

DISEÑO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO PARA ABASTECIMIENTO DE LA
COMUNIDAD KITEK KIWE UBICADA EN EL MUNICIPIO DE
TIMBÍO – CAUCA



HUGO ALEXANDER ALVARADO SAMBONÍ
CÓDIGO: 04061039

FABIO HERNÁN CHAUZÁ NARVÁEZ
CÓDIGO: 04061021

PRÁCTICA SOCIAL
PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

UNIVERSIDAD DEL CAUCA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA AMBIENTAL Y SANITARIA
POPAYÁN

2010

DISEÑO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO PARA ABASTECIMIENTO DE LA
COMUNIDAD KITEK KIWE UBICADA EN EL MUNICIPIO DE TIMBÍO -
CAUCA



HUGO ALEXANDER ALVARADO SAMBONÍ
CÓDIGO: 04061039

FABIO HERNÁN CHAUZÁ NARVÁEZ
CÓDIGO: 04061021

DIRECTOR: ING. NAPOLEÓN ZAMBRANO ALFONSO

ASESORES:

ING. MARGARITA POLANCO FLOREZ
ASESORA EN SUELOS Y FUNDACIONES

ING. JUAN MANUEL MOSQUERA
ASESOR ESTRUCTURAL

ING. HUGO MUÑOZ MUÑOZ
ASESOR DE PRESUPUESTO

UNIVERSIDAD DEL CAUCA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA AMBIENTAL Y SANITARIA
POPAYÁN

2010

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN

CAPITULO 1 MEMORIA DEL CÁLCULO HIDRÁULICO

1. CÁLCULO DE POBLACIÓN FUTURA Y NIVEL DE COMPLEJIDAD DE LA OBRA
2. DETERMINACIÓN DE LOS CAUDALES DE DISEÑO.
3. DETERMINACIÓN DE LA MOTOBOMBA A UTILIZAR Y DEL DIÁMETRO Y TIPO DE TUBERÍA DE LA SUCCIÓN E IMPULSIÓN.
4. CÁLCULO DEL VOLUMEN DEL POZO DE SUCCIÓN
5. CÁLCULO DE LA CONDUCCIÓN
6. CÁLCULO DEL VOLUMEN DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO
7. CÁLCULO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN
8. RECOMENDACIÓN PARA DESINFECTAR EL AGUA

CAPITULO 2 MEMORIA DEL CÁLCULO ESTRUCTURAL

1. CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA DE CAPTACIÓN
2. CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA DE SOPORTE PARA EL TANQUE DE ALMACENAMIENTO
3. CÁLCULO DE LA CASETA DE BOMBEO

CAPITULO 3 PRESUPUESTO

1. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS
2. ELABORACIÓN DEL CUADRO DE CANTIDADES DE OBRA Y DETERMINACIÓN DE COSTOS DIRECTOS
3. DETERMINACIÓN DE COSTOS INDIRECTOS Y DEL COSTO TOTAL DE LA OBRA

CAPITULO 4 ANEXOS

1. REGISTRO FOTOGRÁFICO

AGRADECIMIENTOS

REFERENCIAS

PLANOS HIDRÁULICOS Y PLANOS ESTRUCTURALES

INTRODUCCIÓN

Para abordar el diseño del sistema de acueducto, se realizó un reconocimiento previo del sitio del proyecto y se efectuaron los respectivos estudios topográficos, socioeconómicos, demográficos e hidrológicos, además de una inspección previa en compañía del ingeniero director en donde se definió la fuente de agua, el sitio preciso de captación y se estimó la calidad del agua. Para efectuar el levantamiento topográfico, la secretaria de planeación e infraestructura del municipio de Timbío Cauca aportó la comisión y el equipo de topografía. Los demás estudios se realizaron a través de encuestas.

Inmediatamente se obtuvieron todos los parámetros de diseño, se procedió a proyectar el sistema de acueducto, diseñando todas sus estructuras desde el punto de vista hidráulico y estructural. Finalmente, se elaboró el respectivo presupuesto

Por consiguiente, este documento contiene las memorias de cálculo del diseño hidráulico y del diseño estructural, así como también el presupuesto del proyecto. Para efectos constructivos, *se elaboraron 12 planos cuya versión digital e impresa reposa en los anexos.*

CAPITULO 1

MEMORIA DEL CÁLCULO HIDRÁULICO

(Según reglamento técnico para el sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2000)

1. CÁLCULO DE POBLACIÓN FUTURA Y NIVEL DE COMPLEJIDAD

Debido a la falta de información estadística de la comunidad beneficiaria, se optó por usar el método geométrico como único método de cálculo. Para ello se realizó un censo, además del estudio socioeconómico, y se proyectó la población a 15, 20, 25 y 30 años con una tasa de crecimiento del 2% anual consultada del DANE¹.

Del censo se obtuvo una población actual de 212 personas y del estudio socioeconómico se determinó que todos los núcleos familiares presentaban ingresos mensuales menores a 1SMMLV, por lo que la capacidad económica es baja.

FÓRMULA DEL MÉTODO GEOMÉTRICO

$Pf = Puc(1 + r)^{(Tf - Tuc)}$, Donde.

Pf: población futura.

Puc: población último censo.

Tf : Año horizonte.

Tuc: Año correspondiente al último censo.

r: Tasa anual de crecimiento de la población.

¹ DANE, "Proyecciones de población departamentales y municipales". Internet:
http://www.dane.gov.co/daneweb_V09/index.php?option=com_content&view=article&id=75&Itemid=72

Tabla 1.1. Población futura y nivel de complejidad.

AÑO	POBLACIÓN	CAPACIDAD ECONÓMICA	NIVEL DE COMPLEJIDAD
2010	212	BAJA	BAJO
2025	285	BAJA	BAJO
2030	315	BAJA	BAJO
2035	348	BAJA	BAJO
2040	384	BAJA	BAJO

Dado que la capacidad económica es baja y la población futura es menor a 2500 Habitantes para todos los casos; el nivel de complejidad es BAJO y por consiguiente el periodo de diseño de la mayoría de las estructuras es de 15 años, el periodo de diseño del tanque de almacenamiento es 20 años.

Año horizonte: 2025; población estimada para el año 2025 = 285 Habitantes

2. DETERMINACIÓN DE LOS CAUDALES DE DISEÑO.

Debido a que no hay datos de consumos, el caudal de diseño se calcula con las tablas que el RAS recomienda².

a. DOTACION NETA

Según el RAS, para un proyecto de nivel de complejidad BAJO, la dotación neta mínima debe ser de 100 L/hab – día; y la dotación neta máxima debe ser de 150 L/hab – día. Se tomó como dotación neta 100L/hab – día para el acueducto, debido a que el número de habitantes de la comunidad es muy pequeño.

El municipio de Timbio³ presenta temperaturas que varían entre 17°C y 23 °C, por esto, para efectos de cálculo, se trabajará con una temperatura promedio de 20 °C.

$$\text{Dotacion Neta} = 100 \frac{\text{Litros}}{\text{Hab} - \text{Dia}}$$

Temperatura promedio = 20°C

Corrección por Temperatura = +10%

$$\text{Dotación Neta corregida} = 110 \frac{\text{Litros}}{\text{Hab} - \text{Dia}}$$

b. CÁLCULO DE LOS CAUDALES DE DISEÑO.

Para el nivel de complejidad bajo se debe tener en cuenta un 40% de pérdidas para el cálculo de la dotación bruta, por lo tanto:

$$\text{Dotacion Bruta} = \frac{\text{Dotacion Neta Corregida}}{1 - \text{perdidas}} = \frac{110}{1 - 0.40} = 183.33 \frac{\text{Litros}}{\text{Hab} - \text{Dia}}$$

² RAS, "Título B". Dotación neta según el nivel de complejidad del sistema
Tabla B.2.2

³ TIMBIO, "Información general". Internet:
<<http://timbio-cauca.gov.co/nuestromunicipio.shtml?apc=m1y1--&m=f>>

Tabla 1.2. Caudales de diseño.

AÑO	POBLACIÓN DE DISEÑO	CAUDAL MEDIO (L/S)	CAUDAL MÁXIMO DIARIO (L/S)	CAUDAL MÁXIMO HORARIO (L/S)
2010	212	0.45	0.58	0.94
2025	285	0.61	0.79	1.25
2030	315	0.67	0.87	1.39
2035	348	0.74	0.96	1.54
2040	384	0.81	1.06	1.69

EJEMPLO DE CÁLCULO DE LOS CAUDALES DE DISEÑO PARA EL AÑO 2025.

$$\text{Caudal Medio (2025)} = \frac{\text{Dotacion Bruta} \cdot \text{poblacion}}{86400} = \frac{183.33 \cdot 285}{86400} = 0.61 \text{ L/s}$$

$$\text{Caudal Máximo diario} = \text{caudal medio} \cdot k_1$$

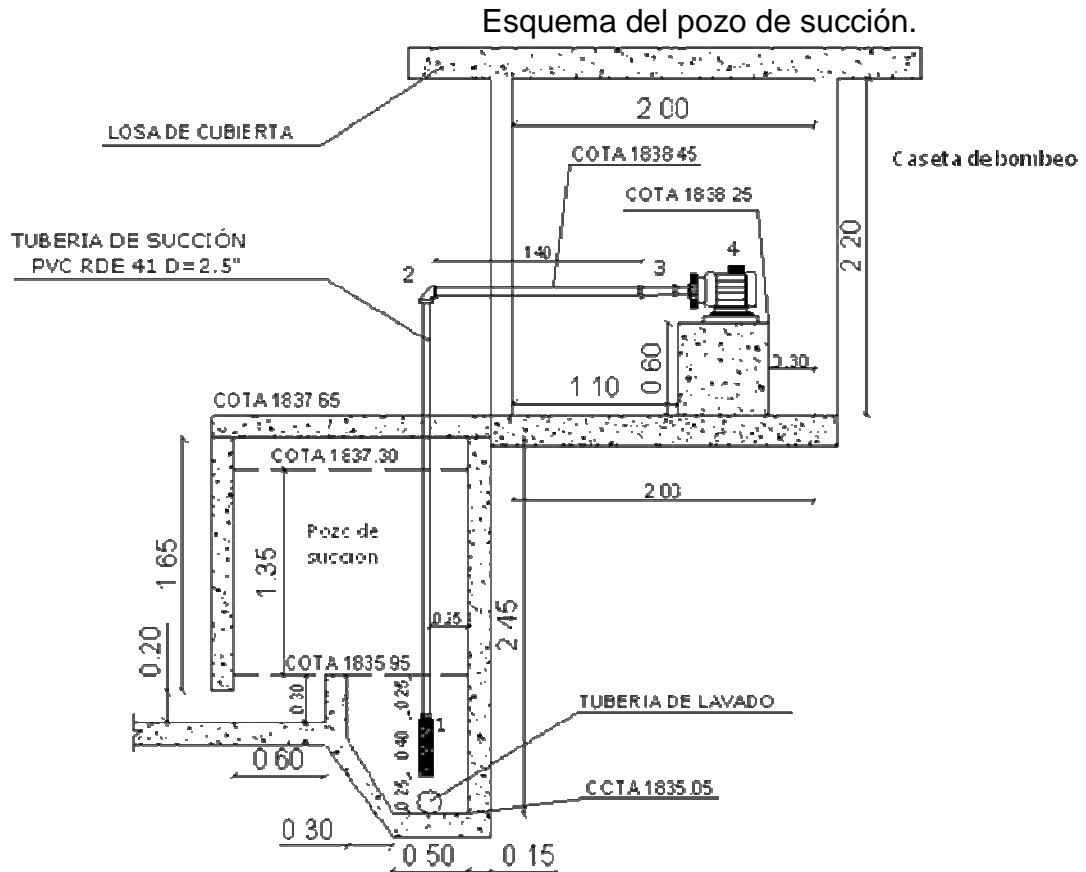
$$\text{Caudal Máximo horario} = \text{caudal máximo diario} \cdot k_2$$

Para nivel de complejidad bajo $k_1 = 1.3$ y $k_2 = 1.6$

$$\text{Caudal Máximo diario} = 0.61 \cdot 1.3 = 0.79 \text{ L/s}$$

$$\text{Caudal Máximo horario} = 0.79 \cdot 1.6 = 1.26 \text{ L/s}$$

3. DETERMINACIÓN DE LA MOTOBOMBA A UTILIZAR Y DEL DIÁMETRO Y TIPO DE TUBERÍA DE SUCCIÓN E IMPULSIÓN.



CÁLCULO DE LA ALTURA DINÁMICA TOTAL

Debido a la dificultad para coincidir entre la potencia y la altura dinámica total requerida con las de las curvas de los fabricantes, se optó por hacer un proceso iterativo con la ayuda del programa Epanet consistente en lo siguiente:

Se inició calculando la altura dinámica total con un caudal de bombeo supuesto, igual a 4 veces el caudal medio diario para un tiempo aproximado de bombeo de 6 horas y para diámetros de succión e impulsión de 2.5 y 2 Pulgadas respectivamente.

Con los valores de caudal y altura dinámica total, en el transcurso de varios días, se consultaron sitios web de diferentes fabricantes con el fin de encontrar una motobomba que se adaptara a las condiciones determinadas. En éste proceso de búsqueda, en la página web www.igihm.com⁴ se encontró una bomba con características demasiado cercanas a las requeridas.

Con la curva de ésta bomba y con el propósito de encontrar el caudal de funcionamiento del sistema; se efectuaron iteraciones en el programa Epanet en las que, cambiando datos de caudal y altura dinámica total correspondientes, sacados de la curva de la bomba; se simulaba una conducción por gravedad con cota de captación igual a la suma de la cota real del pozo mas la altura dinámica total encontrada en la curva de la bomba; y con cota del tanque igual a la cota real del mismo. Éste procedimiento se realizó hasta que en Epanet se obtuvo una presión muy cercana a 0 m.c.a. en el tanque de almacenamiento.

Para un caudal de 52.5GPM =3.31 L/s, y sobre la curva de 3600RPM se produjo la condición antes mencionada, lo que indica que éste es el caudal de funcionamiento del sistema.

A continuación se muestra los datos que se suministraron al programa en la última iteración

Cota embalse = cota nivel mínimo en el pozo de succión + altura dinámica total.

Cota embalse = 1835.95 + 78.36 = 1914.31m

Cota máxima del agua en el tanque de almacenamiento = 1904 m

Tipo de tubería (succión): RDE 41

Caudal = 3.31 L/s

⁴ IHM, "Documentación". Internet:
<http://www.igihm.com/pdf.php?tipo=curvas&id=035180CU>

Diámetro Nominal (succión) = 2-1/2"

Diámetro interior (succión) = 69.46mm

Tabla 1.3. Coeficiente K para los diferentes accesorios de la succión.

ACCESORIOS	K
Válvula de pie con coladera	4.5
Entrada	0.5
Codo radio corto 90°	0.3
Reducción (2.5" a 1.5")	0.27
Σ	5.57

$$\text{Reducción: } K = 0.42 * \left(1 - \frac{D_2^2}{D_1^2} \right)$$

Altura de sumergencia = $2.5\Phi + 0.10\text{m} = 2.5 * 0.0635 + 0.10 = 0.25\text{ m}$

Longitud de tubería de succión = $0.25 + (38.45 - 35.95) + 1.40 = 4.15\text{ m}$

Tipo de tubería (impulsión): RDE 21

Diámetro Nominal (impulsión) = 2"

Diámetro interior (impulsión) = 54.58 mm

Longitud de la tubería de impulsión = 261.0 m

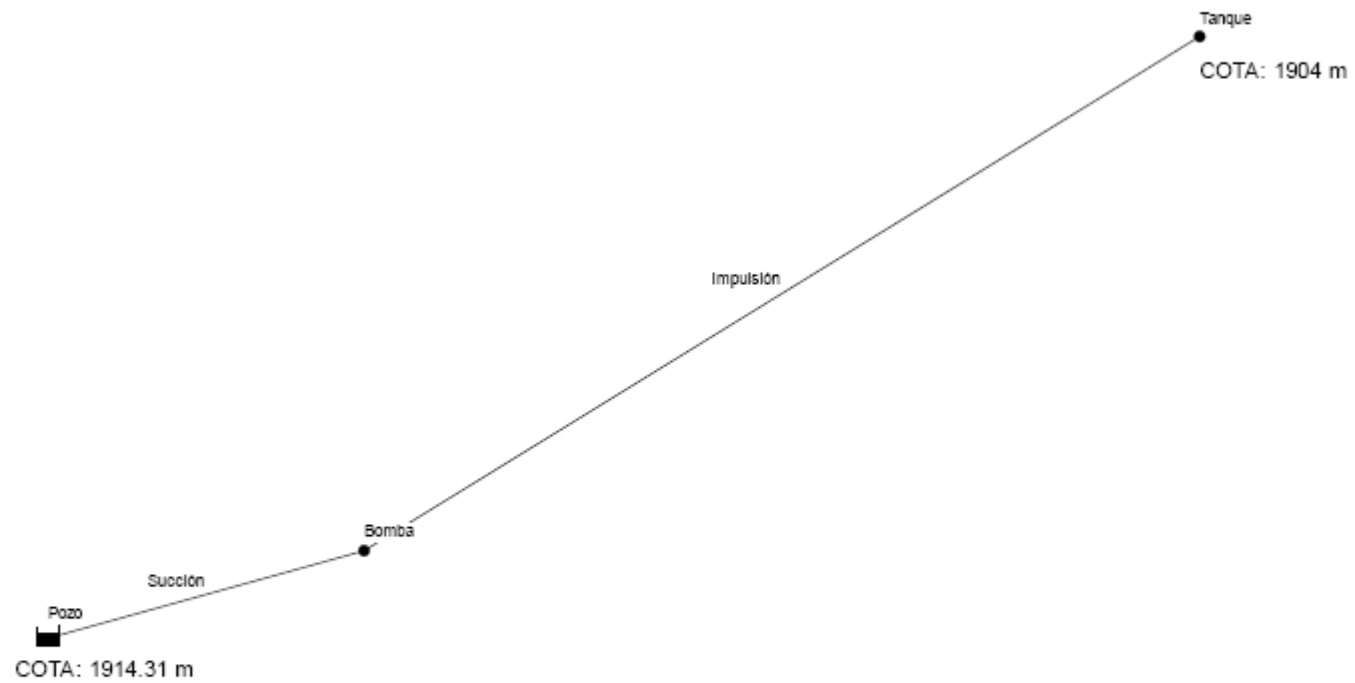
Tabla 1.4. Coeficiente K para los diferentes accesorios de la impulsión.

ACCESORIOS	K
Ampliación (1.5" a 2")	0.41
11 Codos	3.3
Válvula cheque	2
Válvula de compuerta	0.15
Σ	5.86

$$\text{Ampliación: } K = \left(1 - \frac{D_2^2}{D_1^2} \right)^2$$

Los resultados obtenidos del programa se muestran en las siguientes tablas:

CONDUCCIÓN - ACUEDUCTO KITEK KIWE



CONDUCCIÓN - ACUEDUCTO KITEK KIWE

Tabla de Red - Nodos

ID Nudo	Cota m	Demanda Base LPS	Demanda LPS	Altura m	Presión m
Conexión Bomba	1911.81	0	0.00	1914.04	2.23
Conexión Tanque	1904.14	3.31	3.31	1904.15	0.01
Embalse Pozo	1914.31	No Disponible	-3.31	1914.31	0.00

CONDUCCIÓN - ACUEDUCTO KITEK KIWE

Tabla de Red - Líneas

ID Línea	Longitud m	Diámetro mm	Rugosidad mm	Caudal LPS	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km
Tubería Succión	4.15	69.46	0.0015	3.31	0.87	66.09
Tubería Impulsión	261	54.58	0.0015	3.31	1.41	35.68

Potencia teórica requerida:

Peso específico del agua (20°C) = 9789 N/m³

Eficiencia de la bomba (¹) = 75% (supuesto)

$$P = \frac{\gamma * Q * H_m}{\eta} = \frac{9789 * 0.00315 * 78.36}{0.75} = 3222W = 4.24Hp$$

Al entrar con la altura dinámica total obtenida en la curva de la bomba seleccionada, se encontró que ésta trabajará con un caudal de 52.5 GPM = 3.31 L/s, que es igual al que se supuso al comienzo y con el cual se hicieron todos los cálculos.

La siguiente es la curva característica de la bomba seleccionada:

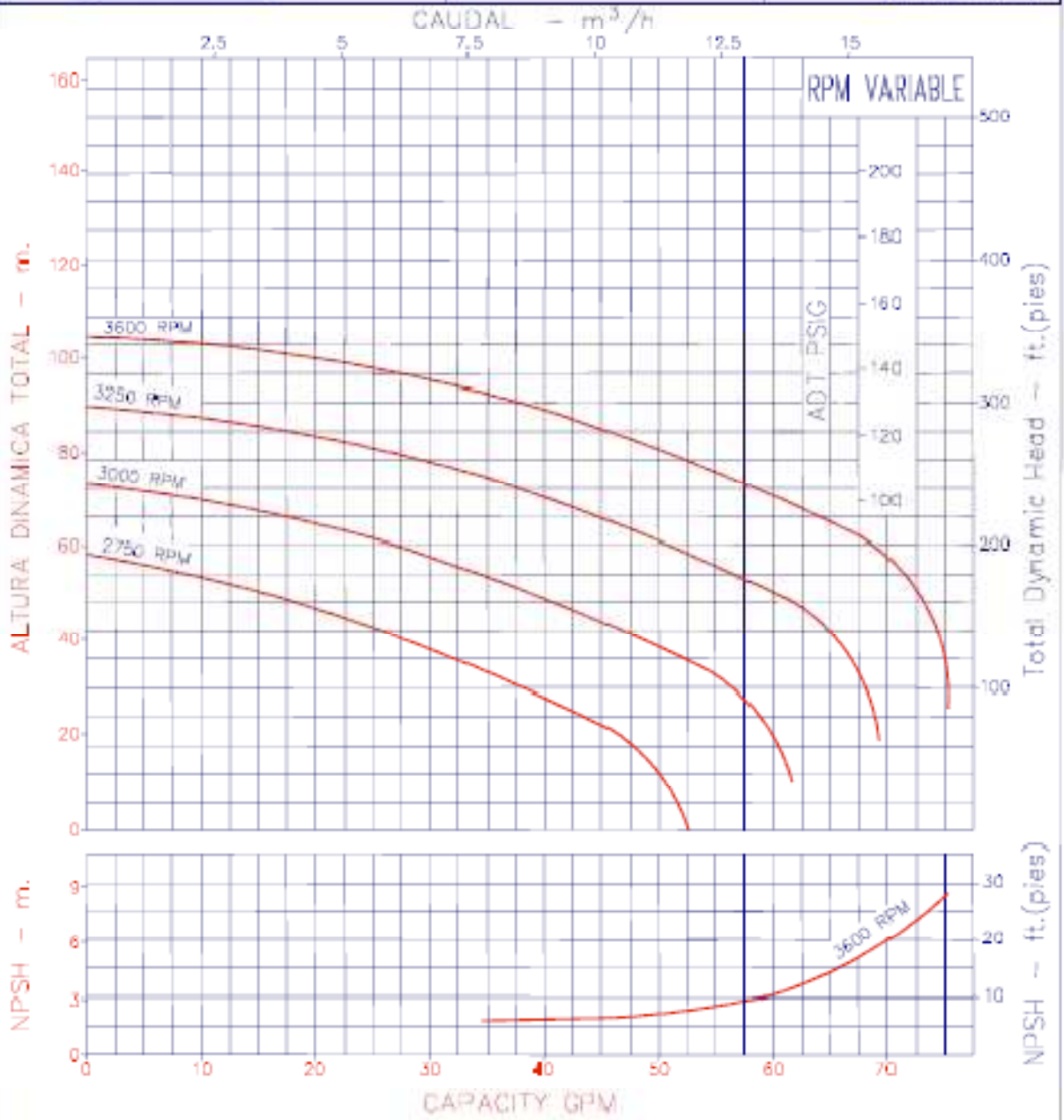


MOTOBOMBAS CENTRIFUGAS USO GENERAL
 "LINEA HY-FLO"
 MONOBLOCK DIESEL-2 ETAPAS

Version: Sello Mecánico
 Ø Rotor: 160-180mm
 Ø Max. Partículas: 4mm
 Motor: Diesel Katsupower
 10 HP

MODELO:
 15 HH/F400

CONEXIONES: Succión: 1.1/2" NPT
 Descarga: 1.1/2" NPT



Código: 035180CU
 Reempl:
 Fecha: ENE-17-03

NOTAS: 1. Densidad del agua a 4°C: 1 gr/cm³
 2. Curvas desarrolladas a Nivel del Mar
 3. Asegure el NPSH para garantizar el funcionamiento.

Caudal Max.	gpm
Altura Max.	ft.
Eficiencia Max.	%

CHEQUEOS DE LA BOMBA

NPSH : Cabeza neta de succión positiva

$$NPSH = \frac{P_{atm}}{\gamma} - H_s - \frac{P_v}{\gamma}$$

$\frac{P_{atm}}{\gamma}$: Presión atmosférica del sitio

$\frac{P_v}{\gamma}$: Presión de vapor del agua

$$H_S = h_s + h_{fs} + h_{Le} + (Vs)^2/2g$$

h_s : desnivel entre el eje de la bomba y el nivel mínimo del agua.

h_{fs} : Perdida por fricción en la succión.

h_{Le} : Perdida por entrada.

De la tabla "Tabla de red - líneas", obtenemos que las pérdidas por fricción y accesorios es de 63.40 m/km, por lo tanto:

$$h_{fs} + h_{Le} = 63.40 \frac{m}{Km} * 4.4m * \frac{1Km}{1000m} = 0.28m$$

$$H_S = (38.45 - 35.95) + 0.28 + \frac{0.87^2}{19.6} = 2.82m$$

$$\frac{P_{atm}}{\gamma} = 10.33 - 1.2 * \left(\frac{1750}{1000} \right) = 8.23m$$

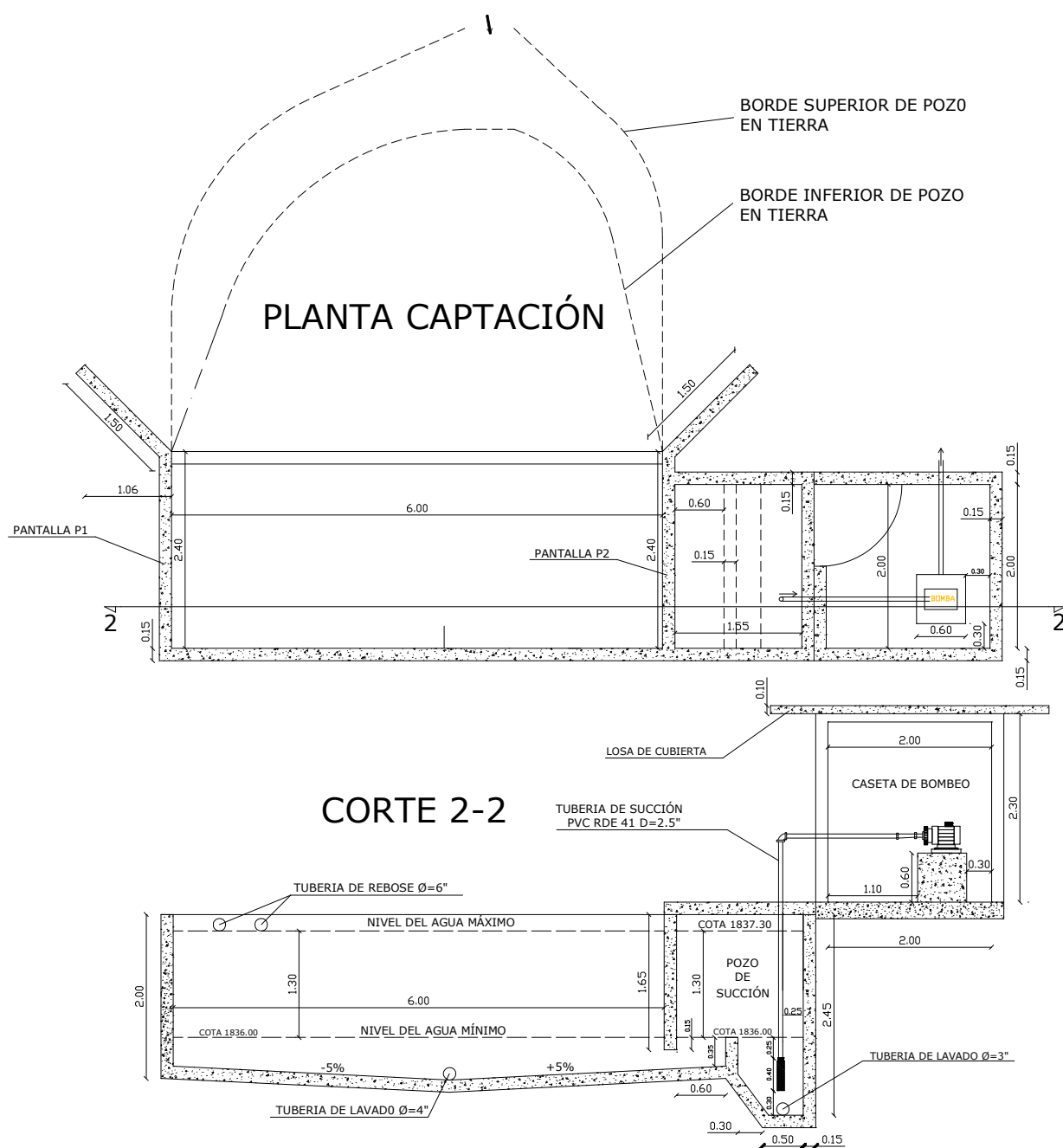
$$\frac{P_v}{\gamma}, \text{ para } 20^\circ\text{C} : P_v = 2.33 \times 10^3 \text{ N/m}^2$$

$$NPSH = 8.23 - 2.82 - \frac{2.33 * 10^3}{9789} = 5.17m$$

Para el caudal de bombeo de 52.5 GPM, de la grafica obtenemos una NPSH del fabricante de 2.43m. Por lo tanto, como NPSH disponible > NPSH del fabricante, no hay cavitación.

4. CÁLCULO DEL VOLUMEN DEL POZO DE SUCCIÓN

El diseño hidráulico de esta estructura, a recomendación del ingeniero director, se realizó para que además de cumplir las funciones de un pozo de succión, cumpla las funciones de desarenador. Los siguientes esquemas muestran los aspectos generales del pozo; los detalles como tuberías de lavado, cotas, etc., se muestran en los respectivos planos.



El volumen del pozo se calculó de la siguiente manera:

Caudal de la fuente = 1.57 L/s (aforado)

Colocando un factor de seguridad de 1.5 al caudal de la fuente, se tiene:

Caudal de entrada al pozo = 1.00 L/s = 3.6m³/hora

Caudal de bombeo = 3.31 L/s = 11.92 m³/hora

Para un tiempo de bombeo de 4.86 horas, determinado en el cálculo del volumen del tanque de almacenamiento que se mostrará más adelante y si V = volumen del pozo, se puede establecer lo siguiente:

Volumen de agua que entra al pozo durante el bombeo	+	=	volumen de agua que se bombea en 4.86 horas
Volumen a almacenar			

$$3.6\text{m}^3/\text{hora} \cdot 4.86\text{horas} + V = 11.92\text{m}^3/\text{hora} \cdot 4.86\text{horas}$$

$$\text{De donde, } V = 40.44\text{m}^3$$

Aplicando un factor de seguridad de 1.2 (1.2 porque parte del pozo es en tierra), se tiene que:

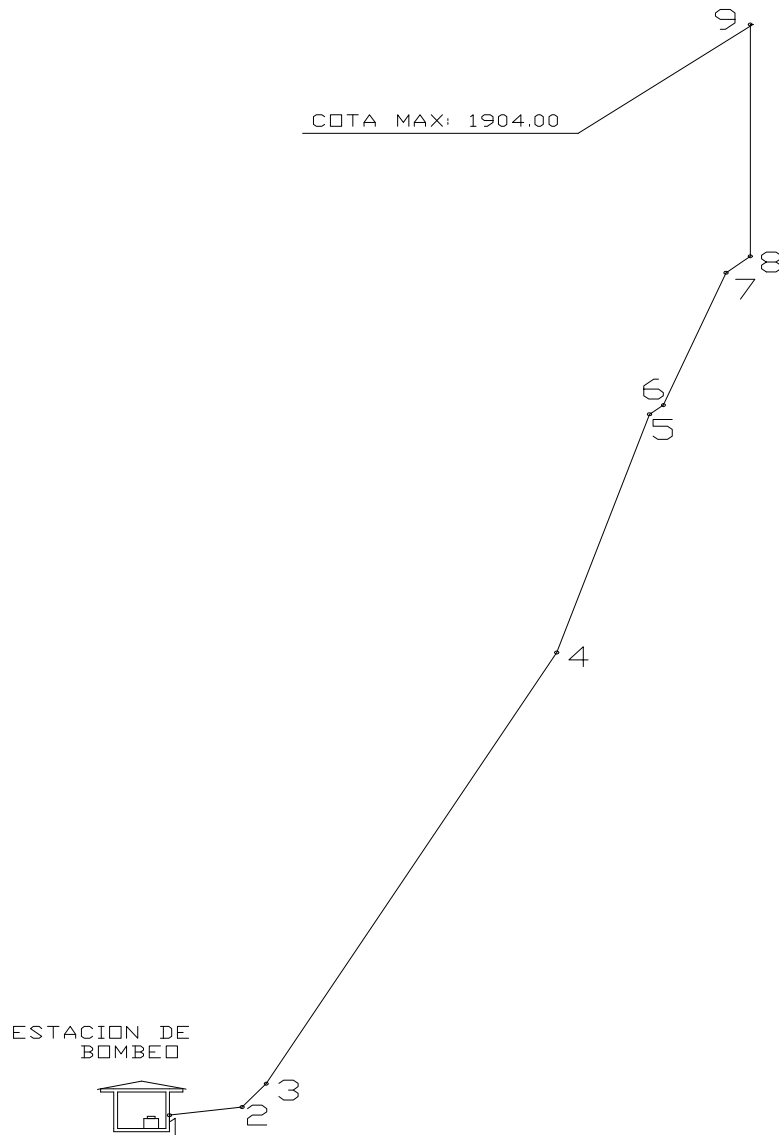
$$\text{Volumen del pozo} = 40.44 \cdot 1.2 = 48.53 \text{ m}^3 \cong 50 \text{ m}^3.$$

5. CÁLCULO DE LA TUBERÍA DE CONDUCCIÓN.

A continuación se presenta una tabla donde se muestra la abscisa, la cota del terreno y la cota de la tubería en los puntos en que ésta cambia de dirección. También se muestra una grafica en perfil de la conducción.

Tabla 1.5. Cotas de tubería y terreno de la conducción.

PUNTO	1	2	3	4	5	6	7	8	9
ABSCISA	0.00	30.00	40.00	160.00	198.37	204.37	230.00	240.00	240.00
COTA TERRENO	1839.00	1839.59	1841.00	1867.05	1881.45	1882.00	1890.00	1891.00	1891.00
COTA TUBERÍA	1838.30	1838.79	1840.20	1866.25	1880.65	1881.19	1889.20	1890.20	1904.20



CÁLCULO DE LA SOBREPRESIÓN POR GOLPE DE ARIETE

Datos:

Caudal = 3.31 L/s

Diámetro = 54.58mm

Velocidad = 1.41 m/s

$$\Delta P_{\max} = \frac{CV_o}{g}, \text{ para cierre rápido.} \quad C = \frac{1420}{\sqrt{1 + \frac{E_v(RDE - 2)}{E}}}$$

E (modulo de elasticidad PVC) = 28100Kg/cm².

Ev (modulo volumétrico del agua a 20° c) = 20600Kg/cm².

$$C = \frac{1420}{\sqrt{1 + \frac{20600(21 - 2)}{28100}}} = 367.51 \text{ m/s}$$

$$\Delta P_{\max} = \frac{367.51 * 1.41}{9.8} = 52.88 \text{ m}$$

Presión estática = cota nivel máximo del agua – cota tubería

$$\text{Presión dinámica} = \Delta P_i = \left(\frac{\Delta P_{\max}}{L_T} \right) * L_i$$

L_T: longitud total real de la conducción.

L_i: longitud real hasta el punto de análisis.

Presión de diseño = (presión dinámica + presión estática) * Fs

Fs: factor de seguridad, se trabajó con Fs = 1.15

En la siguiente tabla se muestra el cálculo de las presiones estáticas y dinámicas sobre cada punto de la conducción y los diferentes tipos de tubería a utilizar. En los archivos conducción.xlsx y conducción.dwg, se encuentran la hoja de cálculo con todas sus formulas y el plano de la conducción, respectivamente.

Tabla 1.6. Presión de diseño de la conducción

COTA NIVEL MAX AGUA		1904						
PUNTO	COTA TUBERÍA	LONGITUD	LONGITUD ACUMULADA	PRESIÓN ESTÁTICA	PRESIÓN DINÁMICA	PRESIÓN TOTAL	PRESIÓN DE DISEÑO	RDE
		m	m	m	m	m	m	
1	1838.45	30.01	260.81	65.55	52.88	118.43	136.19	21
2	1838.79	10.10	230.80	65.21	46.79	112.00	128.80	21
3	1840.20	122.79	220.70	63.80	44.75	108.55	124.83	21
4	1866.25	40.98	97.91	37.75	19.85	57.60	66.24	41
5	1880.65	6.03	56.93	23.35	11.54	34.89	40.13	41
6	1881.19	26.85	50.90	22.81	10.32	33.13	38.10	41
7	1889.20	10.05	24.05	14.80	4.88	19.68	22.63	41
8	1890.20	14.00	14.00	13.80	2.84	16.64	19.13	41
9	1904.00		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

Tabla 1.7. Presiones máximas de trabajo para los diferentes tipos de tubería de PVC.

RDE	Presión de trabajo (mca)
41	70.3
32.5	88
26	112.5
21	140.6
13.5	221.4

Tabla 1.8. Longitudes, diámetro y RDE seleccionado para cada tramo

TRAMO	LONGITUD REAL (m)	DIÁMETRO NOMINAL (Pulg)	RDE
1 - 2	30.01	2	21
2 - 3	10.1	2	21
3 - 4	122.79	2	21
4 - 5	40.98	2	41
5 - 6	6.03	2	41
6 - 7	26.85	2	41
7 - 8	10.05	2	41
8 - 9	14.00	2	41

Tabla 1.9. Longitudes según el RDE a utilizar.

RDE	L (m)
21	162.9
41	97.91

6. CÁLCULO DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO

Debido a la poca diferencia de nivel entre la cota del punto mas alto de la red de distribución y la cota de terreno del lugar seleccionado para el tanque de almacenamiento, fue necesario diseñar una estructura para elevar el tanque.

La cota del punto más alto de red de distribución es de 1884.6 y la cota de terreno en el sitio donde se va a construir el tanque es de 1891, como esta diferencia es de solo 6.4m, se tomo la decisión de elevar el tanque 6m más para garantizar la presión mínima exigida por el RAS.

VOLUMEN DEL TANQUE:

El RAS en B.8.5.2, establece lo siguiente: “La capacidad de la estación debe ser el caudal máximo diario, QMD, si el bombeo es de 24 horas. Si se bombea menos horas al día la capacidad de la estación debe ser el caudal máximo diario dividido el porcentaje del tiempo de bombeo. Siempre debe bombearse a un tanque de almacenamiento o compensación”. Sin embargo debido a que la comunidad, a mediano plazo, tiene planeado abastecerse a través de una hidrobomba y en tal sentido tendrían agua permanentemente; al diseñar con la recomendación del RAS se estaría sobre dimensionando el volumen del tanque.

Con base en lo anterior y debido a que no existen datos de consumo, el volumen del tanque se determinó del siguiente modo:

Caudal de bombeo = 3.31 L/s = 11.92m³/hora

Consumo medio diario año 2030 = 0.67 L/s = 2.412 m³/hora

Si x = número de horas de bombeo, se puede establecer lo siguiente:
Volumen a almacenar = volumen requerido por la población para abastecerse cuando no haya bombeo

$$X(11.92\text{m}^3/\text{hora} - 2.412 \text{ m}^3/\text{hora}) = 2.412 \text{ m}^3/\text{hora} (24-x)$$

De donde $x = 4.86$ horas (4 horas y 52 minutos)

$$\begin{aligned}\text{Volumen a almacenar} &= 4.86\text{horas} \cdot (11.92\text{m}^3/\text{hora} - 2.412 \text{ m}^3/\text{hora}) \\ &= 46.2 \text{ m}^3\end{aligned}$$

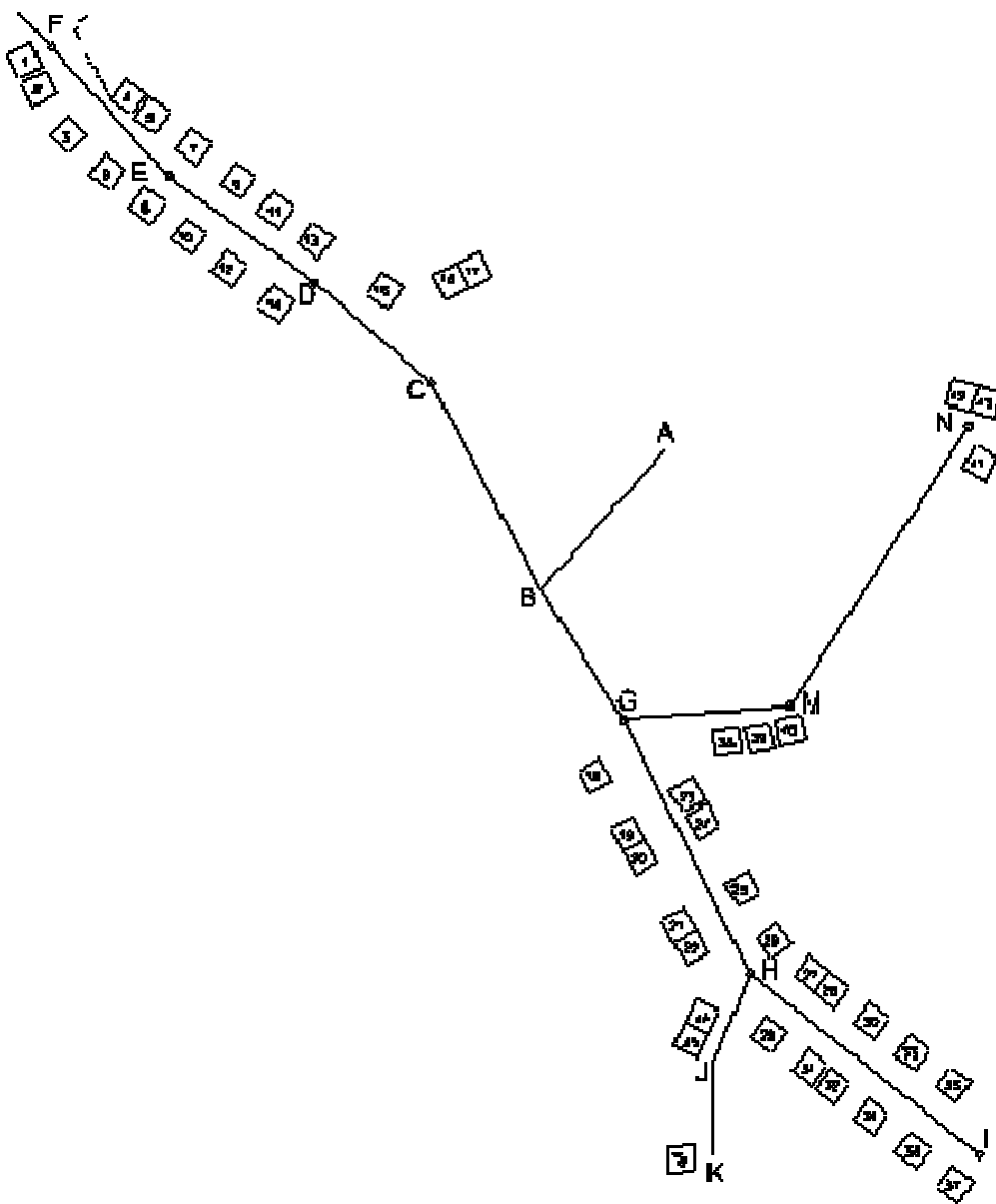
$$\text{Volumen del tanque de almacenamiento} = 50\text{m}^3$$

El tanque de almacenamiento a utilizar es un tanque prefabricado a partir de poliéster reforzado con fibra de vidrio que lo fabrica Fibratore Medellín⁵. Los detalles estructurales respectivos se muestran en los planos.

⁵FIBRATORE, "Catálogos". Internet:
<http://www.fibratoresa.com/pdf/almacenamiento-agua.pdf>

7. CÁLCULO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN

A continuación se presenta un esquema en planta de la red de distribución, donde en el punto A se encuentra el tanque de almacenamiento. El tramo A – B es la línea que une el tanque con la red abierta de distribución y los demás tramos son los ramales de la distribución.



La red de distribución, de acuerdo al RAS⁶, debe diseñarse para el caudal máximo horario.

Datos:

Caudal máximo horario = 1.25 L/s

Viscosidad cinemática (20 °C) = 1.004×10^{-6} m²/s

Rugosidad absoluta del PVC = 1.5×10^{-6} m

El número de viviendas de la comunidad beneficiaria es de 46 en las que habitan 212 personas.

Los cálculos se efectuaron haciendo uso del programa Epanet y para suministrarle datos al programa se elaboraron las siguientes tablas:

Tabla 1.10. Datos de cada tramo de la red de distribución

Tramo	Longitud real (m)	Diámetro interior (mm)	Diámetro nominal (Pulg)
A - B	50.6	57.28	2.0
B - C	53.6	43.68	1.5
C - D	35.6	43.68	1.5
D - E	41.9	30.20	1.0
E - F	40.1	30.20	1.0
B - G	35.6	43.68	1.5
G - H	65.5	30.20	1.0
H - I	67.5	30.20	1.0
H - J	22.7	30.20	1.0
J - K	21.2	30.20	1.0
G - M	38.9	30.20	1.0
M - N	76.7	30.20	1.0
TOTAL	549.9		

⁶ RAS "Título B". Caudal de diseño
B.7.4.2

Tabla 1.11. Datos de cada nudo de la red de distribución

QMH	1.25 L/S		
Punto	Cota tubería	Nº casas	Demanda base
			(L/s)
A	1897.10	0	0.00
B	1880.75	0	0.00
C	1882.33	3	0.08
D	1882.81	4	0.11
E	1883.39	6	0.16
F	1883.20	4	0.11
G	1881.07	5	0.14
H	1883.79	8	0.22
I	1883.19	7	0.19
J	1882.40	2	0.05
K	1880.80	1	0.03
M	1879.88	3	0.08
N	1879.31	3	0.08

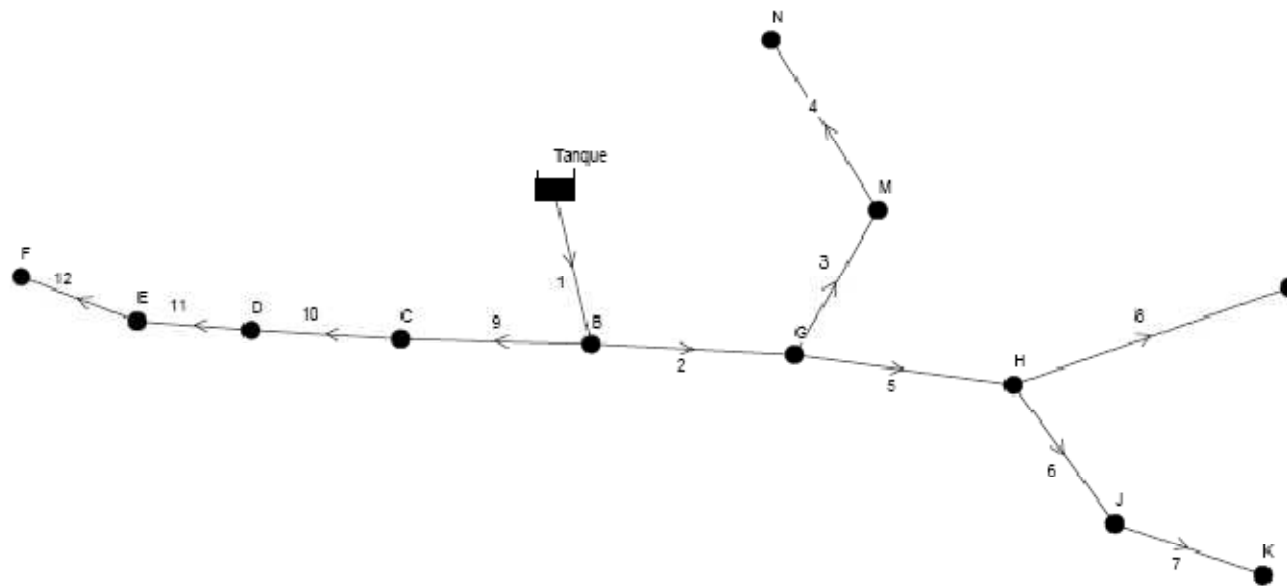
CÁLCULO TIPO: (Demanda base nudo D)

Número de casas asignadas al nudo A = 4

Demanda Base = $(4/46) * 1.25 = 0.11$ L/s.

Después de suministrarle datos al programa, se obtuvieron los siguientes resultados:

RED DE DISTRIBUCIÓN - ACUEDUCTO KITEK KIWE



RED DE DISTRIBUCIÓN - ACUEDUCTO KITEK KIWE

Tabla de Red Nudos

ID Nudo	Cota m	Demanda Base LPS	Demanda LPS	Altura m	Presión m
Conexión B	1880.75	0	0.00	1896.85	16.10
Conexión G	1881.07	0.14	0.14	1896.56	15.49
Conexión M	1879.88	0.08	0.08	1896.44	16.56
Conexión N	1879.31	0.08	0.08	1896.38	17.07
Conexión H	1883.79	0.22	0.22	1895.22	11.43
Conexión I	1883.19	0.19	0.19	1894.95	11.76
Conexión J	1882.4	0.05	0.05	1895.20	12.80
Conexión K	1880.8	0.03	0.03	1895.20	14.40
Conexión C	1882.33	0.08	0.08	1896.68	14.35
Conexión D	1882.81	0.11	0.11	1896.59	13.78
Conexión E	1883.39	0.16	0.16	1896.29	12.90
Conexión F	1883.2	0.11	0.11	1896.23	13.03
Embalse Tanque	1897.1	No Disponible	-1.25	1897.10	0.00

RED DE DISTRIBUCIÓN - ACUEDUCTO KITEK KIWE

Tabla de Red - Líneas

ID Línea	Longitud m	Diámetro mm	Rugosidad mm	Caudal LPS	Velocidad m/s	Pérd. Unít. m/km
Tubería 1	50.6	57.28	0.0015	1.25	0.49	5.03
Tubería 2	35.6	43.68	0.0015	0.79	0.53	8.15
Tubería 3	38.9	30.2	0.0015	0.16	0.22	2.94
Tubería 4	76.7	30.2	0.0015	0.08	0.11	0.77
Tubería 5	65.5	30.20	0.0015	0.49	0.68	20.42
Tubería 6	22.7	30.2	0.0015	0.08	0.11	0.77
Tubería 7	21.2	30.2	0.0015	0.03	0.04	0.15
Tubería 8	67.5	30.20	0.0015	0.19	0.27	3.94
Tubería 9	53.6	43.68	0.0015	0.46	0.31	3.17
Tubería 10	35.6	43.68	0.0015	0.38	0.25	2.27
Tubería 11	41.9	30.20	0.0015	0.27	0.38	7.23
Tubería 12	40.1	30.20	0.0015	0.11	0.15	1.55

Según el RAS⁷, para el nivel de complejidad bajo, la presión mínima que se debe garantizar en todas las viviendas es 10 m.c.a. y en todos los puntos de la red de distribución se cumple con esta condición.

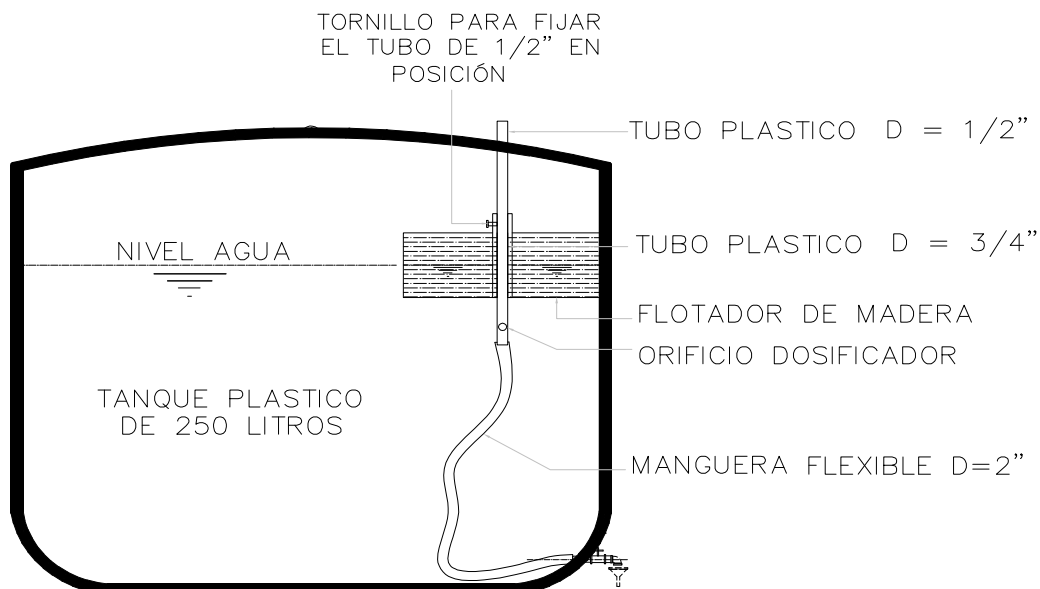
Aunque el RAS recomienda que el diámetro mínimo de la red de distribución debe ser de 1.5 pulgadas⁸ para el nivel de complejidad bajo, en este acueducto se trabajó con un diámetro mínimo de 1 pulgada, esto debido a que si se colocara diámetros más grandes, para el pequeño caudal del proyecto, en algunos tramos las velocidades serían muy bajas.

⁷ RAS, "Título B". Presiones mínimas en la red de distribución
Tabla B.7.4

⁸ RAS, "Título B". Diámetros mínimos en la red de distribución
Tabla B.7.6

8. RECOMENDACIÓN PARA DESINFECTAR EL AGUA

DETALLE DE CLORADOR



Para realizar la desinfección se utilizarán los siguientes elementos:

- Tanque de plástico de 250 litros.
- Dosificador de cabeza constante con sus respectivos accesorios para las conexiones.
- Producto desinfectante elegido: se recomienda la aplicación de hipoclorito de sodio
- Teniendo en cuenta la calidad de la fuente se estima la dosis necesaria de 1.0 mg/L.

Teniendo en cuenta que el hipoclorito de sodio comercial contiene 11% en peso como cloro y que la dosis es de 1.0 mg/L, se calculo la cantidad de solución, en peso, necesaria para un día.

El caudal de bombeo es de 3.31L/s y se bombeará durante 4.86 horas, por lo tanto se tiene lo siguiente:

$$\text{Caudal tratar} = 3.31\text{L/s} = 57.91\text{m}^3/\text{día}$$

$$\text{Peso cloro requerido} = 57.91\text{m}^3/\text{día} \cdot 1\text{g/m}^3 = 57.91\text{g/día}$$

$$\text{Peso solución comercial} = \frac{57.91\text{g} / 4.86\text{horas}}{0.11\text{gCl} / \text{gsolucion}} = 0.53 \frac{\text{Kgsolucion}}{\text{dia}}$$

Cálculo del caudal de dosificación

Capacidad del tanque de dosificación = 250 L

Capacidad útil = 230L = 23000 cm³

Para una sola dosificación en un día, se tiene que:

$$Q_D = \frac{230000\text{L}}{4.86 * 3600\text{horas}} = 13.15\text{cm}^3 / \text{s} = 788.8\text{cm}^3 / \text{min}$$

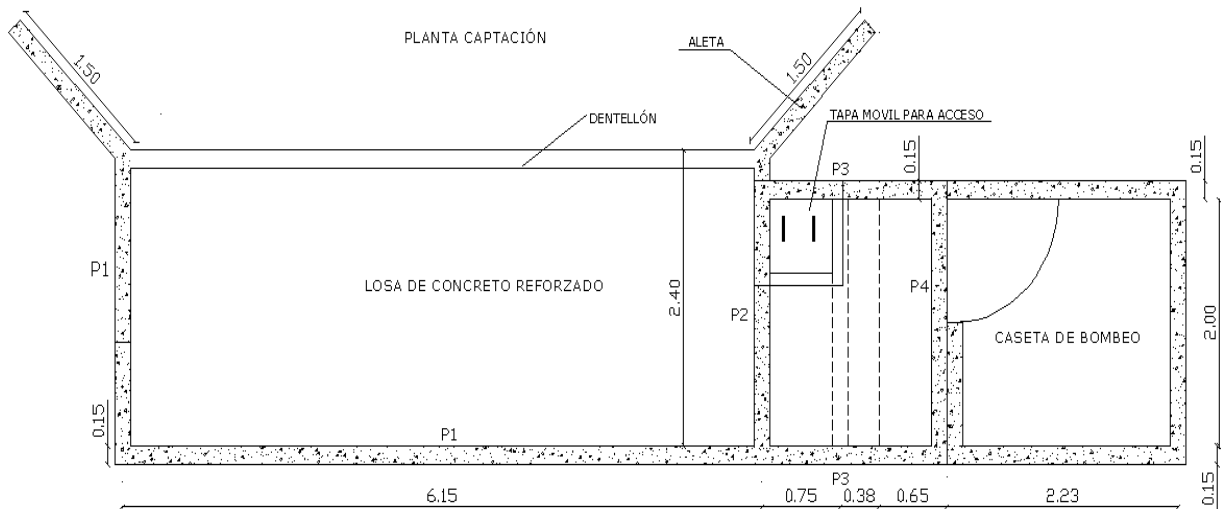
Por ser un sistema por bombeo, solo se debe abrir la válvula del dosificador del cloro cuando inicie a funcionar la bomba y se debe cerrar cuando esta se apague.

CAPITULO 2

MEMORIA DEL CÁLCULO ESTRUCTURAL

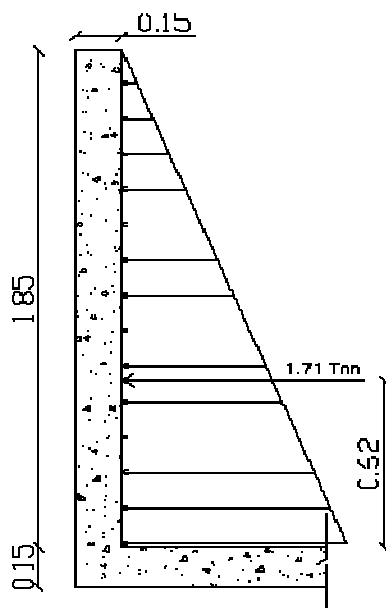
(Según código colombiano de diseño y construcción sismo resistente NSR/98)

1. CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA DE CAPTACIÓN



a. PANTALLA TIPO P1

EMPUJE DE AGUA.



PARA 1 m DE PANTALLA

DISEÑO A FLEXIÓN

$$M = 0.62 \cdot 1.71 = 1.06 \text{ Ton-m}$$

$$M_u = 1.7 \cdot 1.06 = 1.80 \text{ Ton-m}$$

$$d = 0.075 \text{ m}$$

$$A_s = 7.15 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 15 \cdot 1.5 = 4.05 \text{ cm}^2 < A_s \quad \text{OK}$$

$$A_s \text{ max} = 0.016 \cdot 100 \cdot 7.5 = 12 \text{ cm}^2 > A_s \text{ OK}$$

Refuerzo a colocar: 1#3 a 0.10 m, en el sentido vertical y 1#3 a 0.15m en sentido horizontal (en el centro de la sección)

REQUISITO DE CORTANTE

$$V_u = 2.91 \text{ Ton} = 29.1 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = \frac{1}{10} \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 0.12 = 77.90 \text{ KN}$$

$V_u < \Phi V_c$, No requiere refuerzo transversal

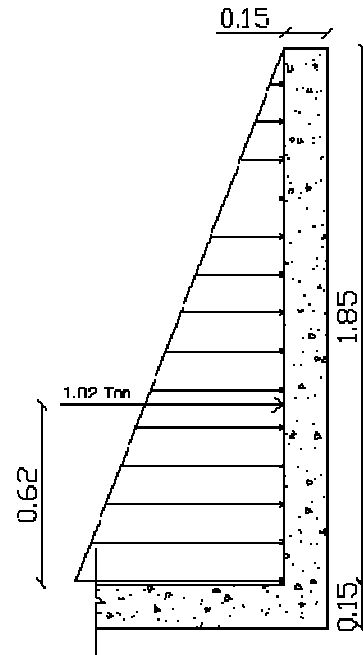
EMPUJE DE TIERRA. ($\gamma = 1.8 \text{ Ton/m}^3$, $\Phi = 30^\circ$)

$$k = \frac{1}{3} = 0.33$$

b. PANTALLA TIPO P2

Este tipo de pantalla está dominada por los efectos de retracción y temperatura, por lo tanto $A_s = A_{s \text{ min}}$

Refuerzo a colocar: 1#3 a 0.15 m, en los dos sentidos (en el centro de la sección)



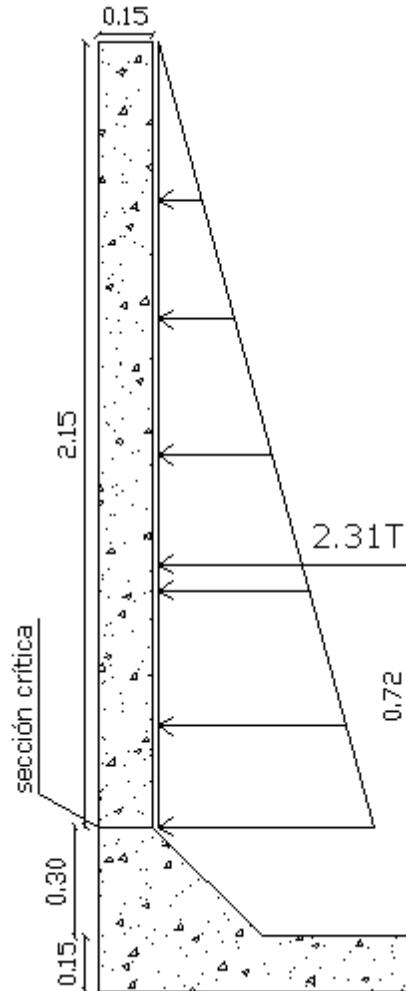
$$M = 0.62 \cdot 1.02 = 0.63 \text{ Ton-m}$$

$$M_u = 1.4 \cdot 0.63 = 0.88 \text{ Ton-m}$$

Como el M_u por empuje de agua es mayor al M_u por empuje de tierra, el refuerzo calculado para empuje de agua, resiste los efectos del empuje de tierra.

c. PANTALLAS TIPO P3 Y P4

Empuje de agua.



$$d = 0.075 \text{ m}$$

$$A_s = 12 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 15 \cdot 1.5 = 4.05 \text{ cm}^2 < A_s \text{ OK}$$

$$A_{s \text{ max}} = 0.016 \cdot 100 \cdot 7.5 = 12 \text{ cm}^2 = A_s \text{ OK}$$

Refuerzo a colocar: 1#4 a 0.10 m, en el sentido vertical y 1#3 a 0.15m en sentido horizontal (en el centro de la sección)

REQUISITO DE CORTANTE

$$V_u = 3.92 \text{ Ton} = 39.2 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = \frac{0.85 \cdot \sqrt{21}}{6} \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 0.12 =$$

$$77.90 \text{ KN}$$

$V_u < \Phi V_c$, No requiere refuerzo transversal

PARA 1 m DE PANTALLA

DISEÑO A FLEXIÓN

$$M = 0.72 \cdot 2.31 = 1.66 \text{ Ton-m}$$

$$M_u = 1.7 \cdot 1.66 = 2.82 \text{ Ton-m}$$

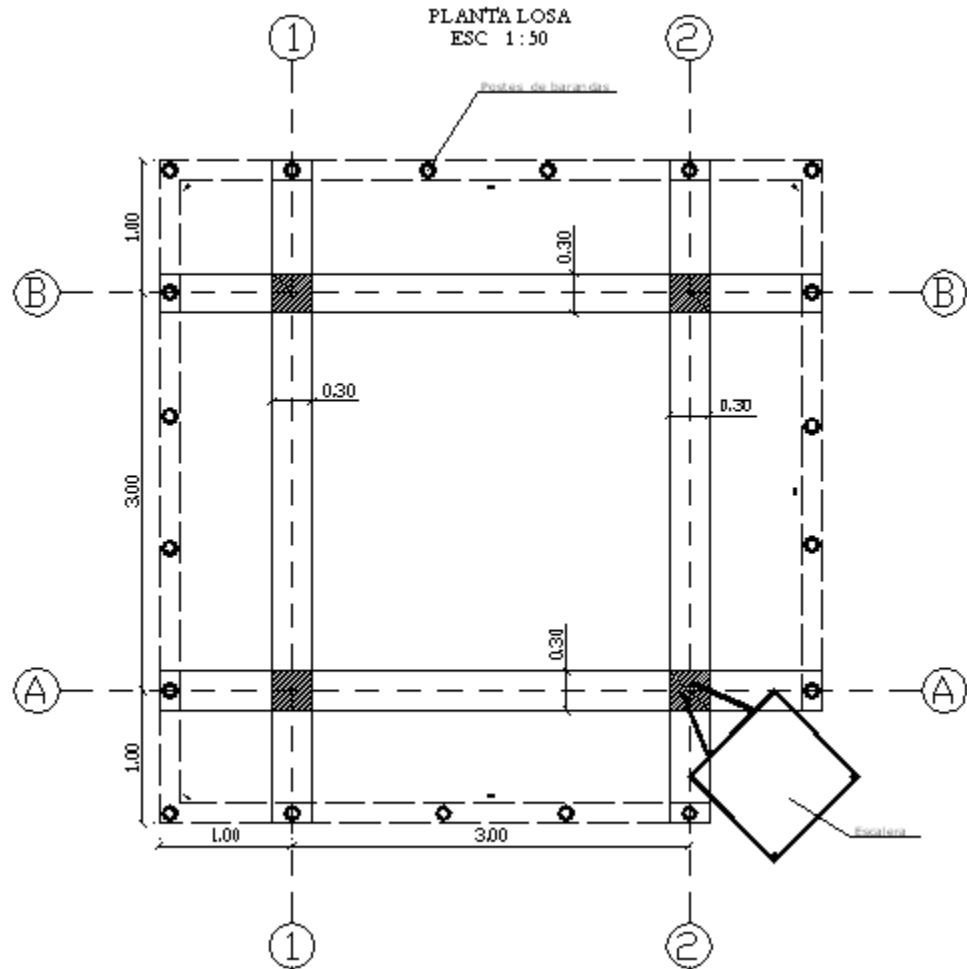
d. LOSA (Piso)

La losa está dominada por los efectos de retracción y temperatura, por lo tanto $A_s = A_{s \text{ min}}$

Refuerzo a colocar: 1#3 a 0.15 m, en los dos sentidos (en el centro de la sección)

2. CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA DE SOPORTE PARA EL TANQUE DE ALMACENAMIENTO

a. LOSA (En dos direcciones)



MODELO DE LOSA.



Tabla 2.1. Cargas para la losa.

	SECTOR DE LA LOSA		
CARGA	CENTRAL	CENTRAL LATERAL	VOLADIZO
CARGAS MUERTAS SOBRE LA LOSA (KN/m²)			
Peso propio	4.8	4.8	4.8
Bordillo y barandas	0	0	1.375
Tanque vacio	1.7	0	0
Agua	71	0	0
TOTAL	77.5	4.8	6.18
CARGAS SIN MAYORAR KN/m²			
H	71	0.00	0.00
D	6.5	4.80	6.18
L	2.00	2.00	2.00
CARGAS MAYORADAS KN/m²			
1.7H	120.70	0.00	0.00
1.4D	9.10	6.72	8.65
1.7L	3.40	3.40	3.40
1.4D+1.7L+1.7H	133.20	10.12	12.05
CARGAS PARA 1m DE LOSA Y PARA CADA DIRECCION (KN/m)			
Wu	66.6	5.06	12.05

DISEÑO A FLEXIÓN

PARA 1 m DE LOSA

$$M_u = 68.20 \text{ KN-m}$$

$$d = 0.16 \text{ m}$$

$$A_s = 12.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 * 100 * 20 * 1.5 \\ = 5.40 \text{ cm}^2 < A_s \quad \text{OK}$$

$$A_{s \text{ max}} = 0.016 * 100 * 16 = \\ 25.60 \text{ cm}^2 > A_s \quad \text{OK}$$

$$S_{\text{max}} = \text{mayor} (3 * 0.20 = \\ 0.60\text{m}, 0.50\text{m}) = 0.50\text{m}$$

Refuerzo a colocar: 1#4 a

0.10 m, en las dos

direcciones

Despiece del refuerzo (en los
planos)

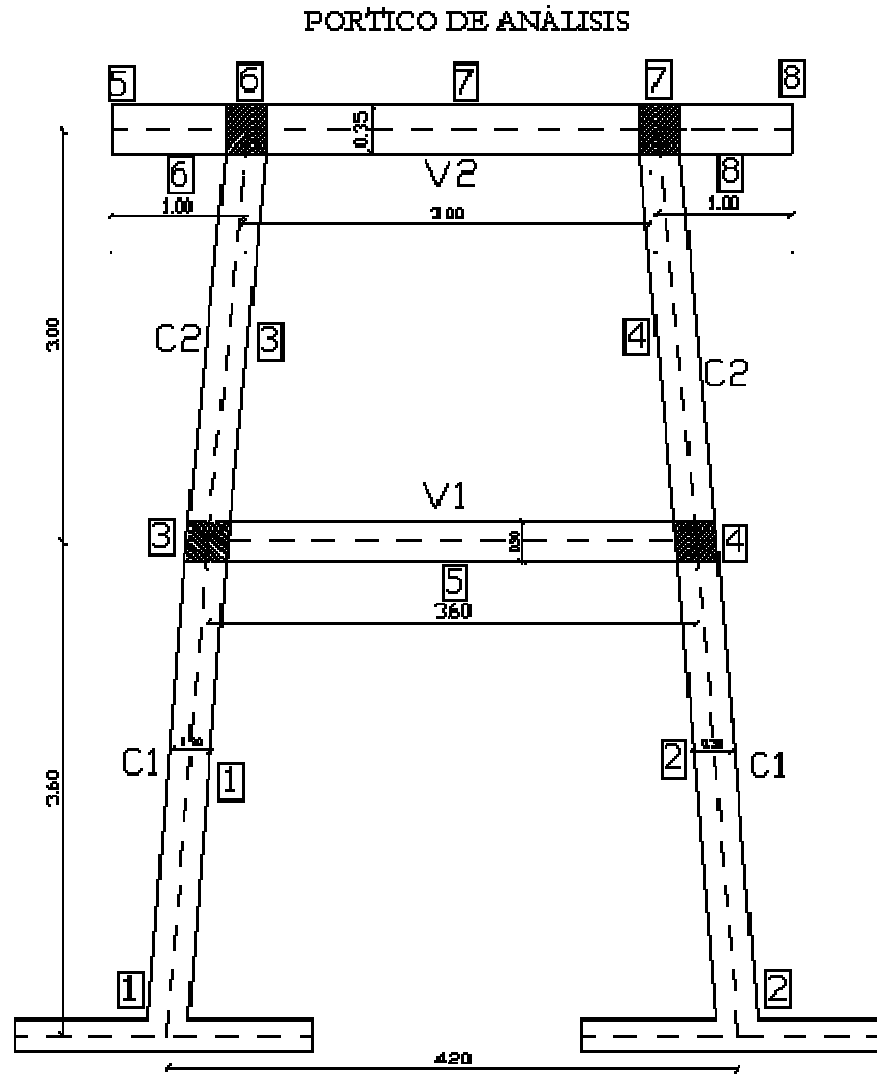
REQUISITO DE CORTANTE

$$V_u = 90.67 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = \frac{0.85 * \sqrt{21}}{6} * 10^6 * 1 * 0.16 = \\ 103.90 \text{ KN}$$

$V_u < \Phi V_c$, No requiere
refuerzo transversal

b. DISEÑO DE LOS PÓRTICOS



CARGAS QUE FLUYEN A LAS VIGAS

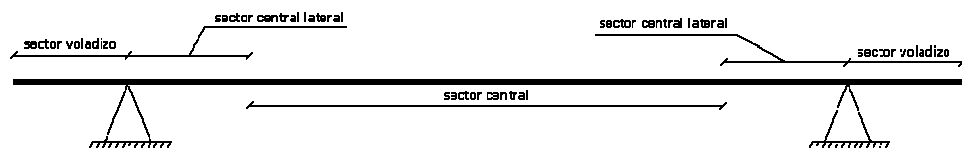


Tabla 2.2. Cargas para las vigas

CARGA	SECTOR DE LA VIGA		
	CENTRAL	CENTRAL LATERAL	VOLADIZO
CARGAS SIN MAYORAR PARA LAS VIGAS (KN/m)			
D LOSA	10.93	9.78	10.82
D PESO PROPIO	2.52	2.52	2.52
D	13.45	12.3	13.34
L	2.5	2.5	2.5
H	47.45	0	0

CÁLCULO DE LA FUERZA SÍSMICA

$$A_a = 2.5$$

$$S = 1.5$$

$$I = 1$$

$$T = 0.08 * 6.6^{0.75} = 0.33$$

$$S_a \text{ max} = 0.625$$

$$\text{Peso de estructura} = 706 \text{ KN}$$

$$V_s = 0.625 * 706 = 441.25 \text{ KN}$$

$$V_s \text{ por p\u00f3rtico} = 220.63 \text{ KN}$$

$$E = \frac{F_s}{R} = \frac{220.63}{7} = 31.52 \text{ KN}$$

$$E = 31.52 \text{ KN}$$

Se suministraron los siguientes estados de carga al programa CENTRAL

H: Presi\u00f3n de agua

D: carga muerta

L: carga viva

ED: sismo a la derecha

EI: sismo a la izquierda

Despu\u00e9s de procesar los estados de carga en el programa, se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 2.3. Resultados del programa.

CARGA	ELEMENTO	NUDO INIC	NUDO FINAL	MOMENTOS		FUERZA AXIAL
				KN-m		KN
H	1	1	3	-1.915	-3.824	-71.289
D	1	1	3	0.261	0.553	-37.536
L	1	1	3	-0.072	-0.133	-12.539
ED	1	1	3	-27.636	-18.147	37.546
EI	1	1	3	27.665	18.204	-37.548
H	2	2	4	1.915	3.824	-71.289
D	2	2	4	-0.261	-0.553	-37.536
L	2	2	4	0.072	0.133	-12.539
ED	2	2	4	-27.665	-18.204	-37.548
EI	2	2	4	27.636	18.147	37.546
H	3	3	6	5.739	18.644	-72.339
D	3	3	6	1.487	2.012	-33.783
L	3	3	6	0.196	0.647	-12.59
ED	3	3	6	-15.662	-26.42	19.072
EI	3	3	6	15.576	26.346	-19.067
H	4	4	7	-5.739	-18.644	-72.339
D	4	4	7	-1.487	-2.012	-33.783
L	4	4	7	-0.196	-0.647	-12.59
ED	4	4	7	-15.576	-26.346	-19.067
EI	4	4	7	15.662	26.42	19.072

Tabla 2.4. Continuación: Resultados del programa.

CARGA	ELEMENTO	NUDO INIC	NUDO FINAL	MOMENTOS		FUERZA AXIAL
				KN-m		KN
H	5	3	4	-1.916	1.916	10.908
D	5	3	4	-2.039	2.039	1.175
L	5	3	4	-0.062	0.062	0.546
ED	5	3	4	33.809	33.78	-0.038
EI	5	3	4	-33.78	-33.809	-0.038
H	6	5	6	0	0	0
D	6	5	6	0	6.67	0
L	6	5	6	0	2.5	0
ED	6	5	6	0	0	0.001
EI	6	5	6	0	0	0
H	7	6	7	-18.644	18.644	-15.245
D	7	6	7	-8.682	8.682	-4.516
L	7	6	7	-3.147	3.147	-1.531
ED	7	6	7	26.42	26.346	-15.733
EI	7	6	7	-26.346	-26.42	-15.734

Tabla 2.5. Momentos para las diferentes combinaciones de carga, para el 100% del sismo.

			COMBINACIONES DE CARGA PARA EL 100% DEL SISMO											
			1.4D+1.7L		0.9D+E		0.9D-E		1.05D+1.28L+E		1.05D+1.28L-E		1.4D+1.7L+1.7H	
ELE	NUDO	NUDO	M INIC	M FIN	M INIC	M FIN	M INIC	M FIN	M INIC	M FIN	M INIC	M FIN	M INIC	M FIN
M	INIC	FINAL	(KN-m)	(KN-m)	(KN-m)	(KN-m)	(KN-m)	(KN-m)	(KN-m)	(KN-m)	(KN-m)	(KN-m)	(KN-m)	(KN-m)
1	1	3	0.243	0.548	-27.401	-17.649	27.900	18.702	-27.454	-17.737	27.847	18.614	-3.013	-5.953
2	2	4	-0.243	-0.548	-27.900	-18.702	27.401	17.649	-27.847	-18.614	27.454	17.737	3.013	5.953
3	3	6	2.415	3.917	-14.324	-24.609	16.914	28.157	-13.850	-23.479	17.388	29.287	12.171	35.612
4	4	8	-2.415	-3.917	-16.914	-28.157	14.324	24.609	-17.388	-29.287	13.850	23.479	-12.171	-35.612
5	3	4	-2.960	2.960	31.974	35.615	-35.615	-31.974	31.589	36.000	-36.000	-31.589	-6.217	6.217
6	5	6	0.000	13.588	0.000	6.003	0.000	6.003	0.000	10.204	0.000	10.204	0.000	13.588
7	6	7	-17.505	17.505	18.606	34.160	-34.160	-18.606	13.276	39.490	-39.490	-13.276	-49.200	49.200
8	7	8	-13.588	0.000	-6.003	0.000	-6.003	0.000	-10.204	0.000	-10.204	0.000	-13.588	0.000

Tabla 2.6. Momentos para las diferentes combinaciones de carga, para el 30% del sismo.

			COMBINACIONES DE CARGA PARA EL 30% DEL SISMO											
			1.4D+1.7L		0.9D+E		0.9D-E		1.05D+1.28L+E		1.05D+1.28L-E		1.4D+1.7L+1.7H	
ELE	NUDO	NUDO	M INIC	M FIN	M INIC	M FIN	M INIC	M FIN	M INIC	M FIN	M INIC	M FIN	M INIC	M FIN
M	INIC	FINAL	(KN-m)	(KN-m)	(KN-m)	(KN-m)	(KN-m)	(KN-m)	(KN-m)	(KN-m)	(KN-m)	(KN-m)	(KN-m)	(KN-m)
1	1	3	0.243	0.548	-8.056	-4.946	8.534	5.959	-8.109	-5.034	8.481	5.872	-3.013	-5.953
2	2	4	-0.243	-0.548	-27.900	-18.702	27.401	17.649	-27.847	-18.614	27.454	17.737	3.013	5.953
3	3	6	2.415	3.917	-3.360	-6.115	6.011	9.715	-2.886	-4.985	6.485	10.845	12.171	35.612
4	4	8	-2.415	-3.917	-16.914	-28.157	14.324	24.609	-17.388	-29.287	13.850	23.479	-12.171	-35.612
5	3	4	-2.960	2.960	31.974	35.615	-35.615	-31.974	31.589	36.000	-36.000	-31.589	-6.217	6.217
6	5	6	0.000	13.588	0.000	6.003	0.000	6.003	0.000	10.204	0.000	10.204	0.000	13.588
7	6	7	-17.505	17.505	18.606	34.160	-34.160	-18.606	13.276	39.490	-39.490	-13.276	-49.200	49.200
8	7	8	-13.588	0.000	-6.003	0.000	-6.003	0.000	-10.204	0.000	-10.204	0.000	-13.588	0.000

Con los efectos anteriormente mostrados, se realizaron envolventes de momento y de cortante y se obtuvieron los siguientes resultados para las vigas:

Tabla 2.7. Momentos y cortante de diseño

ELEMENTO	TIPO DE VIGA	Mu(+) (KN-m)	Mu(-) (KN-m)	Vu(KN)
5	V1	31.97	36.01	22.86
7	V2	72.28	49.2	161.98

DISEÑO DE VIGAS:

VIGA TIPO V1:

DISEÑO A FLEXIÓN:

$$A_s = 4.07 \text{ cm}^2$$

PARA MOMENTO POSITIVO

Refuerzo a colocar: 4#4

$$M_u = 31970 \text{ N-m}$$

$$d = 0.25 \text{ m}$$

$$A_s = 3.58 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0033 \cdot 30 \cdot 25 =$$

$$2.48 \text{ cm}^2 < A_s \text{ OK}$$

$$A_{s \text{ max}} = 0.016 \cdot 30 \cdot 25 =$$

$$12.00 \text{ cm}^2 > A_s \text{ OK}$$

Refuerzo a colocar: 3#4

$$A_{s \text{ min}} = 0.0033 \cdot 30 \cdot 25 =$$

$$2.48 \text{ cm}^2 < A_s \text{ OK}$$

$$A_{s \text{ max}} = 0.016 \cdot 30 \cdot 25 =$$

$$12.00 \text{ cm}^2 > A_s \text{ OK}$$

PARA MOMENTO

NEGATIVO

$$M_u = 36000 \text{ N-m}$$

$$d = 0.25 \text{ m}$$

DISEÑO A CORTANTE

$$V_u = 22857 \text{ N}$$

$$\phi V_c = \frac{0.85 \cdot \sqrt{21}}{6} \cdot 10^6 \cdot 0.30 \cdot 0.25$$

$$= 48690 \text{ N}$$

$V_u < \phi V_c$, Refuerzo mínimo

Refuerzo a colocar E#3 a

0.15m

VIGA TIPO V2

DISEÑO A FLEXIÓN:

Refuerzo a colocar: 3#5

PARA MOMENTO POSITIVO

$$M_u = 72280 \text{ N-m}$$

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

$$A_s = 7.02 \text{ cm}^2$$

Refuerzo a colocar: 4#5

$$A_{s \text{ min}} = 0.0033 \cdot 30 \cdot 30 =$$

$$2.97 \text{ cm}^2 < A_s \text{ OK}$$

$$A_{s \text{ max}} = 0.016 \cdot 30 \cdot 30 =$$

$$14.40 \text{ cm}^2 > A_s \text{ OK}$$

PARA MOMENTO

NEGATIVO

$$M_u = 49200 \text{ N-m}$$

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

$$A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

DISEÑO A CORTANTE

$$V_u = 161980 \text{ N}$$

$$\Phi V_c = \frac{0.85 \cdot \sqrt{21}}{6} \cdot 10^6 \cdot 0.30 \cdot 0.30$$

$$= 58430 \text{ N}$$

$$V_s = 121820 \text{ N}$$

$$A_v = 2\#3 = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$S = 0.15 \text{ m}$$

Refuerzo a colocar E#3 a

$$0.15 \text{ m}$$

$$S_{\text{max}} = 0.15 \text{ m OK}$$

DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas se calcularon para el 100% del sismo en una dirección y el 30% del sismo en la otra dirección como lo sugiere NSR/98 y se obtuvo lo siguiente:

Tabla 2.8. Diseño de columnas tipo C1

Barras #	4									
No de barras	8									
B	0.3	M								
H	0.3	M								
%As	0.0113									
ELEMENTO 1 - COLUMNA TIPO C1										
COMBINACION	P (KN)	Mx (KN-m)	My(KN-m)	ex (m)	ey (m)	ΦP_{nx} (KN)	ΦP_{ny} (KN)	ΦP_{no} (KN)	ΦP_n (KN)	
1.4D+1.7L	-73.867	0.548	0.548	-0.007	-0.007	1140	1140	1422.494	951.117	OK
0.9D+E	3.764	-27.401	-8.056	-7.281	-2.140	7	20	1422.494	5.204	OK
0.9D-E	-71.330	27.900	8.534	-0.391	-0.120	130	500	1422.494	111.243	OK
1.05D+1.28L+E	-642.023	-27.454	-8.109	0.043	0.013	1000	1140	1422.494	851.642	OK
1.05D+1.28L-E	-93.011	27.847	8.481	-0.299	-0.091	180	640	1422.494	155.883	OK
1.4D+1.7L+1.7H	-195.058	-5.953	-5.953	0.031	0.031	1130	1130	1422.494	937.277	OK

Tabla 2.9. Diseño de columnas tipo C2

Barras #	4		Barras #	5						
No de barras	4		No de barras	4						
B	0.3	M	B	0.3	m					
H	0.3	M	H	0.3	m					
P	0.006		P	0.009		P	0.014			
ELEMENTO 3 - COLUMNA TIPO C2										
COMBINACION	P (KN)	Mx (KN-m)	My (KN-m)	ex (m)	ey (m)	ΦP_{nx} (KN)	ΦP_{ny} (KN)	ΦP_{no} (KN)	ΦP_n (KN)	
1.4D+1.7L	-68.70	3.92	3.92	-0.06	-0.06	1300.000	1300.000	1506.291	1143.407	OK
0.9D+E	-11.33	-24.61	-6.12	2.17	0.54	100.000	200.000	1506.291	69.754	OK
0.9D-E	-49.47	28.16	9.71	-0.57	-0.20	150.000	300.000	1506.291	107.111	OK
1.05D+1.28L+E	-342.82	-23.48	-4.99	0.07	0.01	850.000	1100.000	1506.291	703.394	OK
1.05D+1.28L-E	-70.65	29.29	10.84	-0.41	-0.15	200.000	400.000	1506.291	146.282	OK
1.4D+1.7L+1.7H	-191.68	35.61	35.61	-0.19	-0.19	350.000	350.000	1506.291	198.004	OK

Refuerzo para columnas: Colocar 4#5 en la parte externa y 4#4 en la parte interna

c. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

El diseño de la cimentación se muestra en la siguiente tabla. Sin embargo vale la pena exponer los argumentos que se tuvieron para asumir una presión admisible del suelo de 5 ton/m².

El código Colombiano de diseño y construcción sismo resistente NSR/98, en su título E habla de casas de uno y dos pisos, y en E.5.1.4 el código plantea que si no se hace estudio de suelos, se deben cumplir los siguiente requisitos mínimos:

- a. “Verificar el comportamiento de casas en zonas aledañas verificando que no haya asentamientos diferenciales excesivos, agrietamientos, pérdida de verticalidad, deslizamientos etc. Que permita concluir que el comportamiento de las casas similares ha sido el adecuado.”
- b. “Se debe realizar mínimo un apique por cada 3 unidades construidas o por cada 300 m² de construcción hasta una profundidad mínima de 2 m, en el que se constate la calidad razonable del suelo de cimentación.”
- c. “Se debe retirar del área de cimentación los materiales inconvenientes para el apoyo directo y superficial de la cimentación, como son: Descapote, escombros materia orgánica etc.”
- d. “La capacidad portante del suelo para el cual se diseña la cimentación no debe ser mayor a 5 MPa (5 ton/m²). A menos que por experiencia anterior se haya demostrado como aceptable el utilizar capacidades portantes mayores, en cuyo caso para obtener la licencia de construcción se debe relacionar ésta experiencia ante la dependencia gubernamental encargada de expedirla”

Respecto a los anteriores requisitos,

- a. Se observaron viviendas cercanas al sitio del proyecto y de la observación se concluyó que ninguna tenía problemas de asentamientos.
- b. No se hicieron apiques porque el área a construir es demasiado pequeña, las estructuras son pequeñas y al hacer una estimación de la resistencia del suelo se concluyó que la resistencia de éste es grande
- c. Debido a que el nivel de desplante de las zapatas es 1m, no se presentan los problemas mencionados por NSR/98 respecto al apoyo directo de la cimentación
- d. Por seguridad, se asumió una capacidad portante del suelo igual a 5 ton/m^2

NOTA: los mismos criterios se aplicaron para el diseño de la estructura de captación

Tabla 2.10. Diseño de zapatas.

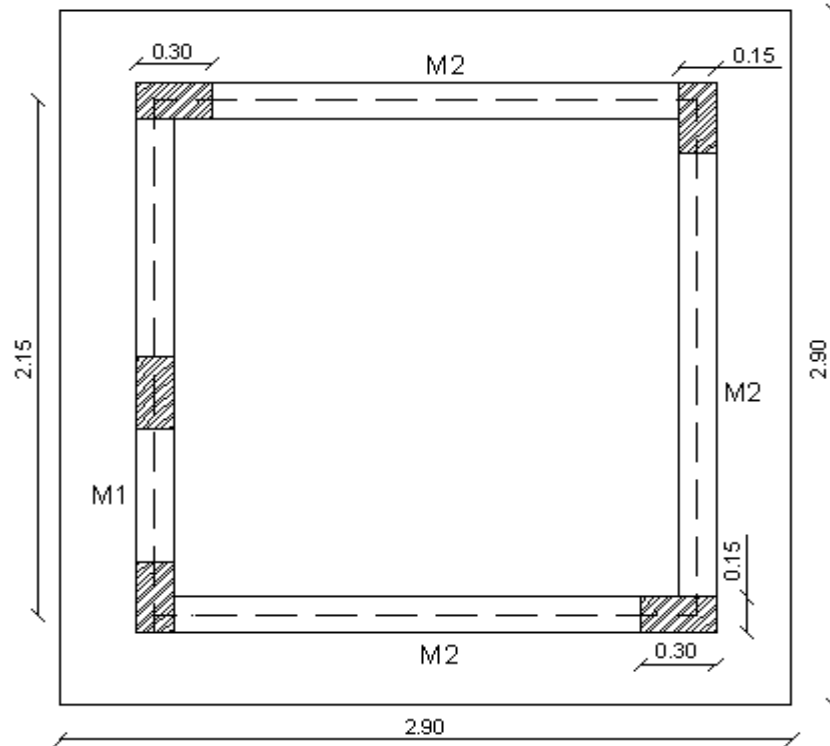
DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN (zapatas individuales)				
Pcm	73.15	KN	TRANSFERENCIA DE ESFUERZOS COLUMNA A ZAPATA	
Pcv	137.5	KN	Fu aplast	3.74 Mpa
esf adm SUELO	0.05	Mpa	ΦFn aplast	12.50 Mpa OK
esp supuesto	0.22	m	CÁLCULO DEL REFUERZO	
ancho columna	0.3	m	b	2.20 m
barra # (columnas)	5		fi	0.9
barra # (ZAPATA)	4		d	0.14 m
area req	4.71	m^2	Mu	68951.00 N-m
lado CALCULADO	2.18	m	As	1405.49 mm^2
LADO DE TRABAJO	2.20	m	P	0.005
(esf neto)u	0.07	Mpa	REVISION DE As MIN:	
COMO VIGA ANCHA			COMO VIGA	
(l-ancho col)/2	0.95	m	As MIN	996.7980 mm^2 OK
Φvc	649198.22	Pa	COMO LOSA	
D	0.09	m	As MIN	871.2000 mm^2 OK
H	0.19	m	BARRAS A COLOCAR EN CADA DIRECCION	
COMO LOSA EN DOS DIRECCIONES				12
Φvc	1298396.45	Pa	SEPARACION	
D	0.14	m		0.18 m
H	0.22	m	REVISION DE LA ADHERENCIA PARA EL REFUERZO DE LA ZAPATA	
PARA LONGITUD DE DESARROLLO			Ld requerido	0.56 m
H	0.36	m	Ld disponible	0.88 m OK
mayor espesor	0.36	m		
h DE TRABAJO, Colocando viga de amarre para Ld	0.22	m		

Refuerzo para zapatas: Colocar 1#4 a 0.18 m, en las dos direcciones

3. CÁLCULO DE LA CASETA DE BOMBEO

1. CALCULO DE LOSA DE CUBIERTA

PLANTA LOSA



Espesor: 10 cm

$$As_{min} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 10 \cdot 1.5 = 2.7 \text{ cm}^2$$

CARGAS: (franja de 1 m)

Peso propio: $0.1 \cdot 2400 = 240 \text{ Kg/m}$

Carga viva: 180 Kg/m

$$S_{max} = \text{mayor}(3 \cdot 0.10 = 0.30 \text{ m}, 0.50 \text{ m}) = 0.30 \text{ m}$$

Para cada dirección:

$$W_u = (1.4(240) + 1.7(180))/2 = 321 \text{ Kg/m}$$

Kg/m

$$M_u(+) = 163 \text{ Kg-m}$$

$$M_u(-) = 23 \text{ Kg-m}$$

$$As(+) = 0.88 \text{ cm}^2$$

$$As = 1\#3 \text{ a } 0.26 \text{ m}$$

Pero para controlar fisuras debe cumplirse:

$$B/\# \text{ de barras} < 125$$

$$\# \text{ de barras} = 1000 \text{ mm} / 125 = 8 \text{ barras/m}$$

Refuerzo a colocar: $1\#3 \text{ a } 0.10 \text{ m}$

Los demás parámetros de la caseta de bombeo se determinaron con base a las recomendaciones que hace el código colombiano de diseño y construcción sísmo resistente, para casas de 1 y 2 pisos.

Los detalles se muestran en los respectivos planos.

CAPITULO 3

PRESUPUESTO

4. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Para realizar el análisis de precios unitarios, primero se determinó las actividades necesarias para cada estructura del sistema, luego se estableció el equipo, los materiales, el transporte y la mano de obra a utilizar en cada actividad y por último se hicieron todas las cotizaciones necesarias para realizar los análisis de precios unitarios APU. Toda la información anterior se manejó en un formato que se muestra a continuación.

Tabla 3.1. Formato de análisis de precios unitarios.

ITEM				UNIDAD: m3		
ACTIVIDAD				FECHA: 01/07/2010		
				OBRA: ACUEDUCTO KITEK KIWE		
1. EQUIPO.						
<i>Descripción</i>	<i>Tipo</i>	<i>Clase</i>	<i>Vr.Hora</i>	<i>Rend</i>	<i>V.Unitario</i>	<i>V.Total</i>
					SUB-TOTAL	
2. MATERIALES (Incluye desperdicios).						
<i>Descripción</i>		<i>Unidad</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Precio</i>	<i>V.Unitario</i>	<i>V.Total</i>
					SUB-TOTAL	
		%DESPERDICIOS	0			DESPERDICIOS
					TOTAL	
3. TRANSPORTES.						
<i>Descripción</i>	<i>m3 o Tn</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Dist. (Km)</i>	<i>V.m3 o Tn</i>	<i>V.Unitario</i>	<i>V.Total</i>
					SUB-TOTAL	
4. MANO DE OBRA.						
<i>Descripción</i>	<i>Jornal</i>	<i>P.S.</i>	<i>Jornal Total</i>	<i>Rendimiento</i>	<i>V.Unitario</i>	<i>V.Total</i>
					SUB-TOTAL	
					TOTAL COSTO DIRECTO	
					PLIEGO:	
FIRMA						

5. CUADRO DE CANTIDADES DE OBRA Y DETERMINACION DE COSTOS DIRECTOS.

Tabla 3.2. Cuadro de cantidades de obra y costo total directo

PRESUPUESTO - ACUEDUCTO KITEK KIWE				
ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
SECTOR 1: ESTRUCTURA DE CAPTACIÓN				
1. Localización y replanteo	m2	45	\$ 3,618.92	\$ 162,851.22
2. Excavación en material común	m3	100	\$ 10,710.00	\$ 1,071,000.00
3. Tanque de captación	m2	60.65	\$ 110,060.43	\$ 6,675,164.78
4. Acero de refuerzo	Kg	628.3	\$ 3,091.50	\$ 1,942,389.45
5. Tubería de desagüe y de rebose	Glb	1	\$ 839,134.68	\$ 839,134.68
TOTAL ESTRUCTURA DE CAPTACIÓN				\$ 10,690,540.12
SECTOR 2: CASETA DE BOMBEO				
1. Localización y replanteo	m2	5.29	\$ 5,755.35	\$ 30,445.80
2. Excavación en material común	m3	100	\$ 10,710.00	\$ 1,071,000.00
3. Piso primario	m2	4	\$ 72,415.15	\$ 289,660.60
4. Vigas (0.15x0.20)	ML	29.4	\$ 25,231.46	\$ 741,804.97
5. Columnas (0.15x0.30)	ML	12.5	\$ 38,192.34	\$ 477,404.30
6. Muro en ladrillo tolete común	m2	7.32	\$ 56,853.70	\$ 416,169.08
7. Losa de cubierta	m2	8.41	\$ 69,290.19	\$ 582,730.51
8. equipo dosificador de cloro	Glb	1	\$ 120,000.00	\$ 120,000.00
9. Motobomba y accesorios	Glb	1	\$ 5,774,660.58	\$ 5,774,660.58
10. Acero de refuerzo	Kg	242.7	\$ 3,091.50	\$ 750,307.05
TOTAL CASETA DE BOMBEO				\$ 10,254,182.90
SECTOR 3: CONDUCCIÓN				
1. Localización y replanteo	Glb	1	\$ 130,560.00	\$ 130,560.00
2. Excavación en material común	m3	83.5	\$ 10,200.00	\$ 851,700.00
3. Tubería PVC RDE 13.5	ML	162.9	\$ 37,104.13	\$ 6,044,263.21
4. Tubería PVC RDE 32.5	ML	40.98	\$ 16,646.69	\$ 682,181.30
5. Tubería PVC RDE 41	ML	56.93	\$ 15,827.98	\$ 901,087.05
TOTAL CONDUCCIÓN				\$ 8,609,791.56

Tabla 3.3 Continuación: Cuadro de cantidades de obra y costo total directo

SECTOR 4: ESTRUCTURA DE SOPORTE Y TANQUE DE ALMACENAMIENTO				
1. Localización y replanteo	Glb	163	\$ 5,755.35	\$ 938,122.05
2. Excavación en material común	m3	41	\$ 10,710.00	\$ 439,110.00
3. Solado	m2	57	\$ 5,976.92	\$ 340,684.45
4. Zapata	UND	4	\$ 291,966.27	\$ 1,167,865.07
5. Columna 0.30x0.30	ML	25.6	\$ 43,134.69	\$ 1,104,248.03
6. Viga 0.30X0.40	ML	15.6	\$ 51,990.24	\$ 811,047.67
7. Viga 0.30X0.30	ML	3.32	\$ 38,457.14	\$ 127,677.70
8. Viga 0.30X0.35	ML	20	\$ 48,761.49	\$ 975,229.73
9. Losa e=0.20m	m2	25	\$ 81,153.16	\$ 2,028,828.97
10. Tanque de almacenamiento y accesorios	Glb	1	\$ 20,610,860.16	\$ 20,610,860.16
11. Acero de refuerzo	Kg	2167.17	\$ 3,091.50	\$ 6,699,806.06
TOTAL ESTRUCTURA DE SOPORTE Y TANQUE DE ALMACENAMIENTO				\$ 35,243,479.88
SECTOR 5: RED DE DISTRIBUCIÓN				
1. Localización y replanteo	Glb	1	\$ 92,920.00	\$ 92,920.00
2. Excavación en material común	m3	175.95	\$ 10,710.00	\$ 1,884,424.50
3. Tubería PVC $\Phi=2"$	ML	51	\$ 13,343.74	\$ 680,530.96
4. Tubería PVC $\Phi=1-1/2"$	ML	125	\$ 5,861.29	\$ 732,661.38
5. Tubería PVC $\Phi=1"$	ML	375	\$ 9,475.93	\$ 3,553,472.46
6. Válvulas	UND	1	\$ 215,872.71	\$ 215,872.71
7. Acero de refuerzo	Kg	6	\$ 3,091.50	\$ 18,549.00
8. Malla y puerta	Glb	1	\$ 266,450.00	\$ 266,450.00
9. Acometida domiciliaria y medidor	Und	46	\$ 106,747.05	\$ 4,910,364.24
TOTAL RED DE DISTRIBUCIÓN				\$ 12,355,245.25
COSTO TOTAL DIRECTO				\$ 77,153,239.72

6. DETERMINACIÓN DE COSTOS INDIRECTOS Y DEL COSTO TOTAL DE LA OBRA.

Tabla 3.4. Costos indirectos y costo total de la obra.

COSTOS INDIRECTOS	
A	\$ 10,800,000.00
I	\$ 2,314,597.19
U	\$ 3,857,661.99
Seguros	\$ 771,532.40
Polizas	\$ 771,532.40
Impuesto de guerra	\$ 3,857,661.99
Iva sobre utilidades	\$ 617,225.92
TOTAL COSTO INDIRECTO (29.8%)	\$ 22,990,211.88
COSTO TOTAL DE LA OBRA	\$ 100,143,451.60
NOTA: PRESUPUESTO ACTUALIZADO A 5 DE JULIO DE 2010	

CAPITULO 4
ANEXOS

1. REGISTRO FOTOGRÁFICO



VIVIENDAS DEL PROYECTO



FUENTE DE ABASTECIMIENTO DE AGUA



ENCAUSADO DEL AGUA PARA AFORAR LA FUENTE



EQUIPO DE AFORO

AGRADECIMIENTOS

- Al director del trabajo de grado: Ingeniero Napoleón Zambrano Alfonso
- Al Asesor Estructural: Ingeniero Juan Manuel Mosquera
- Al Asesor en Suelos y fundaciones: Ingeniera Margarita Polanco Flores
- Al Asesor en Presupuesto: Ingeniero Hugo Eduardo Muñoz Muñoz
- Al evaluador del trabajo de grado: Ingeniero Jhon Calderón
- A la secretaría de Planeación e infraestructura del Municipio de Timbio Cauca

REFERENCIAS

- Reglamento técnico para el sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2000
- Código colombiano de diseño y construcción sismo resistente NSR/98
- Apuntes de clases, Programa de Ingeniería civil, Facultad de ingeniería civil, Universidad del Cauca, Febrero de 2006 – Julio de 2010
- Informe de pasantía “análisis y seguimiento de actividades constructivas, costos y rendimientos; obra altos de Tulcán”, Por: Estudiante de Ingeniería civil Juan Gabriel Bastidas
- Página de internet <http://www.dane.gov.co>
- Página de internet <http://www.igihm.com>
- Página de internet <http://www.fibratoresa.com>