ BOSCO ARBEL  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098



001748



El detalle del diseño de la presente estructura proyectada, se presenta en el plano:

CP-05 (CRP-01).- CAMARA ROMPE PRESION (T6)  $\phi=200\text{mm}$

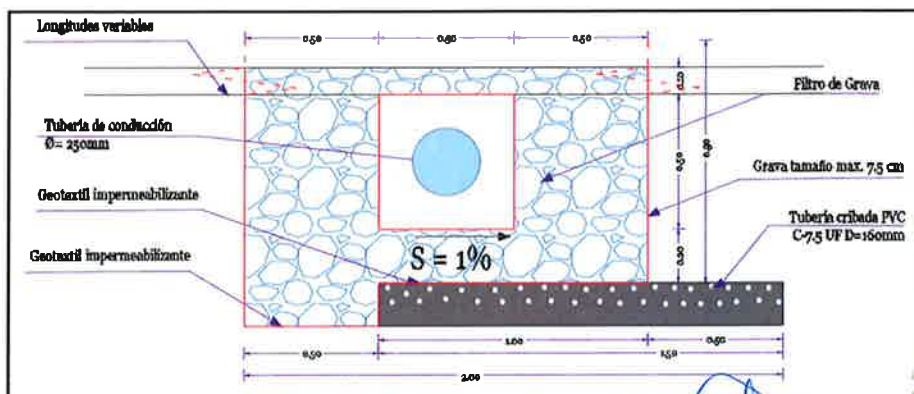
## 2.6 DREN

Los drenes son sistemas de subdrenaje que tendrán la función de evacuar las aguas que circulan por debajo de terreno natural (bofedales) hacia un punto de disposición final para así evitar los daños de las tuberías dentro de la línea de conducción, estos estarán conformados por una excavación, la colocación de un geotextil como medio de filtro, un medio drenante conformado por gravas o arenas y en la parte inferior una tubería para evacuar el agua captada.

A continuación, se detalla la ubicación de los drenes planteados en la conducción principal:

UBICACIÓN DE DREN CONDUCCIÓN PRINCIPAL					
N°	PROGRESIVA INICIAL	PROGRESIVA FINAL	LONGITUD (m)	DIAMETRO DE TUBERIA (m)	TIPO DE TUBERIA
1	00+200	00+280	80.00	200 mm	PVC
2	01+040	01+080	40.00	200 mm	PVC
3	03+187	03+197	10.00	200 mm	PVC

Los detalles se presentan a continuación





El detalle del diseño de la presente estructura proyectada, se presenta en el plano: CP-06 (DR-01).- DREN

001747

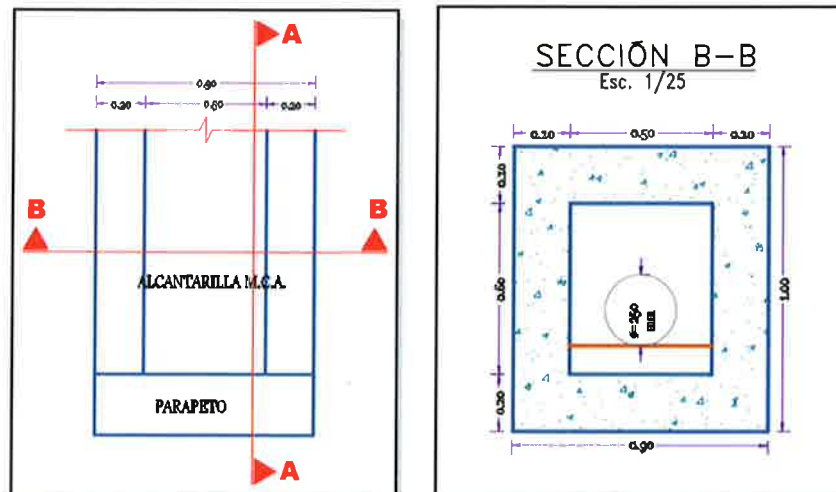
## 2.7 ALCANTARILLA

La alcantarilla se planteará en los cruces de carreteras, el cual servirá para la soportar las cargas vehiculares en dicho punto de encuentro, usualmente son de longitudes cortas. Para la conducción principal del proyecto se plantea una alcantarilla de 6.00 metros de longitud.

En la conducción principal se ubicará una alcantarilla:

UBICACIÓN DE ALCANTARILLA - CONDUCCIÓN PRINCIPAL			
N°	PROGRESIVA INICIAL	PROGRESIVA FINAL	LONGITUD (m)
1	05+117	05+123	6.00

Los detalles se presentan a continuación:



El detalle del diseño de la presente estructura proyectada, se presenta en el plano: CP-07 (AL-01).- ALCANTARILLA

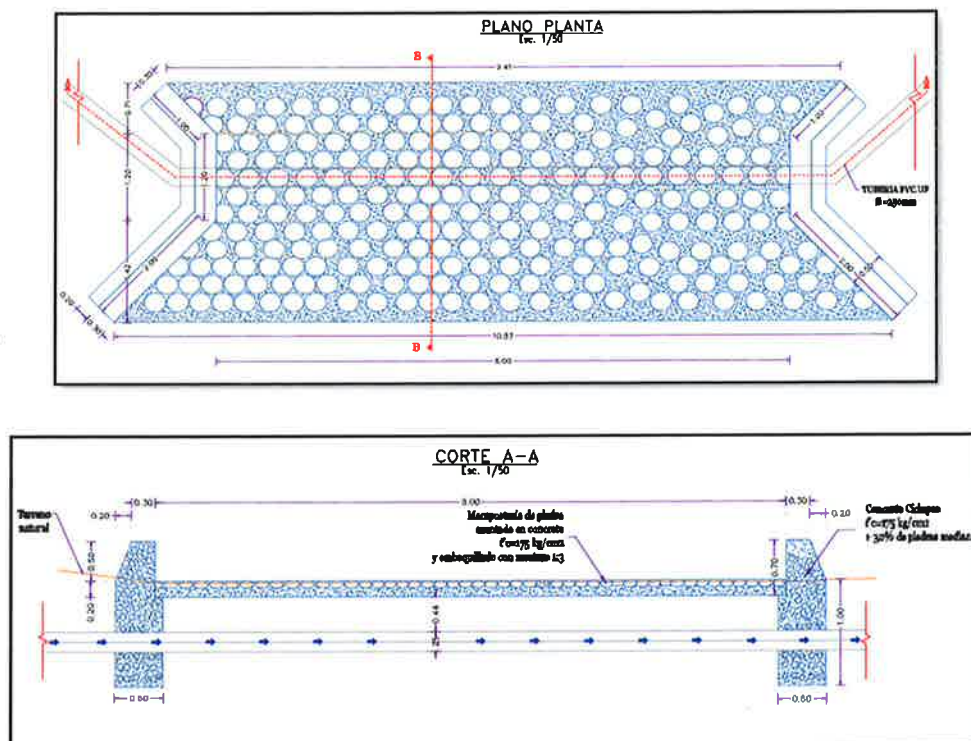
## 2.8 CANOAS TIPO II (L=8.00 M)

Son obras de arte que permiten conducir cursos de agua material de arrastre, sedimentos huaycos provenientes de una quebrada o presiones de mucha pendiente, sobre la tubería de la línea de conducción. Para el presente proyecto se plantean 2 canoas debido a los pases de quebradas existentes en el tramo de la línea de conducción, las cuales se encuentran en las siguientes progresivas:

UBICACIÓN DE CANOA TIPO II - CONDUCCIÓN PRINCIPAL			
N°	PROGRESIVA	DIÁMETRO (mm)	LONGITUD (m)
1	01+940	200 mm	8.00
2	03+170	200 mm	8.00

El esquema general para las canoas proyectadas es la siguiente:

001746



El detalle del diseño de la presente estructura proyectada, se presenta en el plano CP-08 (CA-01) - CANOA TIPO II (L=8m)

## 2.9 DADOS DE ANCLAJE EN CONDUCCIÓN PRINCIPAL

En conducciones que trabajan a presión y sobre todo en diámetros de tubos grandes se deben de tomar las precauciones necesarias para absorber los esfuerzos que en determinados puntos puedan producirse durante el funcionamiento de la instalación.

Cuando la tubería está bajo presión interna y tiene un extremo cerrado, se presenta un empuje axial igual al producto de la presión del agua por el área de la sección de la tubería. Esta fuerza aparece igualmente en accesorios como codos, derivaciones o reducciones. En general estos empujes se producen siempre que la línea de la tubería cambia de dirección, se reduce de diámetro o tiene algún extremo cerrado. Para evitar que estos empujes puedan alterar la linealidad de la conducción debemos anclar la tubería en estos puntos críticos adosando normalmente un dado de anclaje.

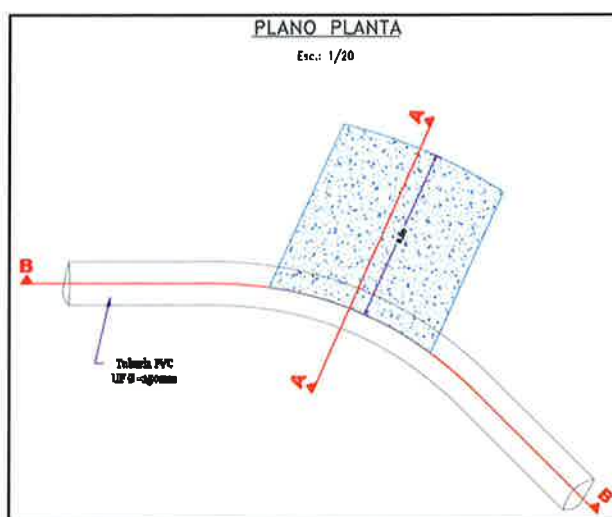
  
MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221060

  
NAHUI VELÁSQUEZ Bocco Adel  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098

001745

UBICACIÓN DE DATOS DE ANCLAJE - CONDUCCION PRINCIPAL		
N°	PROGRESIVA	DIÁMETRO (mm)
1	00+336	200 mm
2	00+908	200 mm
3	01+138	200 mm
4	01+367	200 mm
5	01+725	200 mm
6	01+830	200 mm
7	02+225	200 mm
8	02+606	200 mm
9	03+454	200 mm
10	04+062	200 mm
11	04+301	200 mm
12	04+353	200 mm
13	04+443	200 mm
14	04+598	200 mm
15	04+773	200 mm
16	04+947	200 mm
17	05+136	200 mm
18	05+229	200 mm
19	05+407	200 mm

El esquema de los datos de anclaje proyectados se presenta a continuación:



El detalle del diseño de la presente estructura proyectada, se presenta en el plano: CP-10 (DA-01)- DATOS DE ANCLAJE

## 2.10 RESERVORIO

Se construirán 1 reservorio de geo membrana de 113,842 m<sup>3</sup>, el cual se almacenará agua durante los meses de lluvia específicamente durante los meses de marzo, abril, mayo y noviembre, para ser usado durante los meses de déficit que son los meses de junio, julio, agosto y setiembre.



*Michael J. Tovar Medina*  
MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221060



*Nahuel Velásquez Bosco Adriel*  
NAHUEL VELÁZQUEZ BOSCO ADRIEL  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 268098



### 3 CRITERIOS DE DISEÑO HIDRÁULICO- LATERALES

001744

#### 3.1 LATERALES

Las líneas de los laterales están comprendidas por:

- Tramo 01 del km 00+000 al km 06+790 (Suministro e instalación de tuberías PVC UF C-5.0  $\varnothing=250$  mm L=6,790 ml)
- Tramo 02 del km 06+790 al km 09+140 (Suministro e instalación de tuberías PVC UF C-5.0  $\varnothing=200$  mm L=2,350 ml) (Se ubica un sifón desde el km 07+585 al km 07+752)
- Tramo 03 del km 09+140 al km 09+380 (Suministro e instalación de tuberías PVC UF C-5.0  $\varnothing=160$  mm L=240 ml)
- Tramo 04 del km 09+380 al km 09+500 (Suministro e instalación de tuberías PVC UF C-5.0  $\varnothing=110$  mm L=120 ml)

#### 3.2 VALVULAS DE AIRE

El agua siempre contiene aire disuelto, este aire se va manifestar en forma de burbujas cuando se produce un aumento de temperatura y/o una disminución de la presión.

Las válvulas de aire tienen la función de eliminar el aire existente en las tuberías para garantizar un buen funcionamiento del mismo. Las ubicaciones de estas válvulas serán de acuerdo a las recomendaciones de fábrica de este tipo de accesorios, se trabajó ubicando las válvulas de aire cada 400 metros de distancia en los laterales.

Las válvulas de aire de acuerdo a los diámetros de la tubería se tienen de  $\varnothing=250$  y 200 mm, estos se encontrarán ubicados en las siguientes progresivas del lateral:

UBICACIÓN DE VALVULA DE AIRE LATERAL PRINCIPAL		
N°	PROGRESIVA	DIÁMETRO (mm)
1	00+340	250 mm
2	00+740	250 mm
3	01+040	250 mm
4	01+540	250 mm
5	01+940	250 mm
6	02+340	250 mm
7	02+740	250 mm
8	03+140	250 mm
9	03+940	250 mm
10	04+340	250 mm
11	04+740	250 mm
12	05+140	250 mm
13	05+540	250 mm
14	05+940	250 mm
15	06+340	250 mm
16	06+740	250 mm

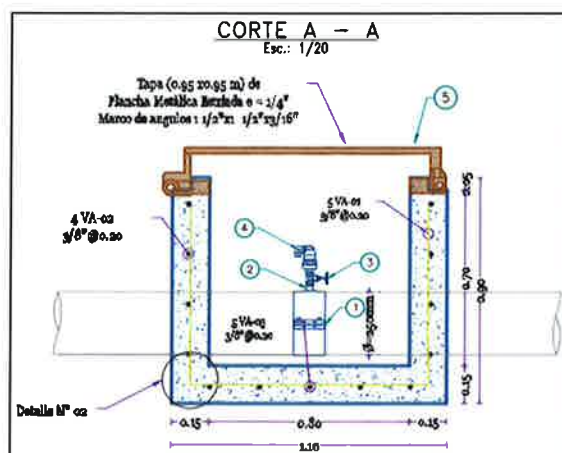
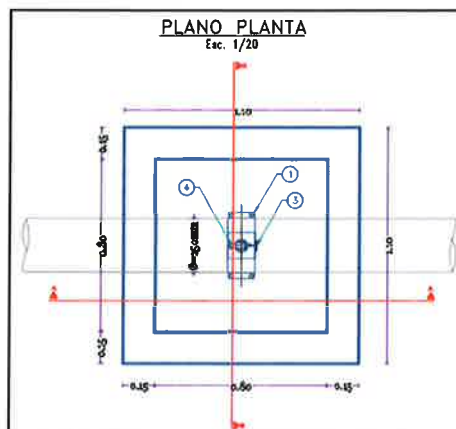


**UBICACIÓN DE VALVULA DE AIRE LATERAL PRINCIPAL**

N°	PROGRESIVA	DIÁMETRO (mm)
17	07+140	200 mm
18	07+940	200 mm
19	08+340	200 mm
20	08+740	200 mm
21	09+120	200 mm

401749

El esquema de la válvula de aire  $\phi = 250\text{mm}$  proyectada se presenta a continuación:



El detalle del diseño de la presente estructura proyectada, se presenta en el plano:  
LP-02 (VA-01).- VALVULA DE AIRE  $\phi = 250\text{ mm}$ ; LP-02 (VA-02).- VALVULA DE AIRE  $\phi = 200$

### 3.3 VALVULA COMPUERTA - CAMARA ROMPE PRESION T-6

La cámara rompe presión tipo 6 tiene la finalidad de regular la presión de agua transportada en la conducción principal, para que esta no produzca golpe de ariete en la tubería o pueda dañar algunos tramos de tubería. Se ubican en diferencias de altura menores a 50 o más metros (de acuerdo a la clase de la tubería a emplear).

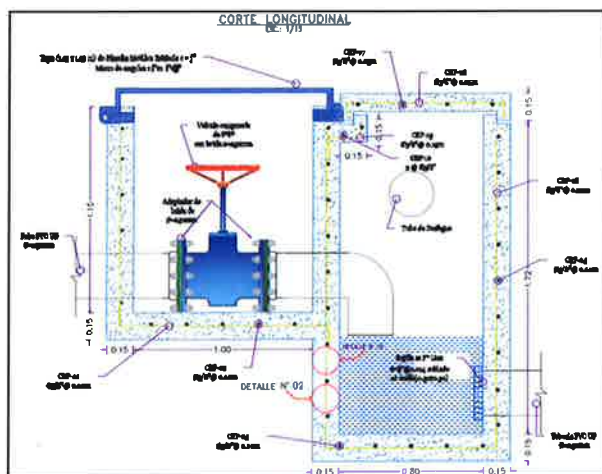
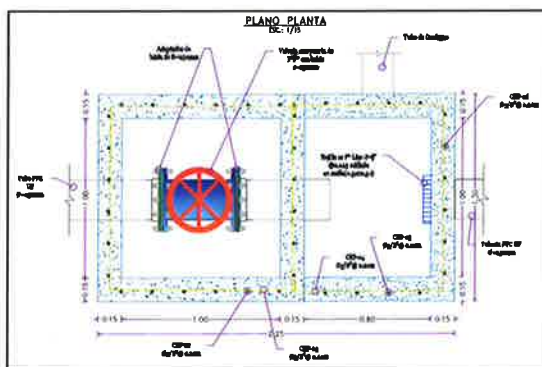
La cámara rompe presión tipo 6 serán de diámetro 250mm y 200mm, las cuales se ubican en las siguientes progresivas de los laterales:

**UBICACIÓN DE CRP - LATERAL PRINCIPAL**

N°	PROGRESIVA	DIÁMETRO (mm)
2	03+540	250 mm
3	07+540	200 mm

001742

El esquema del CRP-T6  $\phi=250$ mm proyectado se presenta a continuación:



El detalle del diseño de la presente estructura proyectada, se presenta en el plano:  
LP-03 (CRP-01).- CAMARA ROMPE PRESION (T6)  $\phi=250$ mm; LP-03 (CRP-02).-  
CAMARA ROMPE PRESION (T6)  $\phi=200$ mm

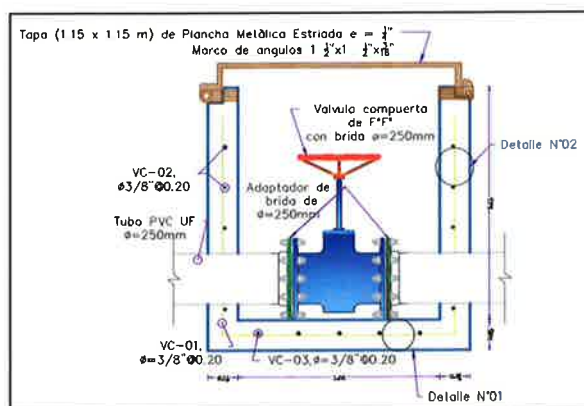
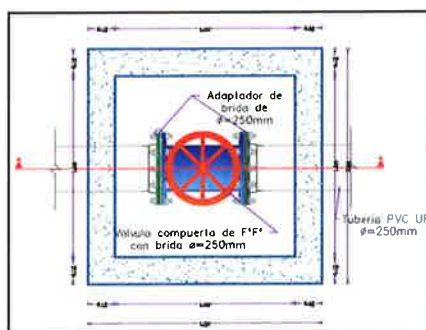
### 3.4 VALVULA COMPUERTA

Las válvulas de compuerta se construirán para regular el flujo en las redes de distribución, esta estructura se utilizará para distribuir el agua equitativamente en todo el sistema de riego. En el lateral principal se tiene 5 válvulas compuerta de  $\phi = 250$ mm, 3 válvulas de aire de  $\phi = 200$ mm y 2 válvulas de aire de  $\phi = 160$ mm.

001741

UBICACIÓN DE VALVULA COMPUERTA- LATERAL PRINCIPAL		
N°	PROGRESIVA	DIÁMETRO (mm)
1	02+645	250 mm
2	03+245	250 mm
3	04+795	250 mm
4	05+245	250 mm
5	05+795	250 mm
6	07+195	200 mm
7	07+895	200 mm
8	09+045	200 mm
9	09+225	160 mm
10	09+345	160 mm

El esquema de la válvula compuerta de diámetro 250 mm proyectada se presenta a continuación:



El detalle del diseño de la presente estructura proyectada, se presenta en el plano: LP-04 (VC-01).- VÁLVULA COMPUERTA  $\phi=250$  mm; LP-04 (VC-02).- VÁLVULA COMPUERTA  $\phi=200$  y 160 mm

### 3.5 SIFÓN

Los sifones invertidos son conductos cerrados que trabajan a presión, se utilizan para conducir el agua en el cruce de un canal con una depresión topográfica o quebrada, también para pasar por debajo de un camino, una vía de ferrocarril, un dren o incluso otro canal.

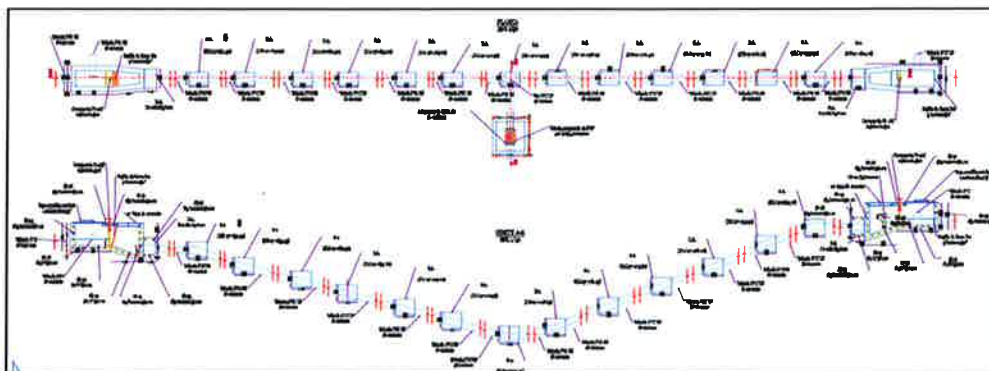
En el lateral principal se proyectan 1 sifón.



**UBICACIÓN DE SIFON - LATERAL PRINCIPAL**

001740

N°	PROGRESIVA INICIAL	PROGRESIVA FINAL	LONGITUD (m)
1	07+585	07+752	167.00



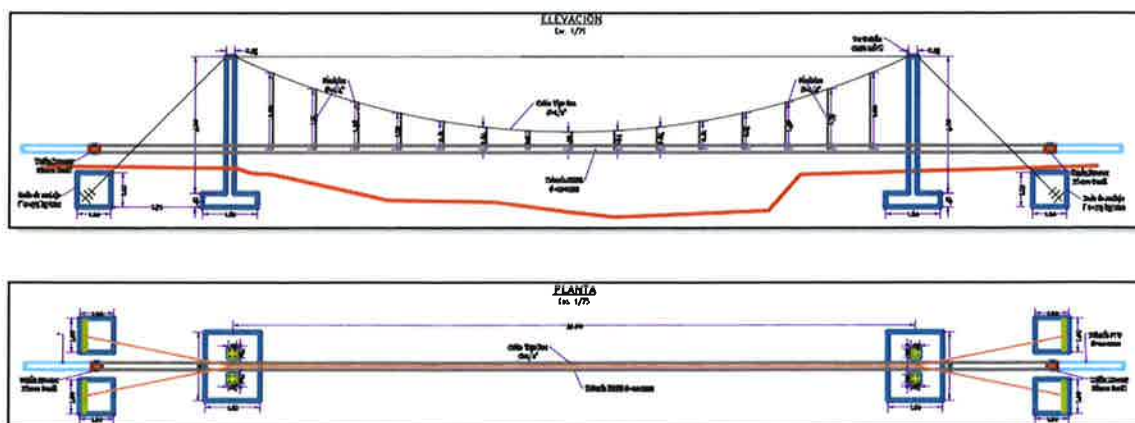
El detalle del diseño de la presente estructura proyectada, se presenta en el plano: LP-05 (SI-01) - SIFON

### 3.6 PASE AÉREO TIPO I (L=20.00 M)

Se construirá un pase aéreo, el cual tiene la función de llevar a la conducción en el cruce de una quebrada en el recorrido de la línea de conducción, para el presente proyecto se tiene un pase aéreo con longitud de L=20 m, esto para que se tenga una altura suficiente para el paso del agua de por debajo de esta estructura. La ubicación del pase aéreo se detalla a continuación:

**UBICACIÓN DE PASE AEREO - LATERAL PRINCIPAL**

N°	PROGRESIVA	PROGRESIVA	LONGITUD (m)
1	07+650	07+670	20



El detalle del diseño de la presente estructura proyectada, se presenta en el plano: LP-06 (PA-01).-PASE AEREO L=20m



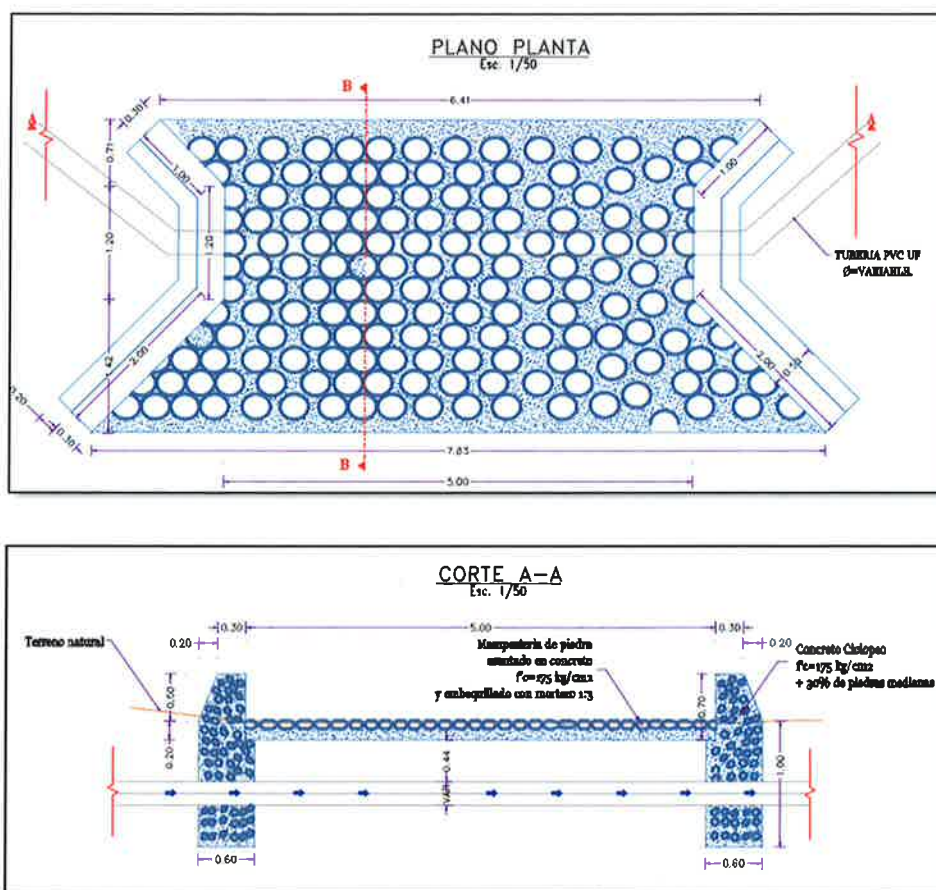
### 3.7 CANOAS

001739

Son obras de arte que permiten conducir cursos de agua material de arrastre, sedimentos huaycos provenientes de una quebrada o presiones de mucha pendiente, sobre la tubería de la línea de conducción. Para el presente proyecto se plantean 3 canoas en el lateral principal, debido a los pases de quebradas existentes en el tramo de la línea de conducción, las cuales se encuentran en las siguientes progresivas:

UBICACIÓN DE CANOA TIPO I- LATERAL PRINCIPAL			
N°	PROGRESIVA	DIÁMETRO (mm)	LONGITUD (m)
3	06+480	250 mm	5.00
4	07+830	200 mm	5.00
5	07+850	200 mm	5.00

El esquema general para las canoas proyectadas es la siguiente:



El detalle del diseño de la presente estructura proyectada, se presenta en el plano: LP-07 (CA-01).- CANOA TIPO I ( L=5m)

### 3.8 DADOS DE ANCLAJE

En conducciones que trabajan a presión y sobre todo en diámetros de tubos grandes se deben de tomar las precauciones necesarias para absorber los

esfuerzos que en determinados puntos puedan producirse durante el funcionamiento de la instalación. 001738

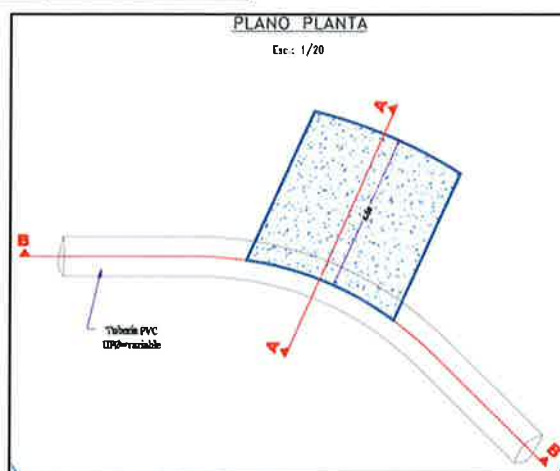
Cuando la tubería está bajo presión interna y tiene un extremo cerrado, se presenta un empuje axial igual al producto de la presión del agua por el área de la sección de la tubería. Esta fuerza aparece igualmente en accesorios como codos, derivaciones o reducciones. En general estos empujes se producen siempre que la línea de la tubería cambia de dirección, se reduce de diámetro o tiene algún extremo cerrado. Para evitar que estos empujes puedan alterar la linealidad de la conducción debemos anclar la tubería en estos puntos críticos adosando normalmente un dado de anclaje.

Los dados de anclaje se encontrarán ubicados en las siguientes progresivas del lateral principal:

El esquema de los dados de anclaje proyectadas se presenta a continuación:

UBICACIÓN DE DADOS DE ANCLAJE - LATERAL PRINCIPAL		
Nº	PROGRESIVA	DIÁMETRO (mm)
1	00+030	250 mm
2	00+159	250 mm
3	00+306	250 mm
4	00+478	250 mm
5	00+810	250 mm
6	01+112	250 mm
7	01+226	250 mm
8	01+385	250 mm
9	01+485	250 mm
10	01+731	250 mm
11	01+983	250 mm
12	02+619	250 mm
13	02+852	250 mm
14	03+073	250 mm
15	03+155	250 mm
16	03+475	250 mm
17	03+593	250 mm
18	03+642	250 mm
19	03+752	250 mm

UBICACIÓN DE DADOS DE ANCLAJE - LATERAL PRINCIPAL		
Nº	PROGRESIVA	DIÁMETRO (mm)
20	03+789	250 mm
21	03+881	250 mm
22	04+008	250 mm
23	04+310	250 mm
24	04+388	250 mm
25	04+635	250 mm
26	04+841	250 mm
27	05+054	250 mm
28	05+730	250 mm
29	06+846	200 mm
30	07+052	200 mm
31	07+232	200 mm
32	07+285	200 mm
33	07+444	200 mm
34	08+057	200 mm
35	08+569	200 mm
36	08+737	200 mm
37	08+918	200 mm
38	09+308	160 mm



El detalle del diseño de la presente estructura proyectada, se presenta en el plano: LP-09 (DA-01).- DADOS DE ANCLAJE

### 3.9 TOMA LATERAL

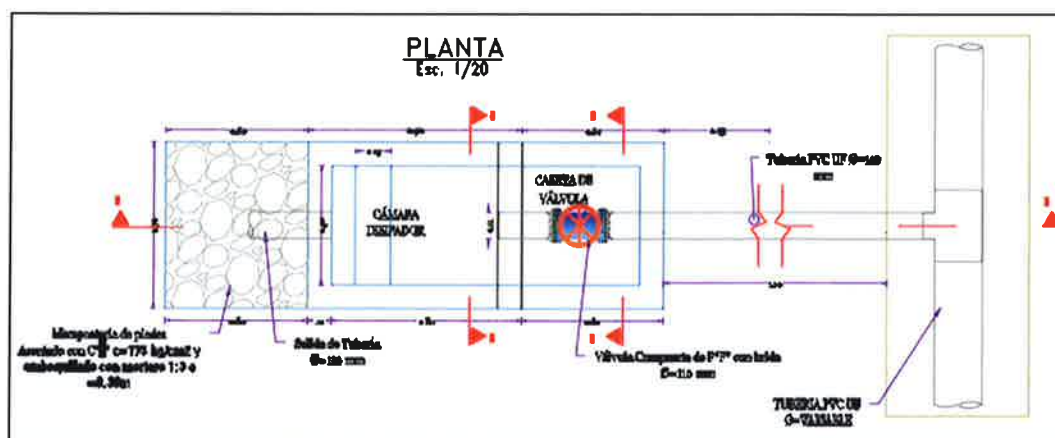
Las tomas laterales son estructuras hidráulicas que se proyectan para derivar el agua hacia las áreas de terrenos beneficiarios, ya sea de los laterales primarios o de los laterales secundarios que conforma el proyecto.

Las Tomas Lateral se encontrarán ubicados en las siguientes progresivas del lateral principal:

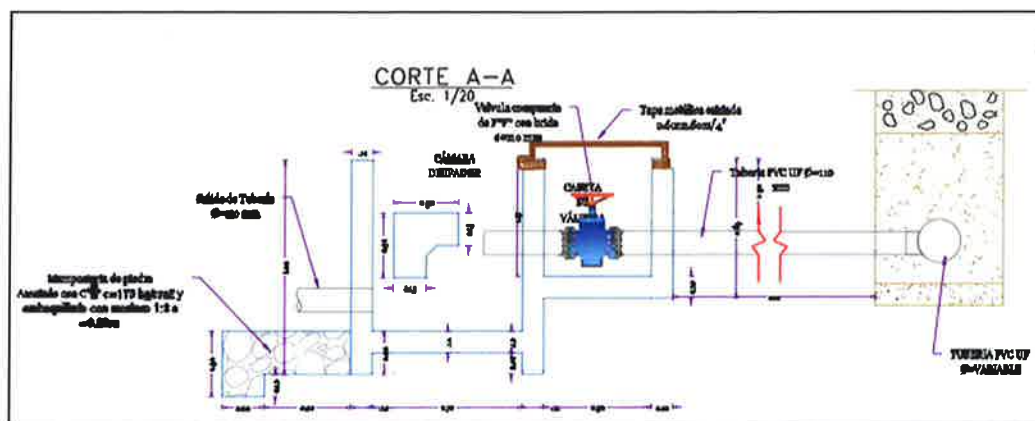
UBICACIÓN DE TOMAS LATERALES - LATERAL PRINCIPAL		
Nº	PROGRESIVA	DIÁMETRO (mm)
1	02+440	110 mm
2	02+640	110 mm
3	02+990	110 mm
4	03+240	110 mm
5	03+340	110 mm
6	03+440	110 mm
7	04+540	110 mm
8	04+790	110 mm
9	04+940	110 mm
10	05+240	110 mm
11	05+590	110 mm
12	05+790	110 mm
13	06+790	110 mm
14	07+190	110 mm
15	07+340	110 mm
16	07+490	110 mm

UBICACION DE TOMAS LATERALES - LATERAL PRINCIPAL		
Nº	PROGRESIVA	DIÁMETRO (mm)
17	07+790	110 mm
18	07+890	110 mm
19	08+290	110 mm
20	08+840	110 mm
21	08+940	110 mm
22	09+040	110 mm
23	09+140	110 mm
24	09+180	110 mm
25	09+220	110 mm
26	09+260	110 mm
27	09+300	110 mm
28	09+340	110 mm
29	09+380	110 mm
30	09+420	110 mm
31	09+460	110 mm
32	09+500	110 mm

El esquema de la toma lateral proyectada se presenta a continuación:







El detalle del diseño de la presente estructura proyectada, se presenta en el plano: LP-08 (TL-01).- TOMA LATERAL

  
MICHAEL J. TOVAR MEDINA  
INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 221008

  
JUAN VELASQUEZ Boaco Abdo.  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 288098