

# **CAPÍTULO I**

## **INTRODUCCIÓN**

### **1.1.DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.-**

En la actualidad el barrio “El Constructor” ha sufrido un aumento considerable en su densidad poblacional, lo cual ha obligado proveer de agua potable de calidad y de forma permanente como lo estipulan las normas, para así poder reducir el índice de enfermedades y poder combatir las epidemias que se presentan en cada temporada.

En ese entendido surge el inconveniente de tener el problema de no poder contar con el servicio de agua potable todo el día, de forma abundante y constante.

### **1.2.UBICACIÓN GEOGRÁFICA DEL PROYECTO.-**

El área de influencia se encuentra en el departamento de Tarija, el cual está ubicado al sur de Bolivia y limita al norte con el departamento de Chuquisaca, al Oeste con el departamento de Potosí y Chuquisaca, al Este con la República del Paraguay y al Sur con la República de la Argentina.

La provincia Cercado se encuentra ubicada en la parte central del departamento de Tarija, el lugar del proyecto geográficamente se encuentra entre los 21° 31` 08.69” de latitud sur y los 64° 42` 54.23” de longitud oeste con una elevación de 1896 m.s.n.m.

El tanque elevado estará ubicado en el barrio “El Constructor” entre las calles Av. La Paz, Marcelo Quiroga Santa Cruz y se cuenta con acceso al lugar por medio de la línea de transporte CH que realiza su recorrido por la Av. La Paz.

### **1.3. ANTECEDENTES.-**

El barrio “El Constructor” de la ciudad de Tarija ha sufrido un importante aumento en su densidad poblacional teniendo la necesidad de un nuevo reservorio que cumpla con las exigencias de la población beneficiara y futuras en los años venideros.

Debido a la falta de contar con agua potable de forma permanente y abundante se corre con serias dificultades, ya que el riesgo de aumento de enfermedades es mayor, tanto para los vecinos del barrio, escuelas, centros de salud, centros de capacitación, mercados e instituciones que están dentro del margen del barrio “El Constructor”.

### **1.4.JUSTIFICACIÓN.-**

Tomando en cuenta que existen otras formas en diseño de tanques elevados, ¡por qué! no considerar la posibilidad de nuevos modelos y métodos constructivos.

En nuestro medio ya existen nuevos métodos de construcción adoptados de los países aledaños al nuestro.

Este modelo de estructura permite mayor volumen de almacenamiento como en este caso de  $267\text{m}^3$ .

Este diseño en Hormigón Pos-tensado está justamente dirigido para poder mostrar un nuevo enfoque en el diseño de tanques elevados, tomaremos en cuenta tanto la funcionalidad del mismo como el factor importante como es el económico ya que sin éste no se realizan los proyectos que uno puede diseñar.

### **1.5 OBJETIVOS.-**

#### **1.5.1.OBJETIVO GENERAL.-**

El objetivo general trazado en el presente trabajo es poder realizar el “*Análisis de Tanque Elevado Tronco Cónico de Hormigón Pretensado en el barrio El Constructor*”, para poder de esta manera contar con un reservorio elevado y de

está manera garantizar la dotación de agua potable todo el año de forma abundante y constante.

### **1.5.2.OBJETIVOS ESPECÍFICOS.-**

Los objetivos específicos planteados en la siguiente propuesta, son los siguientes:

- Considerar la población beneficiaria.
- Tomar en cuenta el lugar de emplazamiento del proyecto.
- Realizar un estudio y análisis de fórmulas matemáticas para el procedimiento de cálculo.
- Determinar los parámetros de diseño como los datos de partida que se deben tomar en cuenta para proceder con el diseño estructural de cada uno de los elementos que constituye el proyecto.
- Determinar el costo económico de los precios unitarios y del presupuesto general para su construcción.
- A partir de los resultados obtenidos de los cálculos sacar las respectivas conclusiones y determinar las recomendaciones sobre el diseño del reservorio.

### **1.6.ALCANCE.-**

El alcance del proyecto a desarrollar se basa en:

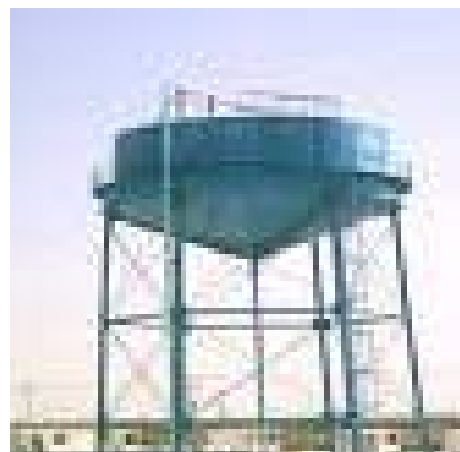
- Realizar la estimación del caudal de diseño para determinar el volumen del reservorio.
- Realizar el diseño estructural, que comprende el análisis de cargas de servicio, vida útil, su determinación de esfuerzos, tanto del tanque en forma tronco cónico, el elevado y la fundación para poder obtener la armadura necesaria, y proceder al diseño del Pos-tesado a emplearse.
- Determinación de los precios unitarios y el presupuesto general.
- La elaboración de planos y detalles constructivos.

## **CAPÍTULO II**

## MARCO TEÓRICO

### 2.1 TIPOS DE TANQUE DE ALMACENAMIENTO.-

La forma del reservorio está en función al criterio del proyectista, éstos pueden ser en forma circular, hexagonal, cuadrada, rectangulares, cilíndricos, de tronco cónico, etc. Como se ve a continuación:



Los tanques de almacenamiento de agua potable pueden ser enterrados, semienterrados, superficiales.

## **2.2 PARÁMETROS DE DISEÑO.-**

### **2.2.1 PERIODO DE DISEÑO.-**

El periodo de diseño es el tiempo que debe transcurrir sin producirse alguna falla en el diseño, teniendo que cumplir con la demanda poblacional para la cual fue realizada el diseño.

El periodo de diseño será adoptado según el sistema.

**Periodo de diseño (años)**

<b>Componente del sistema</b>	<b>Población menor a 20 000 habitantes</b>	<b>Población mayor a 20 000 habitantes</b>
Obra de captación	10 – 20	30
Aducción	20	30
Pozos profundos	10	15 - 20
Estaciones de bombeo	20	30
Plantas de tratamiento	15 - 20	20 - 30
Tanques de almacenamiento	20	20 - 30
Redes de distribución	20	30
<b>Equipamiento:</b>		
Equipos eléctricos	5 - 10	5 - 10
Equipos de combustión interna	5	5

### **2.2.2 VARIACIONES DE CONSUMO.-**

Las variaciones en el consumo están determinadas por la población beneficiaria y zona de emplazamiento del proyecto.

Para poder estimar la población futura se utiliza diferentes fórmulas que existen:

a) **CRECIMIENTO ARITMÉTICO.**

$$Pf = Pa * \left(1 + \frac{i * t}{100}\right)$$

b) **CRECIMIENTO GEOMÉTRICO.**

$$Pf = Pa * \left(1 + \frac{i}{100}\right)^t$$

c) **MÉTODO WAPPUAS.**

$$Pf = Pa * \left(\frac{200 + i * t}{200 - i * t}\right)$$

d) **MÉTODO EXPONENCIAL.**

$$Pf = Pa * e^{\frac{i * t}{100}}$$

e) **MÉTODO (INE).**

$$Pf = P_o \left(1 + \frac{r}{100}\right)^t$$

En las expresiones indicadas anteriormente se tienen:

$P_f$  = Población futura (hab.).

$r$  = Tasa anual de crecimiento (%).

$P_o$  = Población inicial de referencia (hab.).

$P_a$  = Población actual.

$t$  = Periodo de diseño, a partir del año dato para la población inicial (años).

$i$  = Índice de crecimiento anual (%).

$e$  = Base de los logaritmos neperianos.

**Tabla 2.1**

Metodo a emplear	Poblaciones Pequeñas hasta 5000 hab.	Poblaciones Medianas de 5000 a 20000 hab.	Poblaciones Grandes de 20000 a 100000 hab.	Poblaciones Mayores de 100000 hab.
Crecimiento Aritmetico	X	X		
Crecimiento Geometrico	X	X	X	X
Metodo de Wappaus	X	X	X	X
Comparacion grafica	X (4)	X	X	
Metodos Exponenciales	X (4)	X (4)	X (3)	X
Detallar Zonas		X	X	X
Detallar Densidades		X	X	X
Notas :	.(1)	.(1)	.(1)	.(2)

Fuente: Norma Boliviana NB 689

Donde:

(1) A falta de información básica, se puede adoptar un valor técnicamente razonable de "i".

(2) El valor "i" debe ser justificado necesariamente mediante datos estadísticos, del Instituto Nacional de Estadística (INE).

(3) Optativo, recomendable.

(4) Sujeto a justificación.

### 2.2.3 DOTACIÓN MEDIA DIARIA.-

*La dotación media diaria por habitante, es la media de los consumos registrados durante un año. Para el caso de ampliación, incorporación o cambio de los componentes de un sistema, la dotación media diaria deberá ser fijada en base al análisis y resultados de los datos de producción y consumo del sistema. Dicho análisis debe considerar los efectos de consumo restringido cuando la disponibilidad de agua no llegue a cubrir las demandas de la población.*

#### Dotación media referencial

Dotación media diaria (l/hab-d)

Zona	Población (habitantes)					
	Hasta 500	De 501 a 2 000	De 2 001 a 5 000	De 5 001 a 20 000	De 20 001 a 100 000	Más de 100 000
Del Altiplano	30 - 50	30 - 70	50 - 80	80 - 100	100 - 150	150 - 200
De los Valles	50 - 70	50 - 90	70 - 100	100 - 140	150 - 200	200 - 250
De los Llanos	70 -90	70 - 110	90 - 120	120 - 180	200 - 250	250 - 350
Notas:	(1)			(2)		

(1) Justificar a través de un estudio social.

(2) Justificar a través de un estudio socio-económico.

#### 2.2.4 DOTACIÓN FUTURA.-

La dotación futura se puede estimar con un incremento anual entre el 0.5 % y el 2 %, aplicando la fórmula de crecimiento geométrico:

$$Df = Di * \left( 1 + \frac{d}{100} \right)^n$$

Donde:

DF = Dotación futura.

Di = Dotación inicial.

d = Variación anual de la dotación (entre el 0.5 – 2.0 %).

t = periodo de diseño.

n = Número de años en estudio.

#### 2.2.5 CAUDAL MEDIO DIARIO.-

Es el consumo durante las 24 hrs. Obtenido como promedio de los consumos diarios observados en un periodo de un año.

$$Qmd = \frac{Pf * Df}{86400}$$

Donde:

Qmd = Consumo medio diario  $\left[ \frac{lt}{sg} \right]$

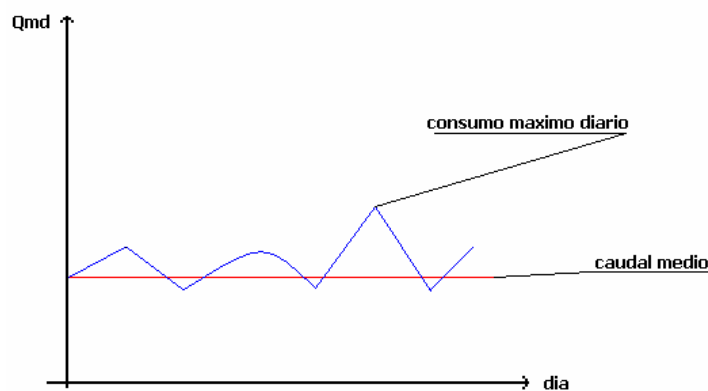
Pf = Población futura.

Df = Dotación futura.

### 2.2.6 CAUDAL MÁXIMO DIARIO.-

Es el consumo máximo durante 24 hrs. Observado en el periodo de un año sin tener en cuenta los gastos o consumos producidos por incendios.

El consumo máximo diario (Qmaxd) se determinará multiplicando el consumo medio diario por un coeficiente k1 que varía entre 1.2 a 1.5 (Norma Boliviana NB 689).



$$Q_{\max d} = \frac{P_f * D_f}{86400} * K_1$$

Donde:

Qmd = Caudal medio diario.

Df = Dotación futura.

K1 = Coeficiente de variación diaria.

$$K_1 = \frac{\text{Consumo máximo diario obtenido en un año}}{\text{Consumo medio diario obtenido en un año}}$$

Según la norma boliviana nos da unos parámetros de K1 que varía entre:

$$1.2 \leq k_1 \leq 1.5$$

$$Q_{maxd} = Q_{med} * K_1$$

### 2.2.7 CONSUMO MÁXIMO HORARIO.-

Es el consumo máximo obtenido durante un día, observado en el periodo de un año, sin tomar en cuenta los consumos producidos por incendios.

$$Q_{maxh} = Q_{med_{diario}} * K2$$

Donde:

Qmh = Caudal máximo horario.

Pf = Población futura.

Df = Dotación futura.

K2 = Coeficiente de variación horaria.

<p><b>Consumo máximo horario observado en un día</b></p> <p><b>K2 = -----</b></p> <p><b>Consumo medio horario observado en un día</b></p>
---

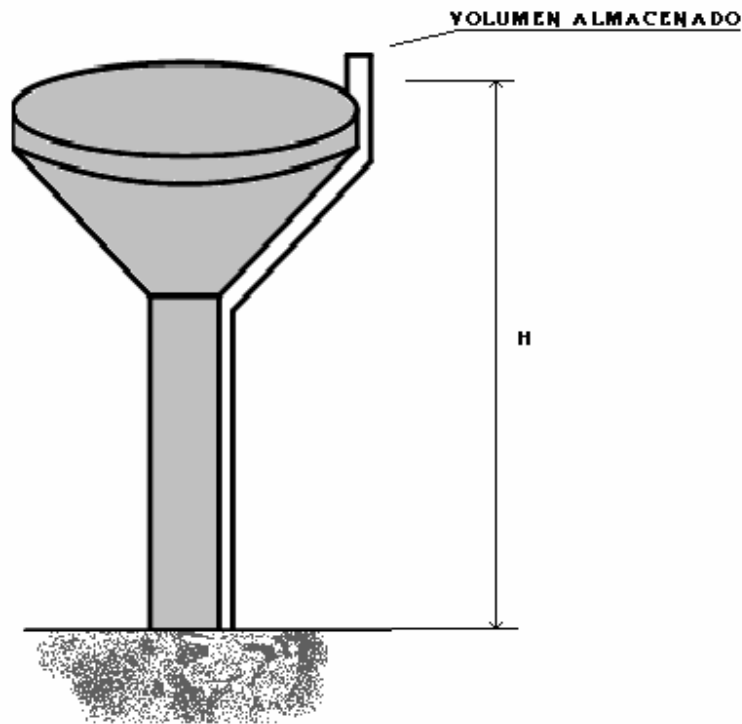
Los valores de K2 son muy importantes, además cuando el sistema es nuevo no sabemos cuanto consume horariamente. Para esto tenemos una tabla que nos da la Norma Boliviana en función de la cantidad de habitantes.

TAMAÑO DE LA POBLACIÓN	K2
Hasta 2000 habitantes	2.2 – 2.0
2000 – 10000	2.0 – 1.8
10000 – 100000	1.8 – 1.5
> 100000	1.5

Fuente: Norma Boliviana NB 689

### 2.2.8 CAPACIDAD DEL RESERVORIO.-

Para la determinación de la capacidad del reservorio se lo realizara de dos formas:



#### 2.2.8.1 MÉTODO BASADO EN LA CURVA DE CONSUMO.-

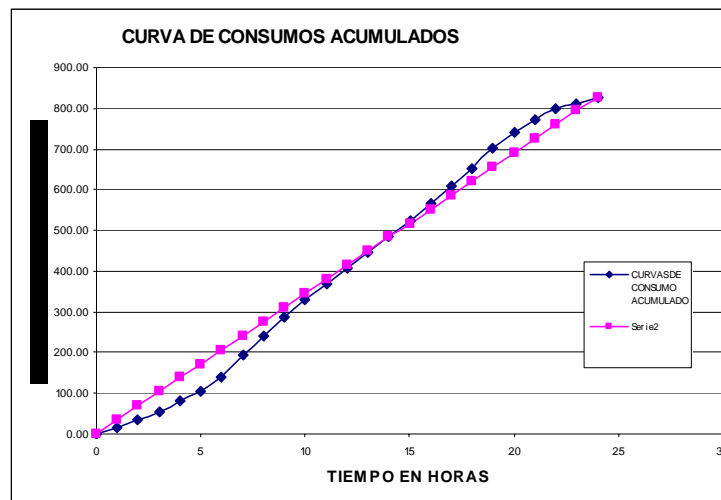
Para determinar la capacidad mínima de un reservorio elevado mediante este método, se precisa disponer de datos suficientes sobre las variaciones de consumo horarias y diarias de la población del proyecto o de una comunidad que presente características semejantes en términos de desenvolvimiento socio-económico, hábitos de población, clima y aspectos técnicos del sistema.

Asimismo, debe conocerse o fijarse el régimen de alimentación del reservorio:

- ✓ Continúo o discontinuo.
- ✓ Número de horas de bombeo.
- ✓ Caudal de bombeo.

El método consiste en graficar las curvas del caudal horario de consumo y del caudal de abastecimiento para el día más desfavorable o de mayor consumo. Determinar en este gráfico las diferencias en cada intervalo entre los volúmenes aportados y consumidos.

La máxima diferencia será la capacidad teórica del reservorio (véanse figuras).



### 2.2.8.2 MÉTODO EMPÍRICOS.-

Para sistemas por gravedad, el volumen de regulación deberá estar entre el 15 a 30% del caudal máximo diario.

$$V_r = Q_{\max d} \cdot t$$

Donde:

$V_r$  = Volumen de regulación en  $m^3$

$C$  = Coeficiente de regulación.

Sistema por gravedad 0,15 a 0.30.

Sistema por bombeo 0.15 a 0.25.

$Q_{\max d}$  = Consumo máximo diario en  $m^3$

$t$  = tiempo en días.

### 2.2.9 VOLUMEN CONTRA INCENDIOS.-

El volumen de almacenamiento contra incendio debe tener una duración de entre 2 a 4 horas, se lo determina con la siguiente expresión.

$$Q_{\text{incendio}} = 3.86 * \sqrt{P} * (1 - 0.01\sqrt{P})$$

$$V_i = 3.6 * Q_i * t$$

Donde:

P= Población actual en miles.

V<sub>i</sub>= Volumen contra incendios m<sup>3</sup>

Q<sub>i</sub>= caudal contra incendios (lts/s).

t= tiempo de duración del incendios horas.

### 2.2.10 VOLUMEN DE RESERVA.-

Es el volumen que compensa en una situación de déficit en el suministro de agua, ya sea mientras se hacen las reparaciones de los sistemas de toma, conducción, tratamiento y/o casos de falla de un sistema de bombeo.

En tal caso se recomienda considerar un volumen equivalente a 4 horas de consumo correspondiente al consumo máximo diario (Q<sub>max\_d</sub>)

### 2.2.11 CAPACIDAD TOTAL DEL RESERVORIO.-

La capacidad del reservorio total estará determina con la siguiente expresión:

$$Vol_t = Vol_{\text{reservorio}} + Vol_{\text{contra incendios}} + Vol_{\text{dereserva}}$$

## 2.3 DETERMINACIÓN DE PRESIONES.-

### 2.3.1 PRESIÓN DE LÍQUIDO SOBRE SUPERFICIES.-

#### 2.3.1.1 FUERZAS SOBRE SUPERFICIES PLANAS.-

En las fuerzas distribuidas resultantes de la acción del fluido sobre un área finita pueden reemplazarse convenientemente por un fuerza resultante en lo que concierne a las reacciones externas al sistema de fuerza. En esta sección, la magnitud de la fuerza resultante y su línea de acción (centro de la presión) se determinan por integración, por fórmula y usando el concepto del prisma de presión.

##### 2.3.1.1.1 SUPERFICIES HORIZONTALES.-

Una superficie plana en posición horizontal dentro de un fluido en reposo está sujeta a una presión constante. La magnitud de la fuerza que actúa en un lado superficie es:

$$\int p^* dA = p \int dA = p^* A$$

Las fuerzas elementales  $PdA$  que actúan sobre  $A$  son todas paralelas y tienen el mismo sentido; por tanto, la suma escalar de todos estos elementos representa la magnitud de la fuerza resultante. Su dirección es normal a la superficie y apunta hacia la superficie si  $P$  es positiva. Para encontrar la línea de acción de la resultante, es decir, el punto del área donde el momento de la fuerza distribuida respecto a cualquier eje a través del punto es cero, se pueden escoger ejes  $XY$  arbitrarios, como en la figura 2.10. Entonces, ya que el momento de la resultante debe ser igual al momento del sistema de fuerza distribuida en torno a cualquier eje, por ejemplo el eje  $Y$

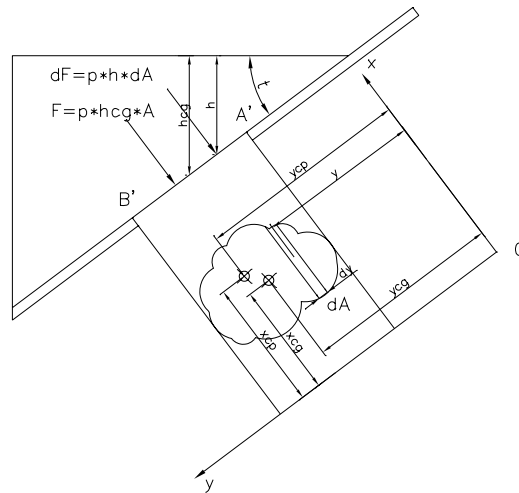
$$pAx' = \int_A xpdA \qquad x' = \frac{1}{A} \int_A x dA = \bar{x}$$

En la cual  $X'$  es la distancia del eje  $y$  a la resultante. Ya que  $p$  es constante,

En la  $x$  es la distancia al centroide del área (véase apéndice A). Por tanto, para un área horizontal sujeta a la presión estática del fluido, la resultante pasa a través del centroide del área.

### 2.3.1.1.2 SUPERFICIES INCLINADAS.-

En la figura se representa una superficie plana por su trazo  $A'B'$ . Está inclinada  $\theta$  con respecto a la horizontal. La intersección del plano del área y la superficie libre se toma como el eje  $x$ . El eje  $y$  se toma en el plano del área, con origen  $O$ , como se muestra en la superficie libre. EL plano  $xy$  describe el área inclinada arbitrariamente. Se buscan la magnitud, dirección y línea de acción de la fuerza resultante debida al líquido, que actúa sobre un lado del área.



$$xp = \frac{\overline{I_{xy}}}{yA} + \bar{x}$$

$$yp = \frac{\overline{I_G}}{yA} + \bar{y}$$

Para un elemento con área  $dA$  tal como una tira de grosor  $dy$  con largas orillas que forman un ángulo  $\theta$  con la horizontal, la magnitud de la fuerza  $dF$  que actúa sobre el es.

Ya que todas estas fuerzas elementales son paralelas, la integral sobre el área produce la magnitud de la fuerza  $F$  que actúa sobre un lado del área.

Con las relaciones de la figura es la presión en el centroide del área. En palabras, la magnitud de la fuerza ejercida sobre un lado de un área plana sumergida en un líquido es el producto del área y la presión en su centroide. Debe notarse que, en esta forma la presencia de una superficie libre es innecesaria. Se puede usar cualquier medio para determinar la presión en el centroide. El sentido de la fuerza es tal que empuja contra el área si  $P_G$  es positiva. Como todos los elementos de fuerza son normales a la superficie, la línea de acción de la resultante también es normal a la superficie. Cualquier superficie puede rotar en torno a cualquier eje a través de su centroide sin cambiar la magnitud de la resultante si el área total permanece sumergida en el líquido estático.

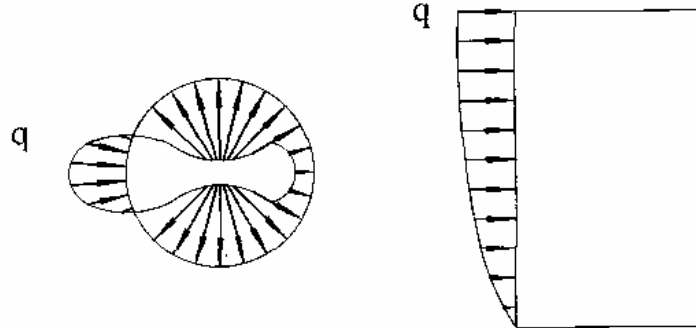
#### 2.4 CARGAS DE VIENTO.-

La presión de viento adoptada sobre el tanque es la correspondiente a la recomendación ACI-ASCE (Rish 1967), considerando una distribución de presión constante en la dirección vertical. La distribución circunferencial de presiones aplicada en la cáscara cilíndrica para ambos modelos analizados es:

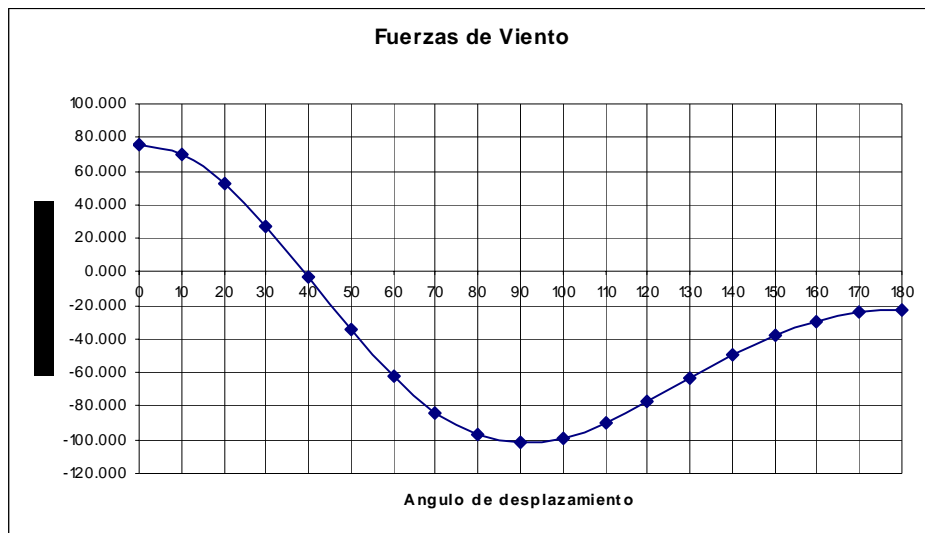
$$q = \lambda \sum_{i=1}^n c_i \cos(i\varphi)$$

Con los siguientes coeficientes de Fourier:  $C_0=0.2765$ ,  $C_1=-0.3419$ ,  $C_2=-0.5418$ ,  $C_3=-0.3872$ ,  $C_4=-0.0525$ ,  $C_5=0.0771$ ,  $C_6=0.0039$ ,  $C_7=-0.0341$ , donde  $q$  es la presión externa del viento,  $l$  es el parámetro usado para aumentar la carga y  $j$  es el ángulo de un meridiano genérico con respecto a la dirección de incidencia del viento.

### Distribución del viento



Analisis de la presión del viento de 0° a 180°



Con el objeto de relacionar las cargas críticas halladas con las velocidades del viento, se recurrió a la especificación ASCE (2002):

$$q = 0.613 K_z K_{zt} K_d I V^2$$

Siendo  $V$  la velocidad básica del viento expresada en [m/s] y  $q$  la presión dinámica básica ejercida por el viento expresada en [N/m<sup>2</sup>];  $K_{zt}$  es el factor topográfico cuyo valor para terreno plano es  $K_{zt}=1$ ,  $K_d$  es el factor de direccionalidad del viento, usado en combinación de cargas, adoptando en este caso el valor  $K_d= 1$ ,  $I$  es el factor de importancia, que adopta para Categoría II el valor  $I = 1$  y  $K_z$  es el factor de exposición a presión dinámica con valor  $K_z=0.94$ .

Resulta así:

$$q = 0.576 V^2$$

Con el objeto de reproducir el mecanismo de falla se realizaron estudios estáticos en diferentes etapas: por un lado se realizó un análisis de autovalores lineal para evaluar cargas críticas y además se realizó un estudio de seguimiento de trayectoria considerando no linealidad geométrica incluyendo perfectas imperfecciones geométricas para intentar reproducir la deformada final observada en el tanque colapsado, relacionando en todos los casos las cargas máximas halladas con las velocidades de viento.

## **2.5 HIPÓTESIS DE CARGA**

Para encontrar la hipótesis de carga más desfavorable correspondiente en cada caso, se procederá de la siguiente forma, partiendo de las acciones de cálculo deducidas.

Para cada estado límite de que se trate, se consideran las hipótesis de carga que a continuación se indican, y se elegirá la que, en cada caso, resulte más desfavorable, excepción hecha de la Hipótesis III, que sólo se utilizará en las comprobaciones relativas a los estados límites últimos. En cada hipótesis, deberán tenerse en cuenta, solamente, aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible.

- Hipótesis I :  $\gamma fg * G + \gamma fq * Q$
- Hipótesis II:  $0.9 * (\gamma fg * G + \gamma fq * Q) + 0.9 * \gamma fq * W$
- Hipótesis III:  $0.8 * (\gamma fg * G + \gamma fq * Qeq) + Feq + Weq$

En estas expresiones:

G = Valor característico de las cargas permanentes, más las acciones indirectas con carácter de permanencia.

Q = Valor característico de las cargas variables, de explotación, de nieve, del terreno, más las acciones indirectas con carácter variable, excepto las sísmicas.

Qeq = Valor característico de las cargas variables, de explotación, de nieve, del terreno, mas las acciones indirectas con carácter variable, durante la acción sísmica.

W = Valor característico de la carga de viento.

Weq = Valor característico de la carga de viento, durante la acción sísmica.

En general se tomará  $Weq = 0$ .

Feq = Valor característico de la acción sísmica.

## **2.6 VENTAJAS Y DESVENTAJAS Del HORMIGÓN PARA PRETENSADO.-**

### **Ventajas**

- Se tiene una mejoría del comportamiento bajo la carga de servicio por el control del agrietamiento y la deflexión
- Permite la utilización de materiales de alta resistencia
- Elementos más eficientes y esbeltos, menos material

- Mayor control de calidad en elementos pretensados (producción en serie). Siempre se tendrá un control de calidad mayor en una planta ya que se trabaja con más orden y los trabajadores están más controlados
- Mayor rapidez en elementos pretensados. El fabricar muchos elementos con las mismas dimensiones permite tener mayor rapidez

### **Desventajas**

- Se requiere transporte y montaje para elementos pretensados. Esto puede ser desfavorable según la distancia a la que se encuentre la obra de la planta
- Mayor inversión inicial
- Diseño más complejo y especializado (juntas, conexiones, etc)
- Planeación cuidadosa del proceso constructivo, sobre todo en etapas de montaje.
- Detalles en conexiones, uniones y apoyos.

## **2.7 MATERIALES**

### **2.7.1 HORMIGÓN**

#### **2.7.1.1 CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA**

El concreto que se usa en la construcción presforzada se caracteriza por una mayor resistencia que aquel que se emplea en concreto reforzado ordinario. Se le somete a fuerzas más altas, y por lo tanto un aumento en su calidad generalmente conduce a resultados más económicos. El uso de concreto de alta resistencia permite la reducción de las dimensiones de la sección de los miembros a un mínimo, lográndose ahorros significativos en carga muerta siendo posible que grandes claros resulten técnica y económicamente posibles. Las objetables deflexiones y el agrietamiento, que de otra manera estarían asociados con el empleo de miembros esbeltos sujetos a elevados esfuerzos, pueden controlarse con facilidad mediante el presfuerzo.

La práctica actual pide una resistencia de 350 a 500 kg/cm<sup>2</sup> para el concreto presforzado, mientras el valor correspondiente para el concreto reforzado es de 200 a 250 kg/cm<sup>2</sup> aproximadamente.

Existen otras ventajas. El concreto de alta resistencia tiene un módulo de elasticidad más alto que el concreto de baja resistencia, de tal manera que se reduce cualquier pérdida de la fuerza pretensora debido al acortamiento elástico del concreto. Las pérdidas por flujo plástico que son aproximadamente proporcionales a las pérdidas elásticas, son también menores.

***La alta resistencia en el concreto presforzado es necesaria por varias razones:***

- ✓ *Primero*, para minimizar su costo, los anclajes comerciales para el acero de presfuerzo son siempre diseñados con base de concreto de alta resistencia. De aquí que el concreto de menor resistencia requiere anclajes especiales o puede fallar mediante la aplicación del presfuerzo. Tales fallas pueden tomar lugar en los apoyos o en la adherencia entre el acero y el concreto, o en la tensión cerca de los anclajes.
- ✓ *Segundo*, el concreto de alta resistencia a la compresión ofrece una mayor resistencia a tensión y cortante, así como a la adherencia y al empuje, y es deseable para las estructuras de concreto presforzado ordinario.
- ✓ *Por último*, otro factor es que el concreto de alta resistencia está menos expuesto a las grietas por contracción que aparecen frecuentemente en el concreto de baja resistencia antes de la aplicación del presfuerzo.

Para obtener una resistencia de 350 kg/cm<sup>2</sup>, es necesario usar una relación agua-cemento no mucho mayor de 0.45 en peso. Con el objeto de facilitar el colado, se necesitaría un revenimiento de 5 a 10 cm. a menos que se fuera a

aplicar el vibrador más tiempo de lo ordinario.

### ***Características de esfuerzo-deformación del concreto***

En el concreto presforzado, es tan importante conocer las deformaciones como los esfuerzos. Esto es necesario para estimar la pérdida de presfuerzo en el acero y para tenerlo en cuenta para otros efectos del acortamiento elástico. Tales deformaciones pueden clasificarse en cuatro tipos: *deformaciones elásticas*, *deformaciones laterales*, *deformaciones plásticas*, y *deformaciones por contracción*.

#### ***Deformaciones elásticas***

El término deformaciones elásticas es un poco ambiguo, puesto que la curva esfuerzo-deformación para el concreto no es una línea recta aun a niveles normales de esfuerzo (Figura 8), ni son enteramente recuperables las deformaciones. Pero, eliminando las deformaciones plásticas de esta consideración, la porción inferior de la curva esfuerzo-deformación instantánea, que es relativamente recta, puede llamarse convencionalmente elástica. Entonces es posible obtener valores para el módulo de elasticidad del concreto. El módulo varía con diversos factores, notablemente con la resistencia del concreto, la edad del mismo, las propiedades de los agregados y el cemento, y la definición del módulo de elasticidad en sí, si es el módulo tangente, inicial o secante. Aún más, el módulo puede variar con la velocidad de la aplicación de la carga y con el tipo de muestra o probeta, ya sea un cilindro o una viga. Por consiguiente, es casi imposible predecir con exactitud el valor del módulo para un concreto dado.

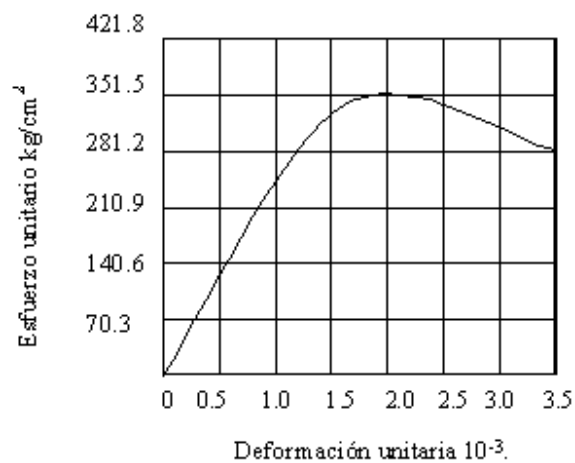


Figura 8. Curva típica esfuerzo-deformación para concreto de 350 kg/cm<sup>2</sup>.

Del solo estudio de las curvas de esfuerzo-deformación resulta obvio que el concepto convencional de módulo de elasticidad no tiene sentido en el concreto. Por lo tanto, es necesario recurrir a definiciones arbitrarias, basadas en consideraciones empíricas. Así, se puede definir el módulo tangente inicial o tangente a un punto determinado de la curva esfuerzo-deformación y el módulo secante entre dos puntos de la misma.

El módulo secante se usa en ensayos de laboratorio para definir la deformabilidad de un concreto dado. La ASTM (Referencia 16) recomienda la pendiente de la línea que une los puntos de la curva correspondiente a una deformación de 0.00005 y al 40% de la carga máxima.

Se han propuesto muchas relaciones que expresan el módulo de elasticidad en función de la resistencia del concreto.

Para concreto tipo I de peso volumétrico  $\gamma \geq 2,200 \text{ kg/cm}^3$ :

$$E_c = 14,000 \sqrt{f'_c} \quad (f'_c \text{ en kg/cm}^2) \text{ (Referencia 4, artículo 11.3.3).}$$

### ***Deformaciones laterales***

Cuando al concreto se le comprime en una dirección, al igual que ocurre con otros materiales, éste se expande en la dirección transversal a la del esfuerzo aplicado. La relación entre la deformación transversal y la longitudinal se conoce como relación de Poisson.

La relación de Poisson varía de 0.15 a 0.20 para concreto..

### ***Deformaciones plásticas***

La plasticidad en el concreto es definida como deformación dependiente del tiempo que resulta de la presencia de un esfuerzo.

Así definimos al flujo plástico como la propiedad de muchos materiales mediante la cual ellos continúan deformándose a través de lapsos considerables de tiempo bajo un estado constante de esfuerzo o carga. La velocidad del incremento de la deformación es grande al principio, pero disminuye con el tiempo, hasta que después de muchos meses alcanza un valor constante asintóticamente (Referencia 7).

Se ha encontrado que la deformación por flujo plástico en el concreto depende no solamente del tiempo, sino que también depende de las proporciones de la mezcla, de la humedad, de las condiciones del curado, y de la edad del concreto a la cual comienza a ser cargado. La deformación por flujo plástico es casi directamente proporcional a la intensidad del esfuerzo. Por lo tanto es posible relacionar a la deformación por flujo plástico con la deformación elástica inicial mediante un coeficiente de flujo plástico definido tal como sigue:

$$C_u = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{ci} 1.6}$$

Donde  $\epsilon_{ci}$  es la deformación inicial elástica y  $\epsilon_{cu}$  es la deformación adicional en el concreto, después de un periodo largo de tiempo, debida al flujo plástico.

### ***Deformaciones por contracción***

Las mezclas para concreto normal contienen mayor cantidad de agua que la que se requiere para la hidratación del cemento. Esta agua libre se evapora con el tiempo, la velocidad y la terminación del secado dependen de la humedad, la temperatura ambiente, y del tamaño y forma del espécimen del concreto. El secado del concreto viene aparejado con una disminución en su volumen, ocurriendo este cambio con mayor velocidad al principio que al final.

De esta forma, la contracción del concreto debida al secado y a cambios químicos depende solamente del tiempo y de las condiciones de humedad, pero no de los esfuerzos.

La magnitud de la deformación de contracción varía por muchos factores. Por un lado, si el concreto es almacenado bajo el agua o bajo condiciones muy húmedas, la contracción puede ser cero. Puede haber expansiones para algunos tipos de agregados y cementos. Por otro lado, para una combinación de ciertos agregados y cemento, y con el concreto almacenado bajo condiciones muy secas, puede esperarse una deformación grande del orden de 0.001.

La contracción del concreto es algo proporcional a la cantidad de agua empleada en la mezcla. De aquí que si se quiere la contracción mínima, la relación agua cemento y la proporción de la pasta de cemento deberá mantenerse al mínimo.

La calidad de los agregados es también una consideración importante. Agregados más duros y densos de baja absorción y alto módulo de elasticidad expondrán una contracción menor. Concreto que contenga piedra caliza dura tendrá una contracción menor que uno con granito, basalto, y arenisca de igual grado, aproximadamente en ese orden.

La cantidad de contracción varía ampliamente, dependiendo de las condiciones individuales.

Para propósitos de diseño, un valor promedio de deformación por contracción será de 0.0002 a 0.0006 para las mezclas usuales de concreto empleadas en las construcciones presforzadas.

El valor de la contracción depende además de las condiciones del ambiente.

#### **2.7.1.2 CONCRETO LIGERO.-**

El concreto ligero se logra mediante el empleo de agregados ligeros en la mezcla. El concreto ligero ha sido usado donde la carga muerta es un factor importante y el concreto de peso normal es muy pesado para ser práctico. Es un material apropiado para la construcción de puentes de trabe cajón. Debido a que las propiedades físicas de los agregados normales y ligeros son diferentes, sus factores de diseño también varían. Sin embargo, los procedimientos de diseño son idénticos.

El concreto ligero ha sido particularmente útil en estructuras de varios niveles, donde se requieren peraltes mínimos y la ubicación para las columnas está limitada, y en puentes muy altos donde la carga muerta de la superestructura requiere columnas y estribos excesivamente grandes para resistir las fuerzas sísmicas. El peso reducido del concreto minimiza la cantidad de acero de refuerzo en la superestructura y concreto y acero de refuerzo en la subestructura al grado de que el ahorro en los materiales pueda contrarrestar el ligeramente más elevado costo de los agregados ligeros.

La deformación del concreto es dependiente del tiempo debido al flujo plástico y a la contracción, es de importancia crucial en el diseño de estructuras de concreto presforzado, debido a que estos cambios volumétricos producen una pérdida en la fuerza pretensora y debido a que ellos producen cambios significativos en la deflexión.

## **2.7.2 ACERO**

### **2.7.2.1 EL ACERO PARA PRETENSAR.**

Para el hormigón pretensado son adecuados solamente los aceros de altas resistencia, ya que parte del alargamiento obtenido al tensar así lo exige y con ello, la fuerza de pretensado, se pierde por diversas causas. La fuerza de pretensado disminuye en un rango que depende en mucho de la relación entre el acortamiento del hormigón y el alargamiento inicial del acero. Esta pérdida de fuerza será menor cuanto mayor sea el alargamiento elástico del acero al pretensar.

Cómo los módulos de elasticidad de los aceros usados para pretensar varían solamente entre  $1.900.000 \text{ kg/cm}^2$  y  $2.100.000 \text{ kg/cm}^2$ , el alargamiento que se obtiene depende casi exclusivamente de la resistencia y de la correspondiente tensión admisible en el momento del tensado. Mientras mayor sea la fuerza a la que se pueda tensar, y por tanto alargar el acero, tanto menor será la cantidad de acero y la proporción de fuerza de pretensado introducidos, hasta cierto punto inútilmente, para compensar las pérdidas.

El acero para pretensar se conoce también con el nombre de Acero de Alto Límite Elástico (ALE), fundamentalmente por la forma que adquiere su gráfico de tensión vs. deformación en el que se aprecia la altura del límite de proporcionalidad entre la tensión y la deformación que difiere del gráfico del acero estructural que posee un límite de proporcionalidad mucho más bajo y un característico escalón de fluencia,

En el gráfico de los aceros ALE hay dos valores muy importantes a destacar; uno es la Resistencia última (*fpu*) y el otro la Resistencia a la fluencia (*fpy*). La resistencia última es la carga máxima que resiste el acero para el cual el fabricante da un valor conocido como carga de rotura "mínima especificada" que significa que en ningún caso el material se romperá o fallará por debajo de ese valor.

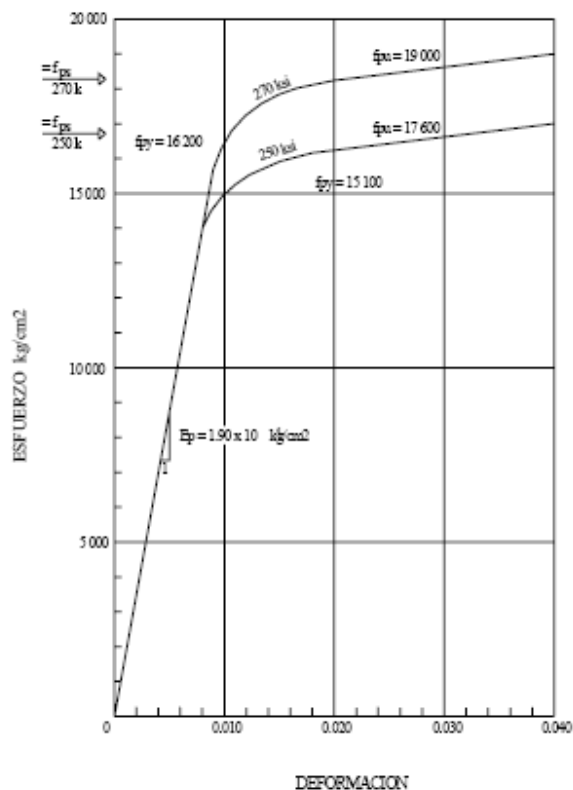


Fig. 1

*Diagrama de tensión v/s deformación para aceros de alto límite elástico.*

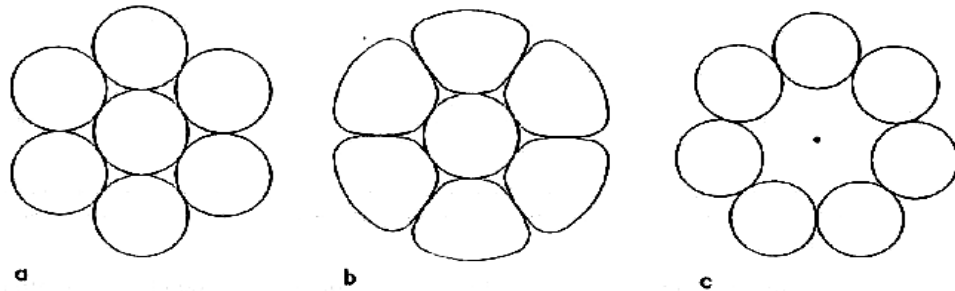
La resistencia a la fluencia también debe ser especificada dado que este acero no posee un claro escalón de fluencia. Se torna por definición como el punto del gráfico de tensión vs deformación en el cual una recta que parte de la abscisa correspondiente a un 0,2 % de deformación, con pendiente igual a 2.000.000 kg/cm<sup>2</sup> corta el gráfico y físicamente corresponde al punto a partir del cual, si se produce la descarga del elemento, éste queda con una deformación remanente del 0,2 %. Sin embargo, a efectos prácticos definidos por las normas que regulan los ensayos, se toma como el valor de tensión que corresponde al 1 % de deformación. El fabricante también da un valor "mínimo especificado".

### *Tipos de acero empleados en las obras de hormigón pretensado.*

- **Alambre:** Refuerzo de sección entera también conocido como hilo o hebra que por lo general se suministra en rollos. Puede ser de sección lisa o con pequeñas hendiduras que mejoran la adherencia y que en algunos países se conoce como de perfil periódico.
- **Torón:** Refuerzo compuesto por haces de alambres torcidos en forma de hélice alrededor de un eje longitudinal común, el cual se forma mediante un alambre recto con un diámetro ligeramente superior al resto. Los números preferidos de alambres enrollados son: 7 y 19.
- **Cable:** Refuerzo compuesto al igual que el torón por alambres torcidos en forma de hélice pero en este caso el eje común está vacío o sea la totalidad de los alambres están torcidos pero también en la gran mayoría de los casos, el término "cable" se emplea como un genérico que abarca lo mismo el torón que el cable propiamente dicho.
- **Varilla:** Refuerzo de sección entera de diámetro mucho mayor que los alambres de sección lisa o corrugada que se suministra siempre en longitudes recta.
- **Tendón:** También se usa como un genérico para definir cualquier tipo de acero sometido a tensión, pero en muchos casos se refiere a cables o torones envueltos en una vaina plástica que se emplean para los puentes colgantes o atirantados.

En el mercado tradicional existen diferentes tipos de aceros para pretensar, desde los simples alambres que se emplean únicamente para el pretensado de losas, postes, durmientes y viguetas; hasta los torones compuestos mayormente por 7 alambres para elementos pretensados de grandes dimensiones como las cerchas y vigas para puentes y otras obras mayores, que son los empleados para postensado. Como un producto intermedio también existen cordones de dos y tres alambres enrollados que se usan mucho en el

pretensado de losetas PI y vigas. La figura 2.2 a muestra la disposición del torón de 7 alambres donde se observan los seis alambres enrollados helicoidalmente a un central de mayor diámetro.



*Fig 2.2 Disposición de los alambres en torones y cables.*

La figura 2.2 b muestra el mismo torón después de ser sometido al proceso de estirado en caliente. Este proceso que se viene utilizando desde hace ya varios años, es un proceso termo mecánico al cual también pueden someterse los alambres individuales y provoca una mejoría en las propiedades elásticas del acero, conduciendo a lo que se denomina como un comportamiento de relajamiento "normal" a los aceros no sometidos al proceso y de relajamiento "bajo" a los que son sometidos al proceso.

El relajamiento es la pérdida de tensión que experimenta un cable después de un cierto periodo de tiempo al que se tensa, para una carga determinada, bajo condiciones de longitud y temperatura constantes. El fabricante deberá brindar el valor promedio de relajación del cable así como la temperatura y la carga a la que fue obtenido este valor.

La figura 2.2 c muestra la disposición del cable de 7 alambres donde se observan los alambres enrollados helicoidalmente alrededor de un eje central imaginario.

### ***Tensiones Admisibles en los cables de pretensado.***

De acuerdo a la Especificación ACI 318-99 (ratificadas en 2002) las tensiones de tracción en los tendones de pretensado no deben exceder:

#### **a. Debido a la fuerza del gato de pretensado:**

$$0,94 f_{py}$$

Pero no mayor que el mínimo de  $0,80 f_{pu}$  y el máximo valor recomendado por el fabricante de cables de pretensado o dispositivos de anclajes.

#### **b. Inmediatamente después de la transmisión del pretensado:**

$$0,82 f_{py} \text{ Pero no mayor de } 0,74 f_{pu}$$

#### **c. Cables de postensado, en anclajes y acoplamientos, inmediatamente después del anclaje de cables:**

$$0,70 f_{pu}.$$

A continuación se analizan los tres casos más comunes que se presentan, para ello es importante transformarlos en función de la misma variable para realizar la comparación.

<b>Tipo de Acero</b>	<b><math>f_{py}</math></b>	<b><math>f_{gato}</math></b>	<b><math>f_{ancl}</math></b>	<b><math>f_{gato \text{ rec.}}</math></b>
Acero de baja relajación	$0,9 f_{pu}$	$0,85 f_{pu}$	$0,74 f_{pu}$	$0,80 f_{pu}$
Acero de relajación normal	$0,85 f_{pu}$	$0,80 f_{pu}$	$0,70 f_{pu}$	$0,75 f_{pu}$
varillas	$0,80 f_{pu}$	$0,75 f_{pu}$	$0,66 f_{pu}$	$0,70 f_{pu}$

El valor de  $f_{py}$  corresponde al límite de proporcionalidad entre las tensiones y las deformaciones por lo que no podía superarse bajo ningún concepto. En la tabla anterior se aprecia que se está imponiendo un factor de seguridad del 5 % entre la fuerza máxima permisible en el gato y  $e$  valor de  $f_{py}$ .

La columna de valores recomendables parte de nuestra experiencia personal en el diseño de elementos pretensados y fija un 10 % de seguridad respecto al valor de  $f_{py}$ . Esto que a simple vista podría parecer exagerado y poco económico, resuelve muchos problemas que se presentan en la práctica diaria del trabajo de elementos pretensados.

Todos los aceros que se empleen para pretensar en el país deberán venir con su certificado de ensayos ya que en estos momentos no existe ningún laboratorio nacional que certifique este tipo de ensayo.

El certificado deberá reflejar las especificaciones que se le solicitan al cable o alambre según la norma ASTM. Éstas deberán aparecer claramente reflejadas en la primera página del certificado.

### **2.7.3 FLUENCIA DEL HORMIGÓN**

La fluencia o escurrimiento plástico es la propiedad de muchos materiales mediante la cual ellos continúan deformándose a través de lapsos considerables de tiempo bajo un estado constante de esfuerzo o carga. La velocidad del incremento de la deformación es grande al principio, pero disminuye con el tiempo, hasta que después de muchos meses alcanza un valor constante.

Se ha encontrado que la deformación por escurrimiento plásticos en el concreto depende no solamente del tiempo, sino también depende de las proporciones de la mezcla, de la humedad, de las condiciones del curado y de la edad del concreto a la cual comienza a ser cargado, sin embargo la pérdida de esfuerzo en el acero asociada con la fluencia del hormigón, puede determinarse mediante la ecuación.

### **2.7.4 RETRACCIÓN**

La retracción es un fenómeno químico que se produce durante el fraguado del Hormigón y que origina cambios de volumen del elemento que se construye. El acortamiento originado no depende de las tensiones, sino de los factores ya conocidos y que ahora se recuerdan.

## **2.7.5.2 DISPOSITIVO PARA TESAR**

### **2.7.5.2.1 EQUIPOS.**

El equipo que se utiliza para el pretensado consta de tres partes fundamentales:

- La bomba,
- El gato hidráulico
- Las mangueras de conexión.

#### **2.7.5.2.1.1 LA BOMBA HIDRÁULICA PARA PRETENSAR.**

La bomba es un compresor hidráulico tradicional que envía líquido a alta presión al gato para generar la fuerza necesaria para el tensado. La presión llega al gato a través de una manguera de alta resistencia. Y la lectura de la presión se lee en un manómetro que se encuentra en la bomba. La medida de la presión manométrica se utiliza sólo como referencia, ya que la fuerza dada al cable se comprueba siempre a través de la elongación.

Tiene que existir una clara correspondencia entre la presión que proporciona la bomba, que se lee en un manómetro ubicado en el panel de control de la bomba, y la fuerza que entrega el gato para esa presión de lectura. Para lograr esa correspondencia se realizan las calibraciones de gatos y bombas.

Calibrar una bomba consiste en determinar los valores de presiones manométricas que se leen en la escala del manómetro para una determinada fuerza en el gato. Para ello se utiliza una celda de carga, a esta celda se le fijan valores de fuerza y se lee la presión manométrica que corresponde a cada valor predeterminado. Este proceso se realiza en laboratorios acondicionados a tal efecto.

También se permite realizar una calibración indirecta que consiste en calibrar un manómetro patrón por el método antes mencionado en el laboratorio y después calibrar los restantes manómetros tomando como referencia el patrón que se guardará cuidadosamente bajo determinadas condiciones de temperatura y humedad.

De todos modos la medida de la presión manométrica se utiliza sólo como referencia ya que la fuerza dada al cable se comprueba siempre a través de la elongación.

En muchos países se considera obsoleto también medir la fuerza mediante la elongación y se ha extendido mucho el uso de manómetros digitales acoplados al gato que dan el valor exacto de la fuerza que se está transmitiendo al cable.

Este procedimiento elimina por un lado las pérdidas parásitas que ocurren entre los gatos y la bomba a través de la manguera, así como la descalibración que sufre la bomba por su uso frecuente.

El periodo de calibración de las bombas debe ser claramente establecido por la inspección y depende principalmente de la calidad de las bombas y el estado técnico de los equipos utilizados, normalmente se debe calibrar una bomba cada 1000 tensados.

#### **2.7.5.2.1.2 EL GATO MONOTORÓN.**

Un gato monotorón tal como su nombre lo indica, es aquel que sólo puede tomar un cable o torón para tensarlo.

##### ***Modo de funcionamiento.***

Tal como se aprecia en la figura 2.4, el gato se apoya en el cono hembra y lo comprime contra la placa de anclaje. Una mordaza en el interior del gato adosada a un embolo, toma el cable.

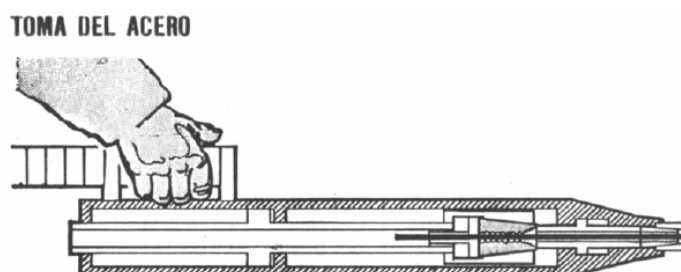
Al entrar el líquido a presión en la cavidad trasera, empuja el émbolo hacia atrás y las mordazas tiran del cable.

Al llegar a la fuerza necesaria, en la cavidad delantera del gato un émbolo más chico aprisiona la cuña del cono macho contra el cono hembra, liberándose entonces el cable de la mordaza del gato, siendo capturado por el cono macho que queda fuertemente apretado dentro del cono hembra que es el que transmite la fuerza a la placa de anclaje.

Como la fuerza ejercida por el gato sobre el cable queda registrada hasta que éste se suelta, el movimiento que se produce en las cuñas al introducirse el cono macho en la hembra no queda registrado y se conoce como "pérdida por penetración de las cuñas en el anclaje". Esta pérdida se evalúa conociendo la longitud de penetración que usualmente varía entre los 6 y 9 mm en los conos de uso común.

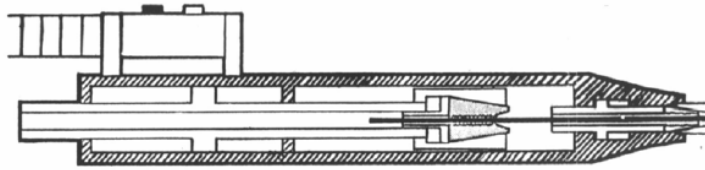
La distancia máxima que es capaz de recorrer el gato de una vez, se denomina "recorrido del gato". Si el recorrido del gato es inferior a la elongación requerida en el cable, no se puede realizar el tensado de una sola vez y hay que tomarlo de nuevo tantas veces como sea necesario, es deseable que se tome sólo dos veces, cuando se sobrepasa esta cifra es por que se requiere un gato de mayor recorrido.

En la medida que el gato debe tomar más veces el cable para realizar el tensado, más ineficiente es esta faena y por ello tienden a introducirse un número mayor de pérdidas que en muchas ocasiones no es tan simple de cuantificar. Por lo que el recorrido de tensado es uno de los factores que mayormente incide a la hora de elegir un gato específico para una determinada tarea.

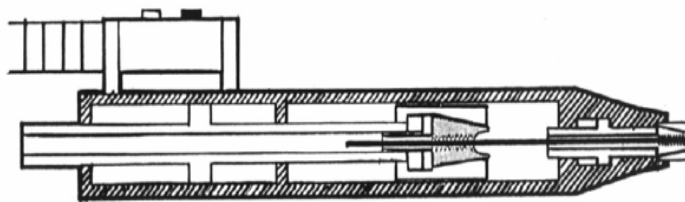


*Figura 2.4.- Etapas de tensado con un gato monotorón...*

TENSADO

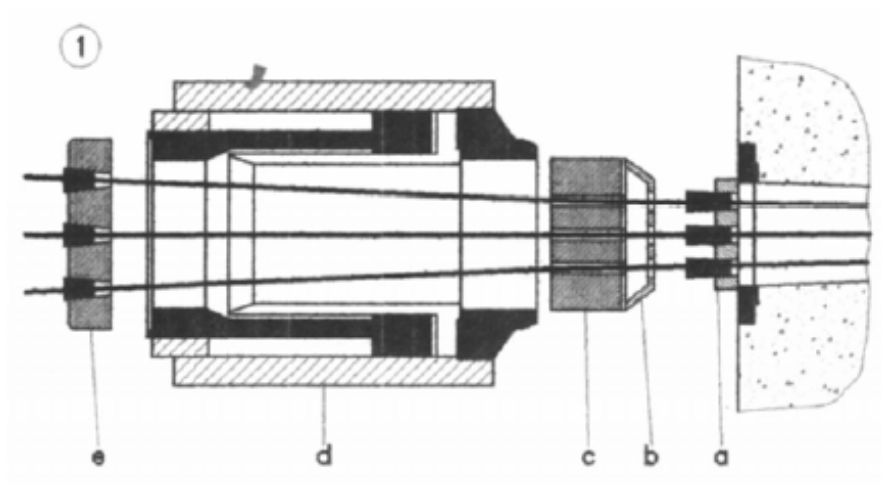


HINCADO DE CUÑAS Y RETORNO



### 2.7.5.2.1.3 EL GATO MULTITORÓN.

El gato multitorón toma varios cables de una sola vez por lo que su estructura es diferente a la del monotorón con los siguientes elementos, Figura 2.5:



*Figura 2.5.- Partes de un gato multitorón*

(a) Placa de anclaje de cuñas.

(b) Apoyo delantero.

- (c) Placa de tope.
- (d) Carcaza central.
- (e) Placa de tensado de cables.

Los cables pasan por el interior de la carcasa central donde se aloja el émbolo de tensado. Esta carcasa se apoya en la placa de anclaje de los cables mediante el apoyo delantero (b), con posterioridad se coloca la placa de anclaje de cuñas (c) que se mantiene fija en su interior y evita que las cuñas de los cables se muevan de su posición mientras se está halando el cable. La placa de tensado (e) es la que se fija al émbolo y se mueve hacia atrás en el acto del tensado.

El apoyo delantero, la placa de anclaje de las cuñas y la placa de tensado, forman una especie de juego que depende de los grupos de cables que se están tensando cada vez, hay números preferidos para agrupar los torones como son el 7, 12 y 19 por lo que casi todos los gatos tienen estos tres juegos de apoyo y placas, sin embargo se pueden tensar grupos desde 5 cables en adelante y en el proyecto deberá aparecer la distribución del grupo en la circunferencia del anclaje.

## **2.8 PÉRDIDAS EN PIEZAS CON ARMADURA POSTESADA**

En miembros postesados

$$\Delta PT = \Delta DA + \Delta FR + \Delta AE + \Delta CC + \Delta FP + \Delta RE$$

Donde:

$\Delta PT$  = Pérdida total ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$\Delta DA$  = Pérdida debido al deslizamiento del anclaje ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$\Delta FR$  = Pérdida debido a fricción ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$\Delta AE$  = Pérdida debido al acortamiento elástico ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$\Delta CC$  = Pérdida debido a la contracción ( $\text{Kg}/\text{cm}^2$ )

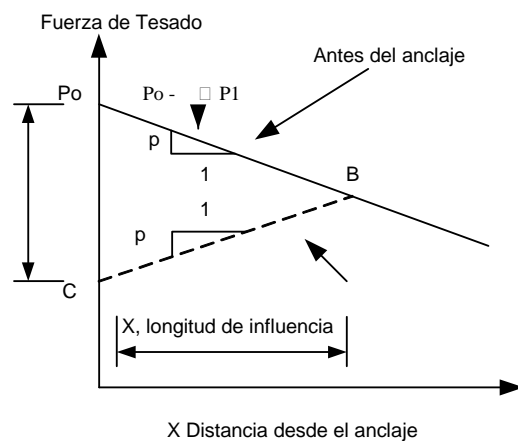
$\Delta FP$ = Pérdida debido al flujo plástico del concreto (kg/cm<sup>2</sup>)

$\Delta RE$ = Pérdida debido a la relajación del acero (kg/cm<sup>2</sup>)

## 2.8.1 PÉRDIDAS INSTANTÁNEAS

### 2.8.1.1 PENETRACIÓN DE CUÑAS

Cuando se sueltan los estiradores y las fuerzas de presfuerzo se transfieren al extremo del sistema de anclaje, ocurre un pequeño deslizamiento de los tendones, tales deformaciones son muy importantes silos miembros y por lo tanto los tendones son cortos, pero si fueran largos, el porcentaje es de menor importancia.



$$X = \Delta L = \frac{P_m * L}{E_p * A_p}$$

$$\Delta P_2 = 2 * p * L.$$

$$L = \sqrt{\frac{\Delta L * E_p * A_p}{p}}$$

$$\Delta DA = \frac{\Delta P_2}{A_p}$$

$P_m$ = variación media de la fuerza de pretensado a lo largo de X (kg)

X= longitud de influencia ( cm)

L= longitud de cable (cm)

L.=Longitud de influencia por pérdida de penetración de cuña

$E_p$ =Modulo de elasticidad del acero de presfuerzo

$A_p$ = área del cable (cm<sup>2</sup>)

P=rozamiento por unidad de longitud Kg /m

$\Delta P_2$ =Pérdida de cuñas

### 2.8.1.2 FRICCIÓN ENTRE EL CABLE Y EL CONDUCTO O VAINA

Existen pérdidas en el postesado debido a la fricción entre los tendones y los ductos que los contienen. El esfuerzo en los tendones disminuye gradualmente conforme aumenta la distancia desde el punto de tesado, debido a la fricción entre los tendones y los ductos. Esas pérdidas se deben a los llamados efectos de longitud y curvatura.

El efecto de longitud es la fricción que se tendría si el tendón fuese recto en vez de curvo. En realidad, es imposible que haya un ducto totalmente recto en la construcción postesada; en consecuencia, se da una fricción llamada efecto de longitud y también efecto por balanceo. La magnitud de esta fricción depende del esfuerzo en el tendón, de su longitud, de la mano de obra y del coeficiente de fricción de los materiales.

Es posible reducir considerablemente las pérdidas por fricción en el presfuerzo por medio de varios métodos. Éstos incluyen el uso del restirador o gato en ambos extremos, el sobreesfuerzo inicial de los tendones y la lubricación de los cables no adheridos.

$$P_1(x) = P_0 * e^{-(\mu*\alpha+k*x)} \quad (\text{Kg})$$

$$\Delta FR = f_t (1 - e^{-(K*x+\mu*\alpha)}) \quad (\text{Kg/cm}^2)$$

P<sub>0</sub>= Fuerza en el gato

P(x)= Fuerza en x debido a la pérdida de fuerza del gato.

f<sub>t</sub>= Esfuerzo en el acero de presfuerzo al aplicar los gatos (kg/cm<sup>2</sup>)

x= longitud de un tendón de presfuerzo de la esquina del gato a cualquier punto en consideración (m)

$K$ = coeficiente de fricción secundaria o de balanceo (1/m)

$\mu$ =coeficiente de fricción primario por curvatura intencional (1/rad)

Los valores de  $K$  y  $\mu$  deberán basarse en datos experimentales para los materiales especificados, un valor dentro de los rangos de  $k$  y  $\mu$  especificados en la Tabla siguiente. Estos valores dependen tanto del tipo del ducto como del tipo de acero.

Tipo de tendones y cubierta	Coeficiente de deformación no intencional $k$ (1/m)	Coeficiente primario $m$ (1/rad)
-Tendones en ductos galvanizados rígidos y semirígidos Trenzas de 7 alambres	0.0007	0.05-0.25
-Tendones pre-encontrados, alambres y trenzas de 7 alambres	0.001 – 0.0066	0.05 - 0.15
-Tendones revestidos de mastique (resina) Alambres y trenzas de 7 alambres	0.0033 – 0.0066	0.05 - 0.15
-Tubos desviadores de acero rígido	0.0007	0.25 Lubricación probablemente requerida

## 2.8.2 PÉRDIDAS DIFERIDAS

### 2.8.2.1 REDUCCIÓN DE LA LONGITUD DEL CABLE CUANDO SE SOLIDARIZAN AMBOS MATERIALES DEBIDO A:

#### 2.8.2.1.1 DEFORMACIÓN O ACORTACIÓN ELÁSTICA DEL HORMIGÓN

Cuando se cortan los tendones de un miembro pretensado, la fuerza de presfuerzo se transfiere al concreto, por lo que éste queda trabajando a compresión y se acorta, lo que permite alguna relajación o acortamiento de los tendones. El esfuerzo en el concreto adyacente a los tendones.

$$\Delta P_{elas} = n * P_{cs}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

Donde:

$\Delta P_{elas}$  = pérdida de fuerza por acortamiento elástico del concreto

$n$ =Relación modular

Pcs=Esfuerzo promedio en el concreto entre los anclajes

### 2.8.2.1.2 DEFORMACIÓN POR CONTRACCIÓN DEL HORMIGÓN

Las pérdidas de presfuerzo debido a la contracción y flujo plástico en el concreto son muy variables, depende de la humedad y de la edad del concreto a ser cargado

$$\Delta P_{sh} = E_p * \epsilon_{sh}$$

Donde:

$\Delta P_{sh}$  = pérdida de fuerza por contracción

$n$ =Relación modular

$E_p$ =Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo

### 2.8.2.2 RELAJACIÓN DEL ACERO

El flujo plástico o relajación de los tendones de acero es muy pequeño cuando también lo son los esfuerzos, pero el porcentaje de relajación aumenta cuando los esfuerzos son mayores. La magnitud de estas pérdidas en realidad varía bastante dependiendo del acero y debe determinarse en función de los datos proporcionados por el fabricante del metal.

$$\Delta P_{rel} = 0.90 * f_{pi} * \frac{\log(t)}{10} \left( \frac{0.90 * f_{pi}}{f_{py}} - 0.55 \right)$$

Donde:

$\Delta P_{rel}$  = Pérdida de esfuerzo por relajación

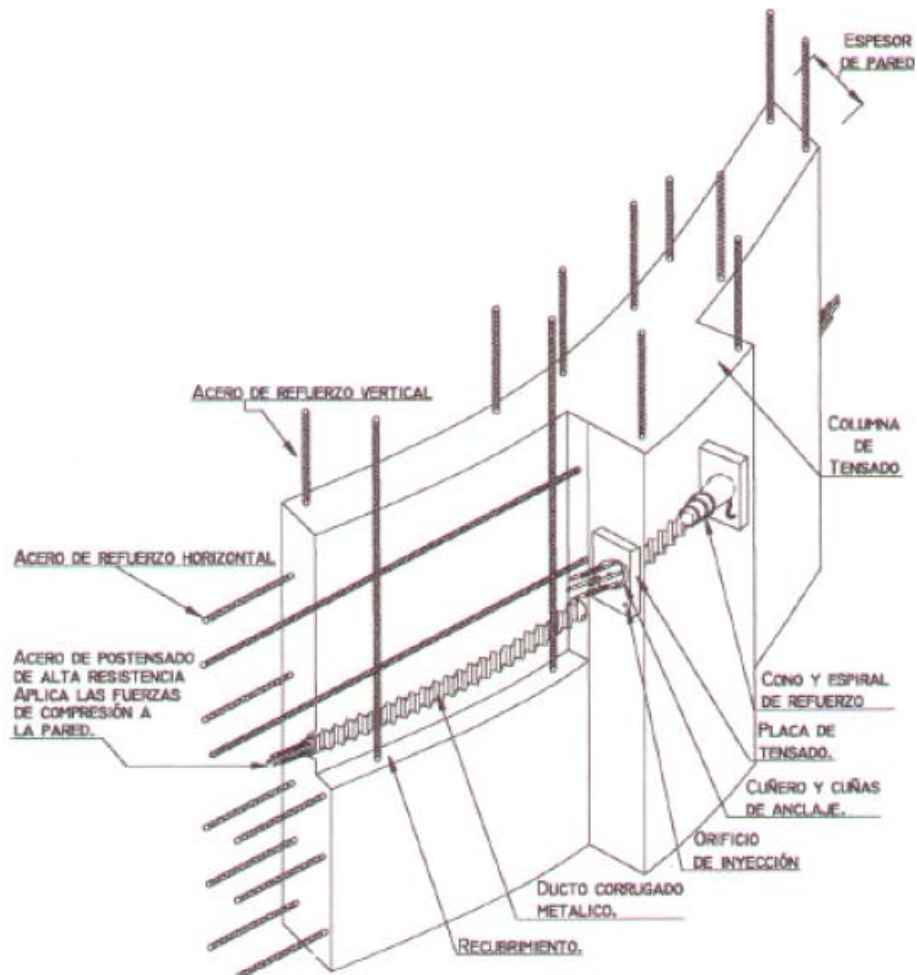
$F_{py}$ =Esfuerzo de fluencia efectiva

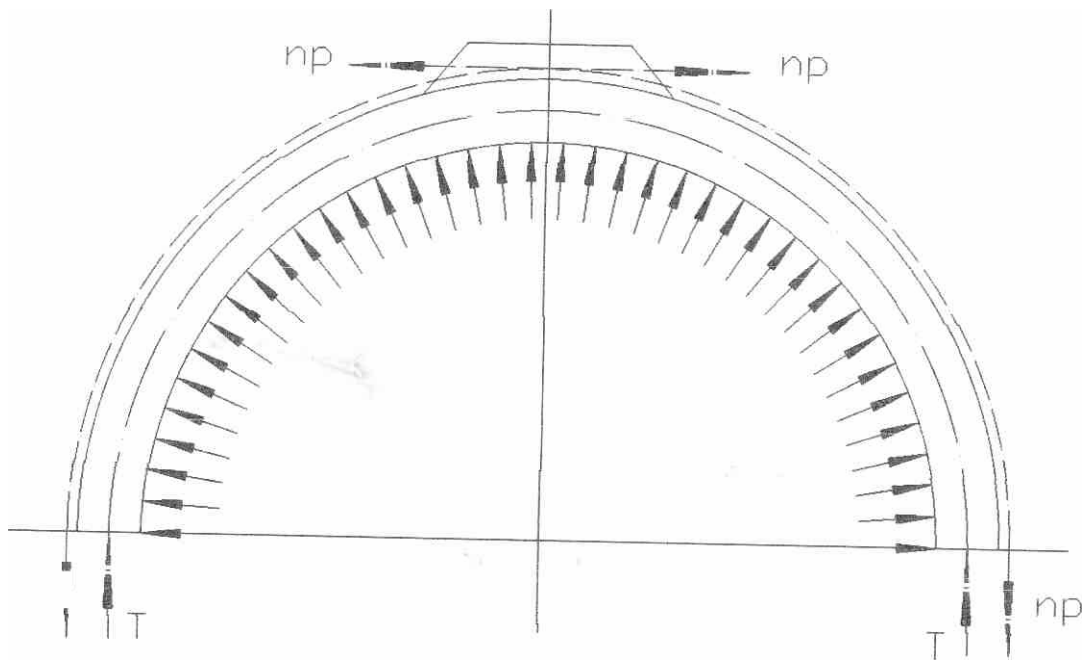
$t$ = tiempo después del tesado en hrs.

## 2.9. ESTIMACIÓN DE LA SECCIÓN NECESARIA DE ACERO PRETENSADO

El área necesaria de pretensado está en función del esfuerzo admisible y la fuerza de pretensado y en función al sistema y marca del fabricante se determinará el número de torones o cables a utilizar:

$$A = \frac{P}{\sigma_{adm}}$$



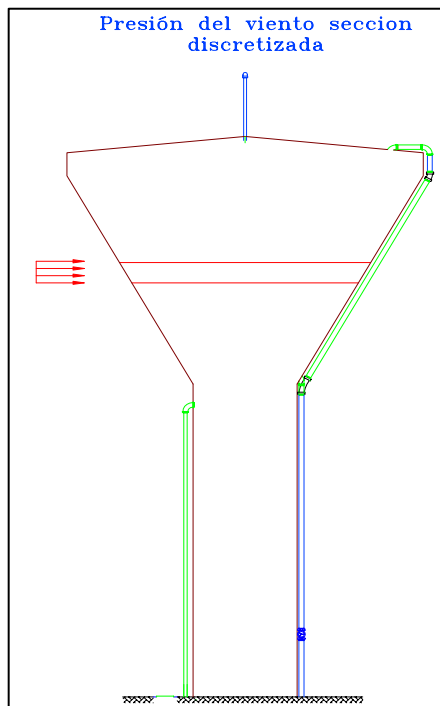
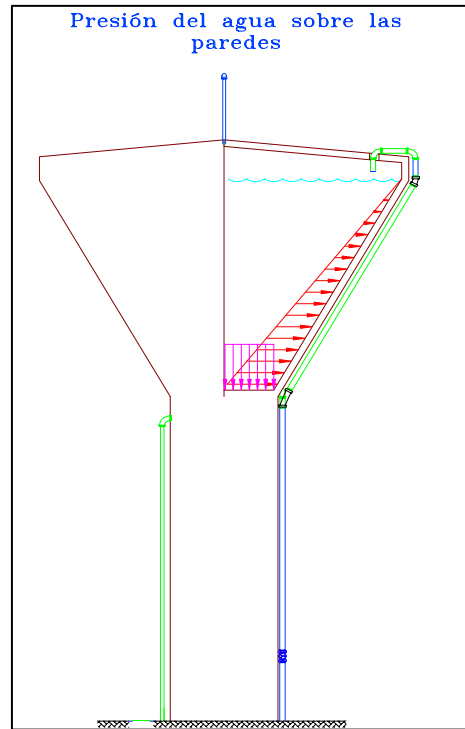


Para el trazado de la curvatura del cable se supone en el eje central la tensión del mismo.

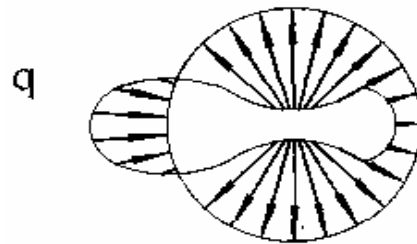
## **CAPÍTULO III**

## MEMORIA DESCRIPTIVA DEL DISEÑO

El diseño del tanque de HoPo estará basado en la norma de diseño AASTHO  
Para la estimación de esfuerzos primeramente se procedió a cargar la estructura  
previa evaluación de las cargas esfuerzos en las paredes debido a la presión del agua,  
presión del viento, peso propio de la estructura,



Esquema en planta de la acción del viento sobre las paredes



## DETERMINACIÓN DE CAUDALES

---

### POBLACIÓN

<u>Población Actual:</u>	1800 Habitantes
<u>Crecimiento poblacional</u>	2.5 %
<u>Periodo de diseño</u>	10 años

### POBLACIÓN FUTURA

Para el cálculo de la población futura utilizaremos los siguientes métodos adoptando el que mejor se adecue al tipo de población en estudio

---

a) Crecimiento Aritmético:

$$P_f = P_o \left(1 + i \cdot \left(\frac{t}{100}\right)\right) = \mathbf{2250}$$

c) Método de Wappaus:

$$P_f = P_o \frac{(200 + i * t)}{(200 - i * t)} = \mathbf{2314}$$

b) Crecimiento Geométrico:

$$P_f = P_o \left(1 + \left(\frac{i}{100}\right)\right)^t = \mathbf{2950}$$

d) Método Exponencial

$$P_f = P_o * e^{i*t/100} = \mathbf{2311}$$

Adoptando el promedio en base a los cuatro métodos

---

$$P_f = \mathbf{2456 \text{ Habitantes}}$$

### CAUDAL MEDIO DIARIO

#### Unidades en lts/hab/día.

Dotación futura:

$$Dot = D_i \left(1 + \left(\frac{d}{100}\right)\right)^n = \mathbf{160.82}$$

$Dot =$  Dotación

$$n = \mathbf{10 \text{ años}}$$

$$D_i = \mathbf{153 \text{ (l/hab/d)}}$$

#### Unidades en lts/seg.

Caudal Medio Diario:

$$Q_m = \frac{(P_f * Dot)}{86400} = \mathbf{4.572 \text{ l/seg}}$$

DONDE:

$$P_f = \mathbf{Población Futura}$$

$$d = \mathbf{0.5 \%}$$

## CAUDAL MÁXIMO DIARIO

---

Caudal Máximo Diario:

DONDE:

$$Q_{\max d} = Q_m * k_1$$

$Q_m$  = caudal medio diario

$k_1$  = Factor de corrección de las variaciones diarias

$$k_1 = 1.4$$

$$Q_{\max d} = \boxed{6.40022 \text{ l/seg}}$$

## CAUDAL MAXIMO HORARIO

---

Caudal Máximo Horario:

DONDE:

$$Q_{\max h} = Q_{\max d} * k_2$$

$Q_{\max d}$  = caudal máximo diario

$K_2$  = Coeficiente de variación horaria

En función de la población adoptamos un valor de  $K_2 = 2.09$

$$Q_{\max h} = \boxed{13.3765 \text{ l/seg}}$$

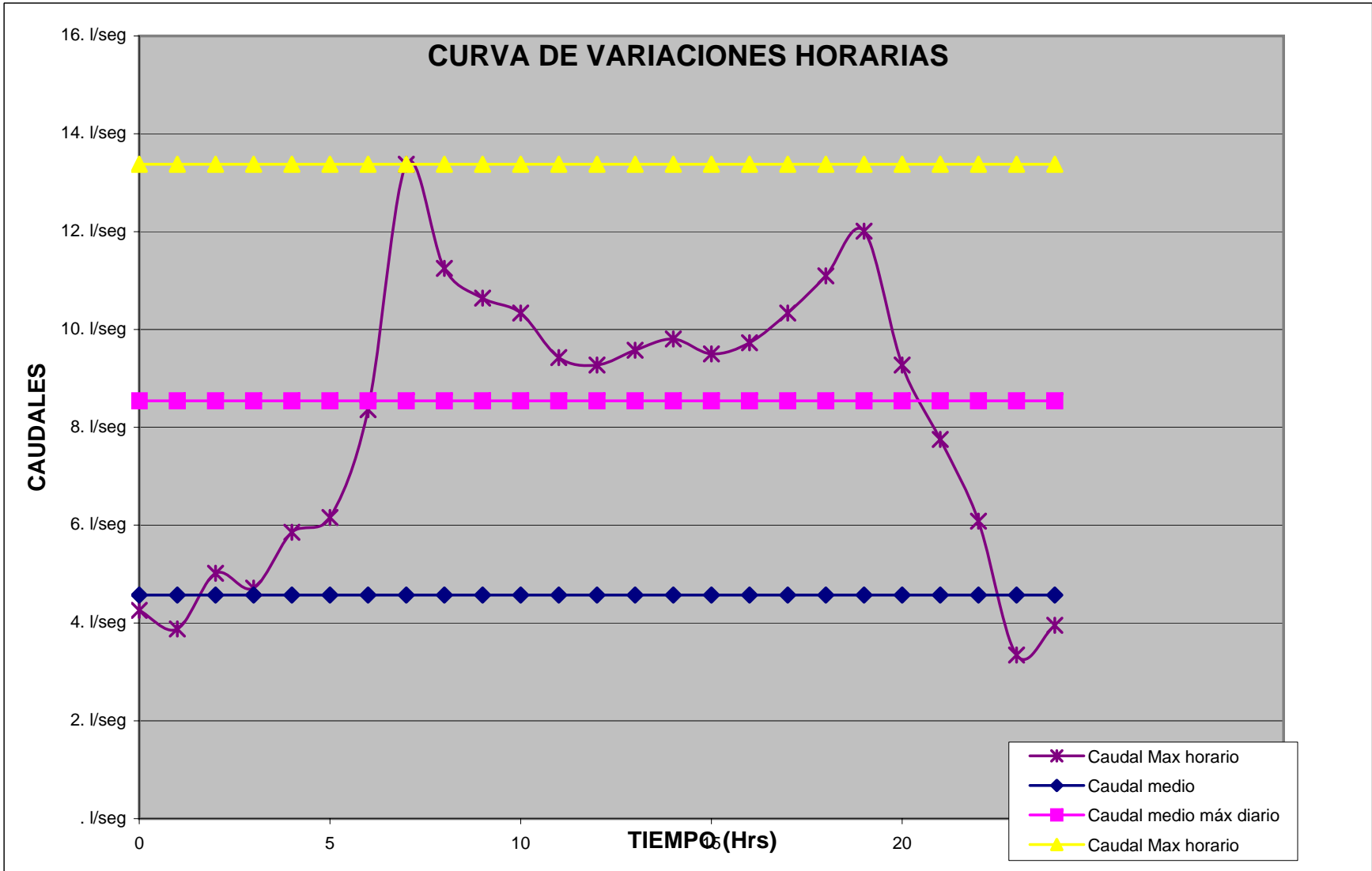
## CÁLCULO DE VOLÚMENES DEL TANQUE

Qmed=	<b>4.571584 l/seg</b>
Qmax diario=	<b>6.400217 l/seg</b>
Q max hr=	<b>13.37645 l/seg</b>

### CURVA VARIACIONES HORARIAS REALES

Hora	Qmed	Q med max diario	Q max horario	Caudal lts/seg	vol por hora m3
0	4.57 l/seg	8.541 l/seg	13.376 l/seg	4.256 l/seg	0.000
1	4.57 l/seg	8.541 l/seg	13.376 l/seg	3.876 l/seg	13.954
2	4.57 l/seg	8.541 l/seg	13.376 l/seg	5.016 l/seg	18.058
3	4.57 l/seg	8.541 l/seg	13.376 l/seg	4.712 l/seg	16.964
4	4.57 l/seg	8.541 l/seg	13.376 l/seg	5.852 l/seg	21.068
5	4.57 l/seg	8.541 l/seg	13.376 l/seg	6.156 l/seg	22.162
6	4.57 l/seg	8.541 l/seg	13.376 l/seg	8.36 l/seg	30.097
7	4.57 l/seg	8.541 l/seg	13.376 l/seg	13.376 l/seg	48.155
8	4.57 l/seg	8.541 l/seg	13.376 l/seg	11.248 l/seg	40.494
9	4.57 l/seg	8.541 l/seg	13.376 l/seg	10.64 l/seg	38.305
10	4.57 l/seg	8.541 l/seg	13.376 l/seg	10.336 l/seg	37.211
11	4.57 l/seg	8.541 l/seg	13.376 l/seg	9.424 l/seg	33.928
12	4.57 l/seg	8.541 l/seg	13.376 l/seg	9.272 l/seg	33.380
13	4.57 l/seg	8.541 l/seg	13.376 l/seg	9.576 l/seg	34.475
14	4.57 l/seg	8.541 l/seg	13.376 l/seg	9.804 l/seg	35.296
15	4.57 l/seg	8.541 l/seg	13.376 l/seg	9.5 l/seg	34.201
16	4.57 l/seg	8.541 l/seg	13.376 l/seg	9.728 l/seg	35.022
17	4.57 l/seg	8.541 l/seg	13.376 l/seg	10.336 l/seg	37.211
18	4.57 l/seg	8.541 l/seg	13.376 l/seg	11.096 l/seg	39.947
19	4.57 l/seg	8.541 l/seg	13.376 l/seg	12.008 l/seg	43.230
20	4.57 l/seg	8.541 l/seg	13.376 l/seg	9.272 l/seg	33.380
21	4.57 l/seg	8.541 l/seg	13.376 l/seg	7.752 l/seg	27.908
22	4.57 l/seg	8.541 l/seg	13.376 l/seg	6.08 l/seg	21.889
23	4.57 l/seg	8.541 l/seg	13.376 l/seg	3.344 l/seg	12.039
24	4.57 l/seg	8.541 l/seg	13.376 l/seg	3.952 l/seg	14.228

Total =	204.979 l/seg	737.924 l/seg
consumo prom durante el dia =	8.541 l/seg	30.747 l/seg
consumo max horario en el dia =	13.376 l/seg	48.155 l/seg
consumo min horario en el dia =	3.344 l/seg	12.039 l/seg



### CURVAS DE CONSUMO ACUMULADO

Hora	VOLUMEN POR HORA m <sup>3</sup>	Vol consumo Acumulado m <sup>3</sup>	Vol carga acumulado r= 30.10842118	diferen 88.09771741
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	13.95	13.95	30.11	16.15
2	18.06	32.01	60.22	28.20
3	16.96	48.98	90.33	41.35
4	21.07	70.04	120.43	50.39
5	22.16	92.21	150.54	58.34
6	30.10	122.30	180.65	58.35
7	48.16	170.46	210.76	40.30
8	40.49	210.95	240.87	29.91
9	38.31	249.26	270.98	21.72
10	37.21	286.47	301.08	14.62
11	33.93	320.40	331.19	10.80
12	33.38	353.78	361.30	7.52
13	34.47	388.25	391.41	3.16
14	35.30	423.55	421.52	-2.03
15	34.20	457.75	451.63	-6.12
16	35.02	492.77	481.73	-11.04
17	37.21	529.98	511.84	-18.14
18	39.95	569.93	541.95	-27.98
19	43.23	613.16	572.06	-41.10
20	33.38	646.54	602.17	-44.37
21	27.91	674.45	632.28	-42.17
22	21.89	696.34	662.39	-33.95
23	12.04	708.37	692.49	-15.88
24	14.23	722.60	722.60	0.00
consumo max horario en el dia				58.347 m <sup>3</sup>
consumo min horario en el dia				44.37 m <sup>3</sup>
Q estanque=				102.717 m <sup>3</sup>

Volumen contra incendios

Según la norma boliviana para poblaciones menores de 100 hab/ha se considera un caudal 10 l/s

$$V=3.6*Q_i*t \quad t (2-4\text{hrs})= 2 \quad \text{hrs}$$

$$V_i= 72. \text{ m}^3$$

Volumen de reserva  $t= 4$  (Según norma)

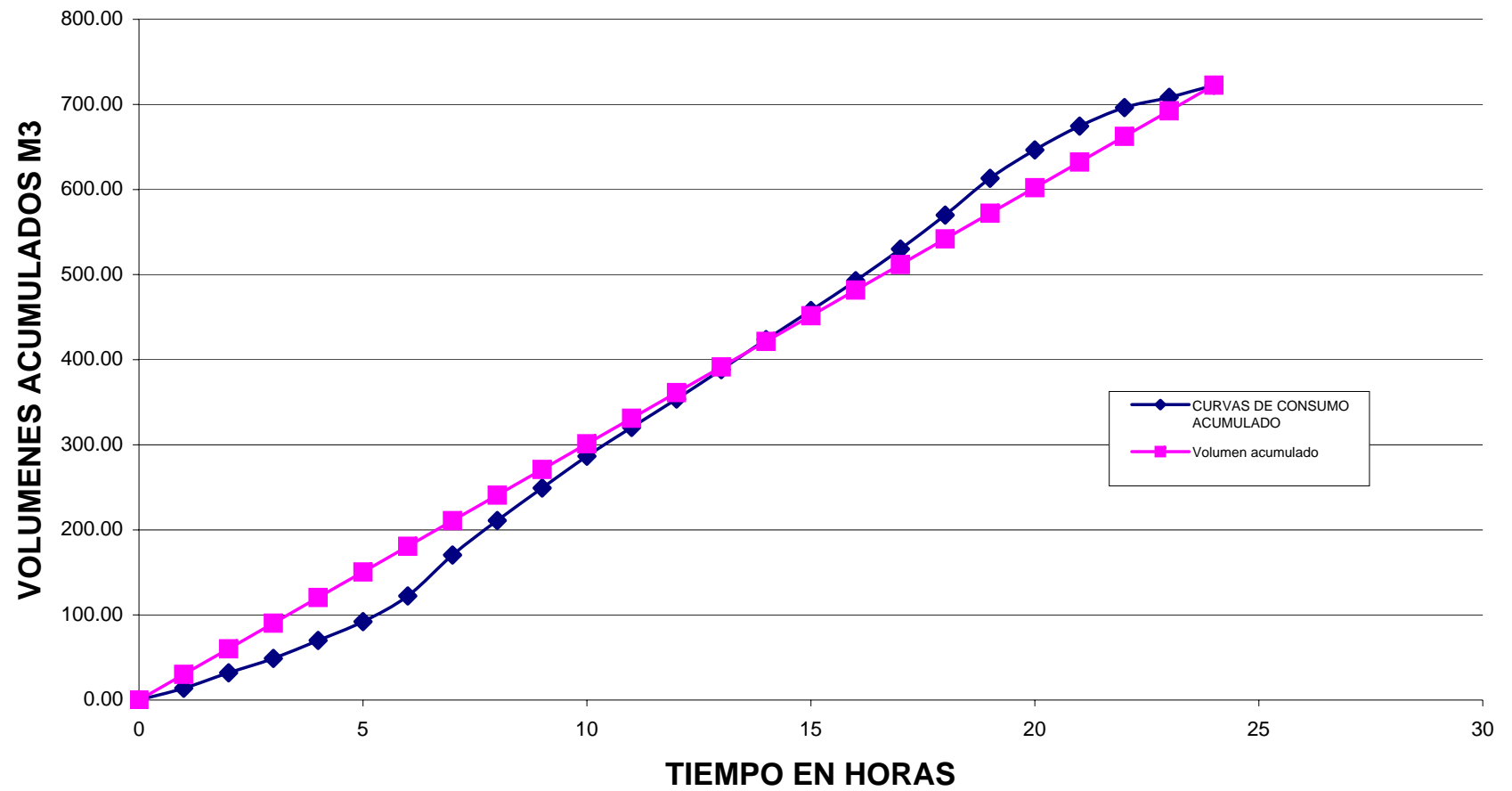
$$V_r= 92.163 \text{ m}^3$$

$$Q_{\text{estnque}}= 266.88 \text{ m}^3$$

Caudal adoptado para el tanque:

$$Q_e= 267.00 \text{ m}^3$$

## CURVA DE CONSUMOS ACUMULADOS



Cálculo de presiones en el agua

Q estanque=	267.00 m <sup>3</sup>	
A=	5.00 m	
B=	7.50 m	
C=	10.00 m	
D=	0.50 m	
E=	0.50 m	
F=	6.50 m	
G=	2.80 m	
H=	10.00 m	delta h= 1
h=	7.00 m	
V1=	39.27 m <sup>3</sup>	
V2=	231.16 m <sup>3</sup>	nota: si solo se considera h=F

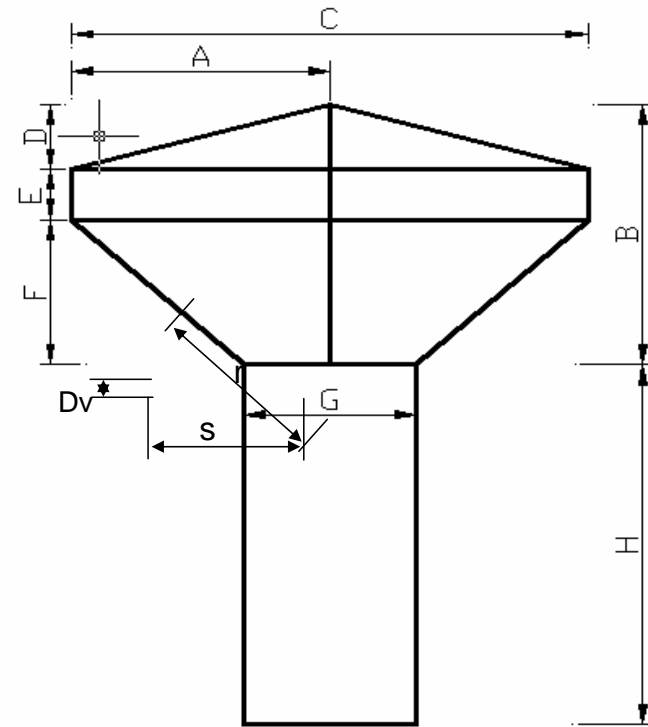
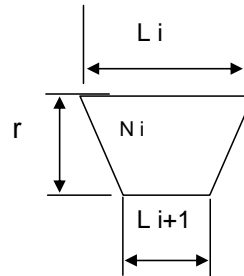
**Vol= 270.4 m<sup>3</sup>**

Discretización de la figura geométrica

Nh=	40
Nv=	10
Dh=	0.79 m
Dv=y=	0.65 m
s=x=	0.360 m
r=	0.743 m
delta h=	0.700 m

Sección tipo de presión

L 1	0.79 m
L 2	0.73 m
L 3	0.67 m
L 4	0.62 m
L 5	0.56 m
L 6	0.50 m
L 7	0.45 m
L 8	0.39 m
L 9	0.33 m
L 10	0.28 m
L 11	0.22 m

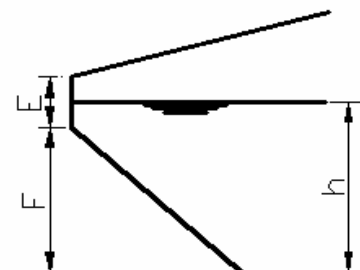


Nota solo considera en caso F=h

Presión del agua a profundidad h i

pesp agua= 1000 Kg/m3 r= 0.743 m

	area	h i	P i	hcg=	F	Presión
N 0		0	0 Kg/m2			
N 1	0.565	0.70	700 Kg/m2	0.178 m	100.57 Kg	178.00 Kg/m2
N 2	0.520	1.40	1400 Kg/m2	0.537 m	279.24 Kg	537.00 Kg/m2
N 3	0.479	2.10	2100 Kg/m2	0.898 m	430.142 Kg	898.00 Kg/m2
N 4	0.438	2.80	2800 Kg/m2	1.257 m	550.566 Kg	1257.00 Kg/m2
N 5	0.394	3.50	3500 Kg/m2	1.617 m	637.098 Kg	1617.00 Kg/m2
N 6	0.353	4.20	4200 Kg/m2	1.977 m	697.881 Kg	1977.00 Kg/m2
N 7	0.312	4.90	4900 Kg/m2	2.336 m	728.832 Kg	2336.00 Kg/m2
N 8	0.267	5.60	5600 Kg/m2	2.695 m	719.565 Kg	2695.00 Kg/m2
N 9	0.227	6.30	6300 Kg/m2	3.055 m	693.485 Kg	3055.00 Kg/m2
N 10	0.186	7.00	7000 Kg/m2	3.413 m	634.818 Kg	3413.00 Kg/m2



Presión en el fondo

6500. kg/m2

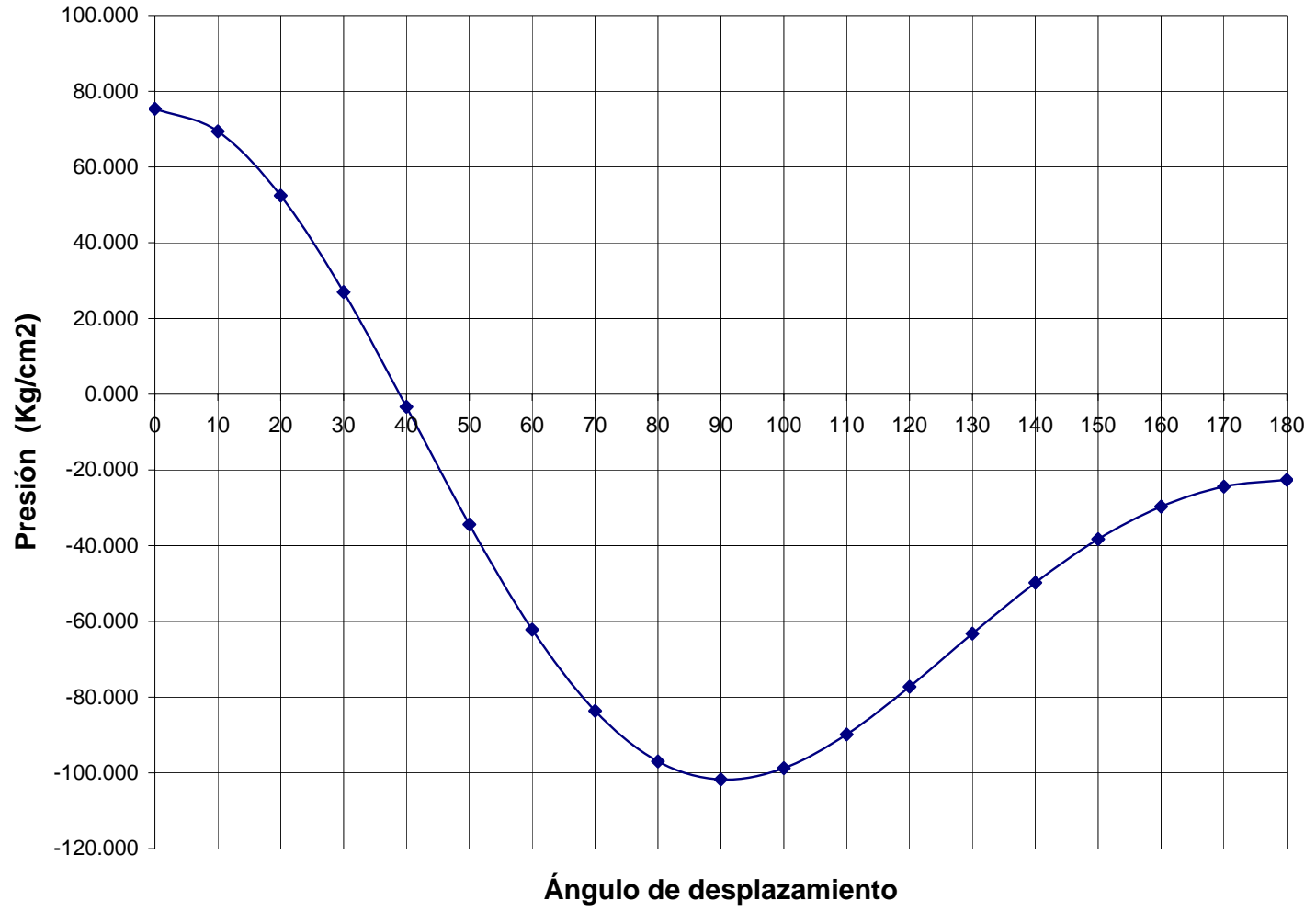
$$p_0 = \gamma * h$$

$$F = \gamma * h * A$$

**PLANILLA DE PRESIONES**

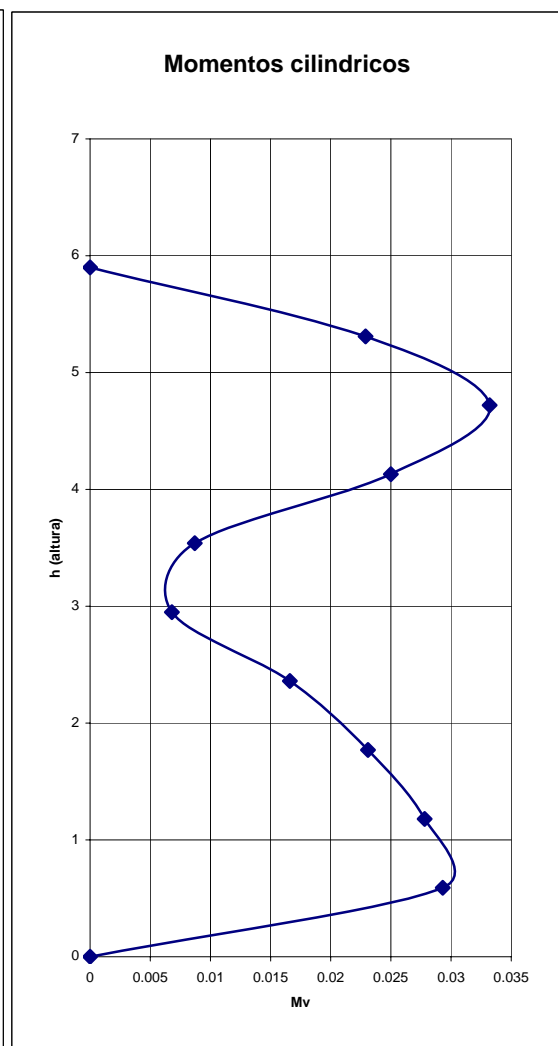
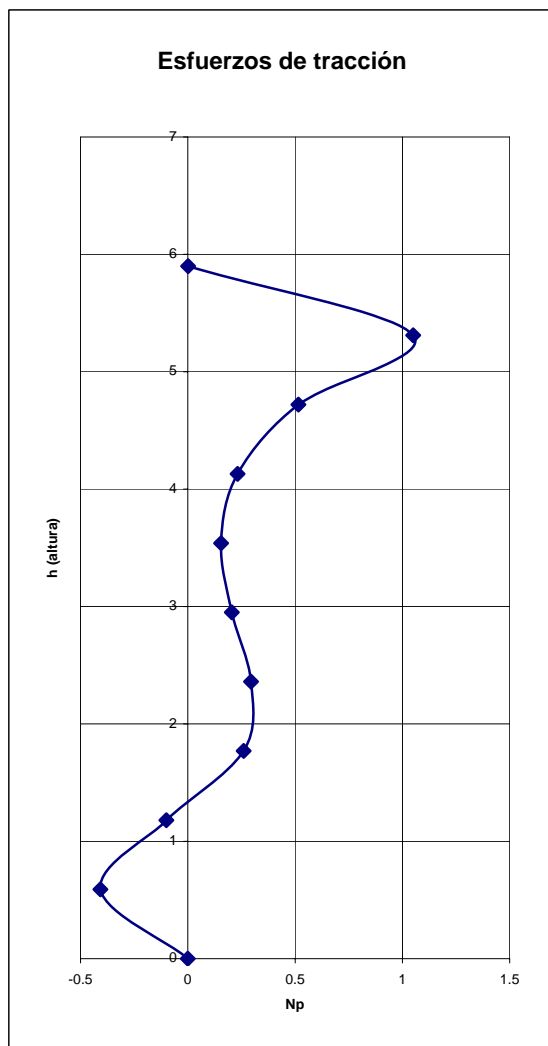
angulo grados	angulo rad	k	c= H f	P Kg/cm2	Fuerzo Kg	ang p/fuerza	Fx
0	0.0000	2.6400	1.000	75.352	200.506	0.000	200.506
10	0.1745	1.5588	0.921	69.407	184.686	0.175	181.881
20	0.3491	0.9204	0.696	52.445	139.552	0.349	131.136
30	0.5236	0.5435	0.358	26.976	71.781	0.524	62.164
40	0.6981	0.3209	-0.044	-3.338	-8.882	0.698	-6.804
50	0.8727	0.1895	-0.456	-34.368	-91.451	0.873	-58.784
60	1.0472	0.1119	-0.825	-62.158	-165.398	1.047	-82.699
70	1.2217	0.0661	-1.110	-83.641	-222.562	1.222	-76.121
80	1.3963	0.0390	-1.287	-96.971	-258.032	1.396	-44.807
90	1.5708	0.0230	-1.350	-101.725	-270.684	1.571	0.000
100	1.7453	0.0136	-1.311	-98.756	-262.784	1.396	45.632
110	1.9199	0.0080	-1.192	-89.842	-239.064	1.222	81.765
120	2.0944	0.0047	-1.025	-77.243	-205.539	1.047	102.770
130	2.2689	0.0028	-0.839	-63.235	-168.265	0.873	108.159
140	2.4435	0.0017	-0.661	-49.770	-132.435	0.698	101.451
150	2.6180	0.0010	-0.508	-38.286	-101.877	0.524	88.228
160	2.7925	0.0006	-0.394	-29.674	-78.959	0.349	74.198
170	2.9671	0.0003	-0.324	-24.384	-64.884	0.175	63.898
180	3.1416	0.0002	-0.300	-22.606	-60.152	0.000	60.152

Fuerzas de Viento en el Tanque



Estado:  $h1=1.4\text{cm} + 1.4\text{cv}$

Placa	Fuerza (MN)			Momento (MN*m)			h (m)
	F	V	S	T	M22	M	
Placa 461	-0.4074	4.8981	0.1748	0.0374	0.3555	0.0293	0.59
Placa 501	-0.1003	3.2075	0.1074	0.004	0.276	0.0278	1.18
Placa 541	0.2604	2.0811	0.0848	0.0072	0.2083	0.0231	1.77
Placa 581	0.2946	1.4337	0.0665	0.0224	0.1645	0.0166	2.36
Placa 621	0.2051	1.0744	0.0439	0.0337	0.1394	0.0068	2.95
Placa 661	0.1548	0.8757	0.0298	0.0388	0.1267	0.0087	3.54
Placa 701	0.2316	0.7635	0.0191	0.037	0.1218	0.025	4.13
Placa 741	0.515	0.7003	0.0146	0.0323	0.1222	0.0332	4.72
Placa 781	1.05	0.6533	0.0305	0.0258	0.1235	0.0229	5.31
Placa 821	0.0012	0	0.0001	0	0	0	5.9



## FUERZA DE PRETENSADO

### Datos:

#### Cargas de diseño

$T = 1.050 \text{ MN}$

#### características técnicas de los materiales cable grado 270

$A_{iTi/2} = 0.986 \text{ cm}^2$

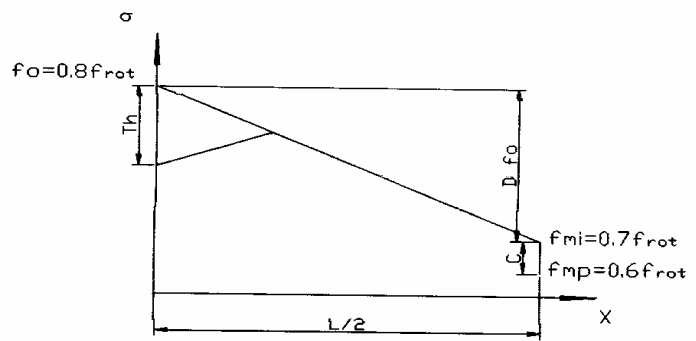
$f_{rot} = 1898.100 \text{ Mpa}$

$f_{ck} = 34.000 \text{ Mpa}$

$f_o = 1518.480 \text{ Mpa}$

$f_{mi} = 1328.670 \text{ Mpa}$

$F_{mp} = 1138.860 \text{ Mpa}$



#### características de la sección

Area = 1000.000 cm<sup>2</sup>

x = 20.000 cm

y = 50.000 cm

X<sub>cen</sub> = 10.000 cm

Y<sub>cen</sub> = 25.000 cm

I<sub>xx</sub> = 0.000 cm<sup>4</sup>

I<sub>yy</sub> = 0.000 cm<sup>4</sup>

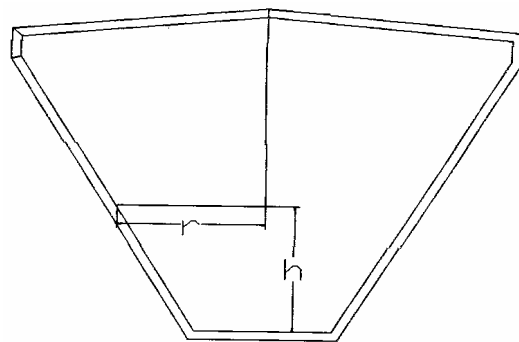
I<sub>x cen</sub> = 208333.000 cm<sup>4</sup>

I<sub>y cen</sub> = 33333.000 cm<sup>4</sup>

W<sub>s</sub> = 8333.320 cm<sup>3</sup>

W<sub>j</sub> = 8333.320 cm<sup>3</sup>

e = 0.000 cm



$r = 3.800 \text{ m}$

$h = 4.300 \text{ m}$

#### Determinación de la fuerza de pretensado:

A depósito lleno

Anulando la tracción  $A_t = \frac{T}{F_{mp}}$

$N_t = \frac{A_t}{A_c}$

$A_t = 9.220 \text{ cm}^2$

primeramente:

N° Torones = 9.35 Torones

asumimos 10.00 Torones

Verificación a la fuerza del pretensado

$f_{ck} = 34.000 \text{ Mpa}$

$f_{max} = 15.300 \text{ Mpa}$

$f'_{max} = 0.45 f_{ck}$

$P = 11.229 \text{ Mpa}$

Verificación a la fuerza de pretensado

$11.229 \text{ Mpa} < 15.300 \text{ Mpa}$

**Se verifica**

## FUERZA DE PRETENSADO

### Datos:

#### Cargas de diseño

$T = 0.515 \text{ MN}$

características técnicas de los materiales  
cable grado 270

$A_{iTi/2} = 0.986 \text{ cm}^2$

$f_{rot} = 1898.100 \text{ Mpa}$

$f_{ck} = 34.000 \text{ Mpa}$

$f_o = 1518.480 \text{ Mpa}$

$f_{mi} = 1328.670 \text{ Mpa}$

$F_{mp} = 1138.860 \text{ Mpa}$

#### características de la sección

Area = 1000.000 cm<sup>2</sup>

x = 20.000 cm

y = 50.000 cm

X<sub>cen</sub> = 10.000 cm

Y<sub>cen</sub> = 25.000 cm

I<sub>xx</sub> = 0.000 cm<sup>4</sup>

I<sub>yy</sub> = 0.000 cm<sup>4</sup>

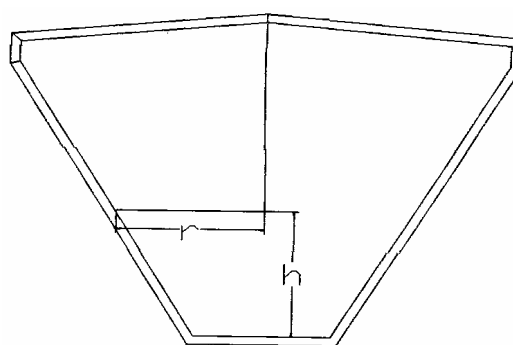
I<sub>x cen</sub> = 208333.000 cm<sup>4</sup>

I<sub>y cen</sub> = 33333.000 cm<sup>4</sup>

W<sub>s</sub> = 8333.320 cm<sup>3</sup>

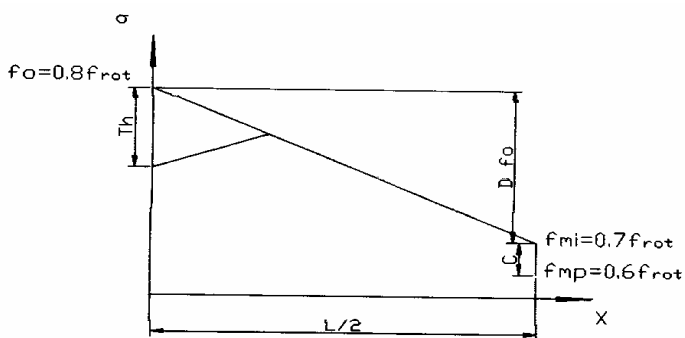
W<sub>j</sub> = 8333.320 cm<sup>3</sup>

e = 0.000 cm



$r = 3.800 \text{ m}$

$h = 4.300 \text{ m}$



### Determinación de la fuerza de pretensado:

A depósito lleno

Anulando la tracción  $A_t = \frac{T}{F_{mp}}$

$N_t = \frac{A_t}{A_c}$

$A_t = 4.522 \text{ cm}^2$

primeramente:

N° Torones = 4.59 Torones

asumimos 5.00 Torones

Verificación a la fuerza del pretensado

$f_{ck} = 34.000 \text{ Mpa}$

$f_{max} = 15.300 \text{ Mpa}$

$f'_{max} = 0.45 f_{ck}$

$P = 5.615 \text{ Mpa}$

Verificación a la fuerza de pretensado

$5.615 \text{ Mpa} < 15.300 \text{ Mpa}$

**Se verifica**

## FUERZA DE PRETENSADO

**Datos:**

**Cargas de diseño**

$T = 0.294 \text{ MN}$

**características técnicas de los materiales  
cable grado 270**

$A_{iTi/2} = 0.986 \text{ cm}^2$

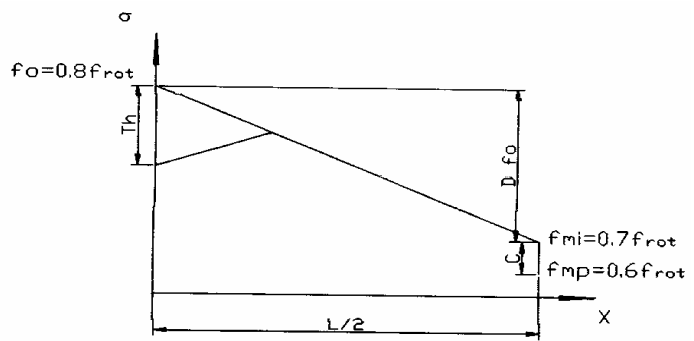
$f_{rot} = 1898.100 \text{ Mpa}$

$f_{ck} = 34.000 \text{ Mpa}$

$f_o = 1518.480 \text{ Mpa}$

$f_{mi} = 1328.670 \text{ Mpa}$

$F_{mp} = 1138.860 \text{ Mpa}$



**características de la sección**

$Area = 1000.000 \text{ cm}^2$

$x = 20.000 \text{ cm}$

$y = 50.000 \text{ cm}$

$X_{cen} = 10.000 \text{ cm}$

$Y_{cen} = 25.000 \text{ cm}$

$I_{xx} = 0.000 \text{ cm}^4$

$I_{yy} = 0.000 \text{ cm}^4$

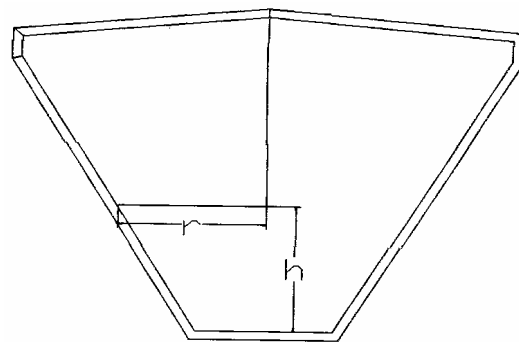
$I_{x cen} = 208333.000 \text{ cm}^4$

$I_{y cen} = 33333.000 \text{ cm}^4$

$W_s = 8333.320 \text{ cm}^3$

$W_j = 8333.320 \text{ cm}^3$

$e = 0.000 \text{ cm}$



$r = 3.800 \text{ m}$

$h = 4.300 \text{ m}$

**Determinación de la fuerza de pretensado:**

A depósito lleno

Anulando la tracción 
$$A_t = \frac{T}{F_{mp}}$$

$$N_t = \frac{A_t}{A_c}$$

$A_t = 2.582 \text{ cm}^2$

primeramente:

$N^\circ \text{ Torones} = 2.62 \text{ Torones}$

**asumimos 3.00 Torones**

Verificación a la fuerza del pretensado

$f_{ck} = 34.000 \text{ Mpa}$

$f_{max} = 15.300 \text{ Mpa}$

$P = 3.369 \text{ Mpa}$

$f'_{max} = 0.45 f_{ck}$

Verificación a la fuerza de pretensado

$3.369 \text{ Mpa} < 15.300 \text{ Mpa}$

**Se verifica**

## Cálculo de pérdidas

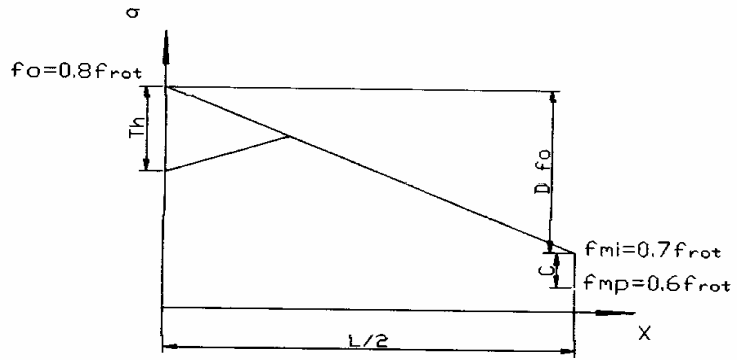
### Datos Cargas de Diseño

#### Cargas de diseño

T= 1.050 MN

características técnicas de los materiales  
cable grado 270

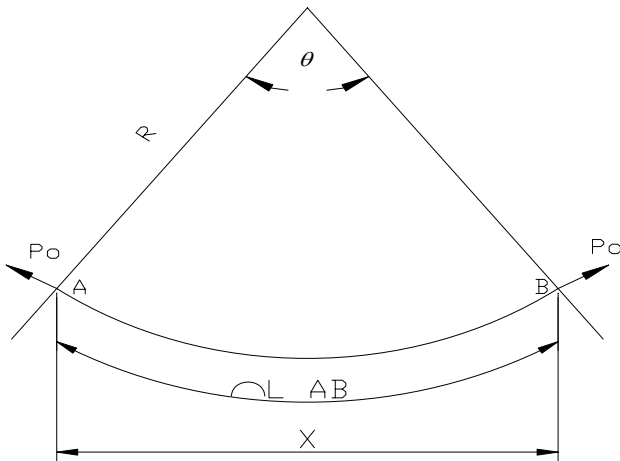
AiTi/2 =	0.986 cm <sup>2</sup>
Frot=	1898.100 Mpa
Eo=	2.00E+06 Kg/cm <sup>2</sup> = 196133.000 Mpa
fck=	34.000 Mpa = 346.70 Kg/cm <sup>2</sup>
fo=	1518.480 Mpa
fmi=	1328.670 Mpa
F mp=	1138.860 Mpa



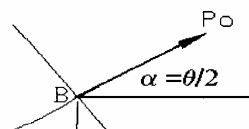
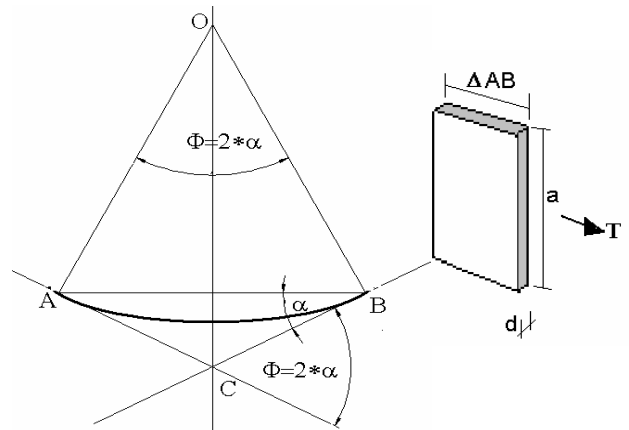
### 1.- Pérdida por fricción

Debido a la fricción entre los tendones y ductos. Los coeficientes de pérdida (u y k) varían según el tipo de tendón y la alineación del ducto. (cambio angular de la trayectoria). A medida que el acero se desliza a través del ducto, se desarrolla la resistencia friccionante, por lo que la tensión en el extremo es menor que la tensión en el gato.

#### Consideración del análisis tesado por ambos extremos



$$\Delta P = P_o (1 - e^{-(\mu \cdot \alpha + \kappa \cdot x)})$$



a = 0.500 m  
d = 0.200 m  
Nº = 10

Acables = 9.860 cm<sup>2</sup>

A = 0.100 m<sup>2</sup>

R tanque= 5  
X = 7.85 m  
Φ = 90° = 1.570796327 r  
a = 0.785398163 r  
x = 3.93 m

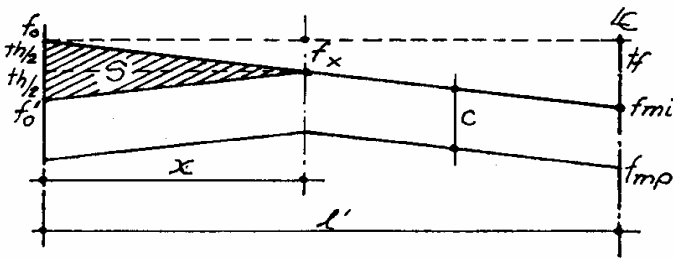
de tablas

$k = 0.0009$  coeficiente por deformación no intencional del ducto  
 $m = 0.15$  coeficiente por curvatura vaina metálica galvanizada

$P = 10.500 \text{ Mpa}$   
 $aa = 0.8857$   
 $Po*aa = 9.300 \text{ Mpa}$   
 $\Delta P = 1.200 \text{ Mpa}$   
 $\% = 11.43$   
 $p = 0.15$

## 2.- Pérdidas por acuñaamiento del anclaje

a)  $x < l'$



$Dx = 6.000 \text{ mm} = 0.006 \text{ m}$   
 $Es = 196133.000 \text{ Mpa}$   
 $Aps = 0.001 \text{ m}^2$   
 $Tf = 1.200 \text{ Mpa}$   
 $l' = 3.927 \text{ m}$   
 $x = 1.949 \text{ m}$   
 $\Delta P2 = 0.595 \text{ Mpa}$   
 $\% \text{ perdida} = 5.67 \%$

## Cálculo de pérdidas

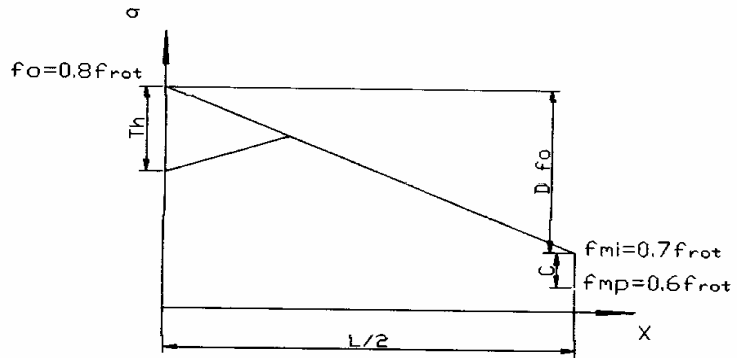
### Datos Cargas de Diseño

#### Cargas de diseño

T= 0.515 MN

características técnicas de los materiales  
cable grado 270

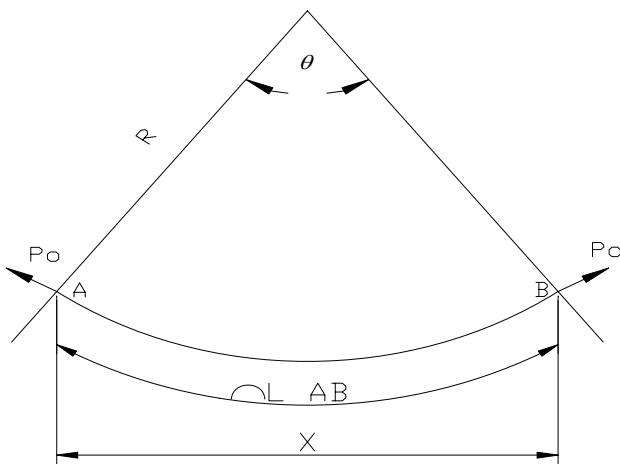
AiTi/2 =	0.986 cm <sup>2</sup>
Frot=	1898.100 Mpa
Eo=	2.00E+06 Kg/cm <sup>2</sup> = 196133.000 Mpa
fck=	34.000 Mpa = 346.70 Kg/cm <sup>2</sup>
fo=	1518.480 Mpa
fmi=	1328.670 Mpa
F mp=	1138.860 Mpa



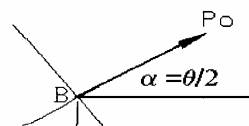
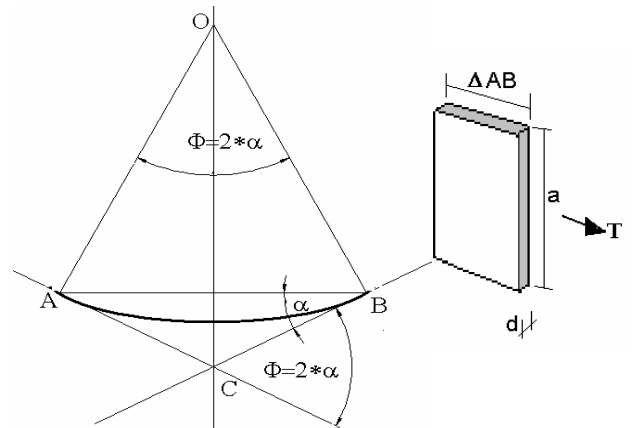
### 1.- Pérdida por fricción

Debido a la fricción entre los tendones y ductos. Los coeficientes de pérdida (u y k) varían según el tipo de tendón y la alineación del ducto. (cambio angular de la trayectoria). A medida que el acero se desliza a través del ducto, se desarrolla la resistencia friccionante, por lo que la tensión en el extremo es menor que la tensión en el gato.

#### Consideración del análisis tesado por ambos extremos



$$\Delta P = P_o (1 - e^{-(\mu \cdot \alpha + \kappa \cdot x)})$$



a = 0.500 m  
d = 0.200 m  
Nº = 5

Acables = 4.930 cm<sup>2</sup>

A = 0.100 m<sup>2</sup>

R tanque= 5  
X = 7.85 m  
Φ = 90° = 1.570796327 r  
a = 0.785398163 r  
x = 3.93 m

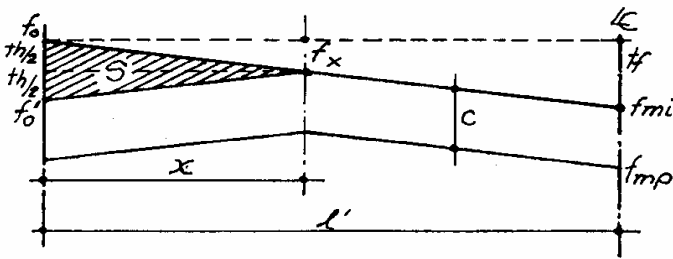
de tablas

$k = 0.0009$  coeficiente por deformación no intencional del ducto  
 $m = 0.15$  coeficiente por curvatura vaina metálica galvanizada

$P = 5.150$  Mpa  
 $aa = 0.8857$   
 $Po*aa = 4.562$  Mpa  
 $\Delta P = 0.588$  Mpa  
 $\% = 11.43$   
 $p = 0.07$

## 2.- Pérdidas por acuñaamiento del anclaje

a)  $x < l'$



$Dx = 6.000$  mm = 0.006 m  
 $Es = 196133.000$  Mpa  
 $Aps = 0.000$  m<sup>2</sup>  
 $Tf = 0.588$  Mpa  
 $l' = 3.927$  m  
 $x = 1.968$  m  
 $\Delta P2 = 0.295$  Mpa  
 $\% \text{ perdida} = 5.73$  %

## Cálculo de pérdidas

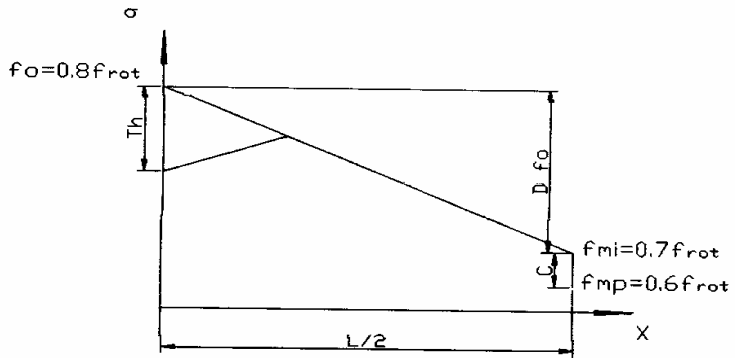
### Datos Cargas de Diseño

#### Cargas de diseño

T= 0.294 MN

características técnicas de los matriales  
cable grado 270

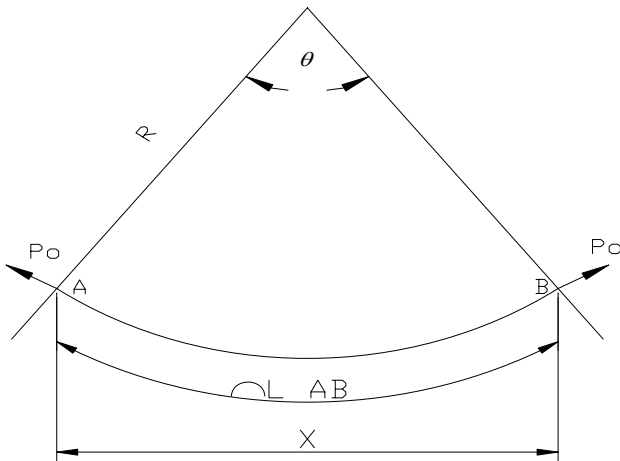
AiTi/2 =	0.986 cm <sup>2</sup>
Frot=	1898.100 Mpa
Eo=	2.00E+06 Kg/cm <sup>2</sup> = 196133.000 Mpa
fck=	34.000 Mpa = 346.70 Kg/cm <sup>2</sup>
fo=	1518.480 Mpa
fmi=	1328.670 Mpa
F mp=	1138.860 Mpa



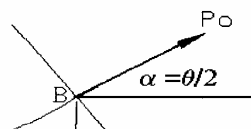
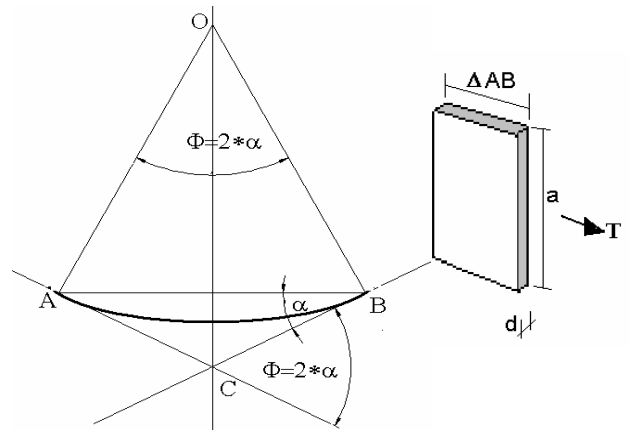
### 1.- Pérdida por fricción

Debido a la fricción entre los tendones y ductos. Los coeficientes de pérdida (u y k) varían según el tipo de tendón y la alineación del ducto. (cambio angular de la trayectoria). A medida que el acero se desliza a través del ducto, se desarrolla la resistencia friccionante, por lo que la tensión en el extremo es menor que la tensión en el gato.

#### Consideración del análisis tesado por ambos extremos



$$\Delta P = P_o (1 - e^{-(\mu \cdot \alpha + \kappa \cdot x)})$$



a = 0.500 m  
d = 0.200 m  
Nº = 3

R tanque= 5  
X = 7.85 m  
Φ = 90° = 1.570796327 r  
a = 0.785398163 r  
x = 3.93 m

Acables = 2.958 cm<sup>2</sup>  
A = 0.100 m<sup>2</sup>

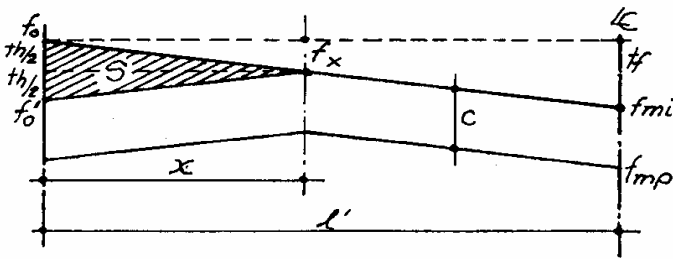
de tablas

$k = 0.0009$  coeficiente por deformación no intencional del ducto  
 $m = 0.15$  coeficiente por curvatura vaina metálica galvanizada

$P = 2.940$  Mpa  
 $aa = 0.8857$   
 $Po*aa = 2.604$  Mpa  
 $\Delta P = 0.336$  Mpa  
 $\% = 11.43$   
 $p = 0.04$

## 2.- Pérdidas por acuñaamiento del anclaje

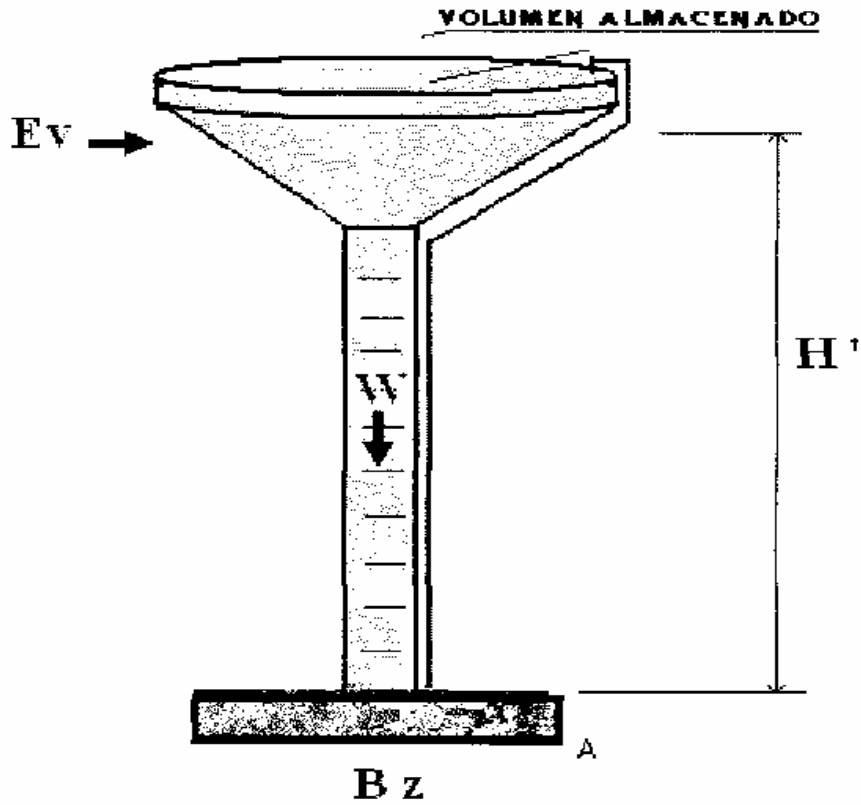
a)  $x < l'$



$Dx = 6.000$  mm = 0.006 m  
 $Es = 196133.000$  Mpa  
 $Aps = 0.000$  m<sup>2</sup>  
 $Tf = 0.336$  Mpa  
 $l' = 3.927$  m  
 $x = 2.017$  m  
 $\Delta P2 = 0.173$  Mpa  
 $\% \text{ perdida} = 5.87$  %



## VERIFICACION A LA ESTABILIDAD



$E_v$ =	10000 Kg
$H'$ =	15. m
$B_z$ =	8.75 m
$W$ =	416928 Kg

Sumatoria de momentos en A

$E_v * H'$ =	150000.00 Kg*m
$W * B_z / 2$ =	1824060.00 Kg*m

$$FS = 12.1604 > 3$$

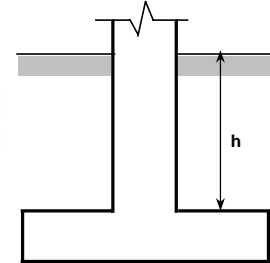
Verifica la condición

## ZAPATAS AISLADAS CÁLCULO ESTRUCTURAL

### DATOS GENERALES:

$\sigma_s = 1.50$  [Kg/cm<sup>2</sup>] = 15 tn/m<sup>2</sup>  
 $f_{ck} = 210$  [Kg/cm<sup>2</sup>]  
 $f_{yk} = 4200$  [Kg/cm<sup>2</sup>]  
 $\gamma_s = 1800.00$  [Kg/cm<sup>3</sup>]

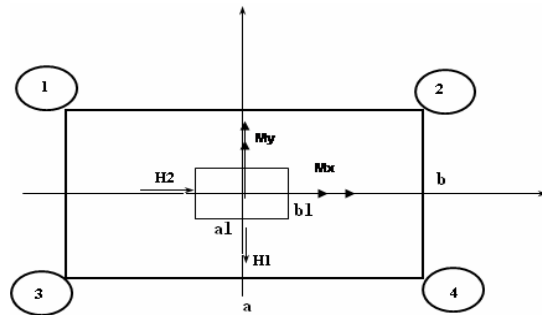
$P = 787.28$  [tn]  
 $M_x = 0$  [tn\*m]  
 $M_y = 0$  [tn\*m]  
 $H_1 = 0$  tn  
 $H_2 = 0$  tn



### Sección de la columna:

$a_1 = 250.0$  [cm]  
 $b_1 = 250.0$  [cm]  
 $h = 2$  m  
 $\gamma h^3 a^3 = 2500$  [Kg/m<sup>3</sup>]  
 $\gamma t = 1600$  [Kg/m<sup>3</sup>]  
 $\gamma_s = 1.15$  Factor de minoración Acero  
 $\gamma_c = 1.50$  Factor de minoración Hormigon  
 $r = 5$  cm  
 $C = 0$  Kg/cm<sup>2</sup> = 0 KN/m<sup>2</sup>

considerar los signos (+) según gráfica



### DISEÑO DE LA ZAPATA:

Factor

p/peso 1.05

d' asumido 0.4 m

M2\* = 0

M1\* = 0

**a > b**

doptado = 15 t/m<sup>2</sup>

Valores adoptados de a, b

a = 8.75 m

b = 8.75 m

$\sigma_1 = 10.797$  tn/m<sup>2</sup> **Cumple !!!!**

$\sigma_2 = 10.8$  tn/m<sup>2</sup> **Cumple !!!!**

$\sigma_3 = 10.8$  tn/m<sup>2</sup> **Cumple !!!!**

$\sigma_4 = 10.8$  tn/m<sup>2</sup> **Cumple !!!!**

### Determinacion del canto útil.

$f_{vd} = 0.50 * \sqrt{f_{cd}}$  Donde:  $f_{cd} = 140.0$  [Kg/cm<sup>2</sup>]

Entonces: **fvd = 5.9** [Kg/cm<sup>2</sup>]

$$K = \frac{4 \cdot f_{vd}}{\eta \cdot \sigma_t}$$

$\sigma_s = 1.50$  [Kg/cm<sup>2</sup>]  
 $f_{vd} = 5.9$  [Kg/cm<sup>2</sup>]  
 $\eta = 1.60$  Factor de seguridad

Ademas:

$$\sigma_t = \frac{P}{a \cdot b} + \frac{M_x}{S_x} + \frac{M_y}{S_y}$$

$\sigma_t = 1.03$  [Kg/cm<sup>2</sup>]

Entonces:  $K = 14.38$

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_1 \cdot b_1}{4} + \frac{a \cdot b}{2 \cdot K - 1}} - \frac{a_1 + b_1}{4}$$

$a = 875$  [cm]  
 $a_1 = 250.0$  [cm]  
 $b = 875$  [cm]  
 $b_1 = 250.0$  [cm]

$$d_2 = \frac{2 \cdot (a - a_1)}{4 + K}$$

$d_1 = 82.84$  [cm] por corte  
 $d_2 = 68.00$  [cm] por punzonamiento  
 $d_3 = 68.00$  [cm] por punzonamiento

$$d_3 = \frac{2 \cdot (b - b_1)}{4 + K}$$

Por lo tanto la altura util lo tomaremos el valor mas critico en este caso es:

$d = 82.84$  [cm] Se USARA:  $d = 85$  [cm]

Asumiendo un recubrimiento de :

$r = 5.0$  [cm] Recomendado por la norma CBH norma Boliviana

**$d' = 90.0$  cm**

Verificacion de los esfuerzos considerando el peso propio.

$b = 8.75$  [m]  
 $a = 8.75$  [m]  
 $P = 787.28$  Tn  
 $M_x = 0.00$  tn\*m  
 $M_y = 0.00$  tn\*m  
 $b_1 = 250.00$  [m]  
 $a_1 = 250.00$  [m]

La ecuación general de esfuerzos combinados de axiales y momentos es:

$$\sigma = \frac{P_t}{a \cdot b} \pm \frac{M_x}{a \cdot b^2} \pm \frac{M_y}{b \cdot a^2}$$

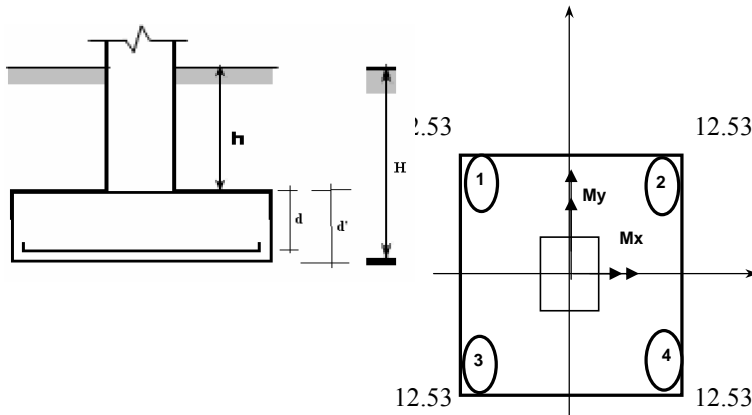
$P_t = P + W + Pr$

$$\left\{ \begin{array}{l} Pr = a \cdot b \cdot h \cdot \gamma_s \\ W = V_o \cdot \gamma_{FA} \end{array} \right.$$

Entonces:

$Pr =$		[tn]
$P =$	787.28	[tn]
$W =$	172.27	[tn]
<b><math>P_t =</math></b>	<b>959.55</b>	<b>[tn]</b>

$d' = 0.9$  m  
 $M_2 = 0$  Tn\*m  
 $M_1 = 0$  Tn\*m



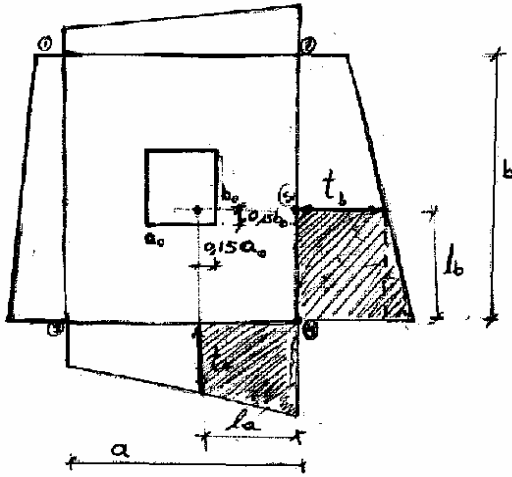
Se debe verificar para cada extremo lo siguiente:

$$\sigma_s \geq \sigma$$

$\sigma_s = 15.00$  Tn/m<sup>2</sup>

$\sigma_1 = 12.5328$  tn/m<sup>2</sup> **Cumple !!!!**  
 $\sigma_2 = 12.5328$  tn/m<sup>2</sup> **Cumple !!!!**  
 $\sigma_3 = 12.5328$  tn/m<sup>2</sup> **Cumple !!!!**  
 $\sigma_4 = 12.5328$  tn/m<sup>2</sup> **Cumple !!!!**

Obtención de "la" "b"



$$L_a = \frac{a - a_1}{2} + 0.15 * a_1$$

$$L_b = \frac{b - b_1}{2} + 0.15 * b_1$$

La= 3.5 m  
Lb= 3.5 m

t a= 12.5328 tn/m<sup>2</sup>

t b= 12.5328 tn/m<sup>2</sup>

CALCULO DE ARMADURAS EN DIRECCION 'a'

Anteriormente se debe determinar los momentos de diseño en esta dirección el cual esta dado por.

$$M_{da} = \eta * a \left[ \sigma_a * \frac{l_1^2}{2} + \frac{1}{2} * (\sigma_{MAX} - \sigma_a) * \frac{2}{3} l_1^2 \right]$$

Donde:

$\sigma_b$ =	12.53	[tn/m <sup>2</sup> ]
$\eta$ =	<b>1.6</b>	Factor de seguridad
a=	8.75	[m]
Lb =	3.5000	[m]
$\sigma_{max}$ =	12.53	[tn/m <sup>2</sup> ]

Por lo que:

Mda=	1074.69	[tn*m]
------	---------	--------

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_{da}}{a * d^2 * f_{cd}}$$

Donde:  $\left\{ \begin{array}{l} a= 8.75 \text{ [m]} \\ d= 85.0 \text{ [cm]} \\ f_{cd}= 140.0 \text{ [Kg/cm}^2\text{]} \end{array} \right.$

$\mu_d = 0.121425447$

Cuantia mecanica:  $W_d = \mu_d * (1 + \mu_d) \quad W_d = 0.136$

Por lo tanto la armadura sera:

$$A_s = W_d * a * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Siendo:  $\left\{ \begin{array}{l} a= 875.00 \text{ [cm]} \\ d= 85.0 \text{ [cm]} \\ f_{cd}= 140.0 \text{ [Kg/cm}^2\text{]} \\ f_{yd}= 3652.174 \text{ [Kg/cm}^2\text{]} \\ W_d= 0.136 \end{array} \right.$

Por lo que:

$A_s = 388.23 \text{ [cm}^2\text{]}$

Armadura mínima  $A_{smin} = 0.0018 * a * d \quad \left. \begin{array}{l} A_s = 388.23 \text{ [cm}^2\text{]} \\ A_{smin} = 0.0018 * a * d \end{array} \right\} A_s = 388.23 \text{ [cm}^2\text{]}$

Entonces:  $A_{smin} = 133.875 \text{ [cm}^2\text{]}$

Número de fierros con diámetros de:

Φ12= 12 →	AΦ12= 1.131 ▶	NoFe= 344.27	345 Barras	C/02.5 cm
<b>Φ16= 16 →</b>	<b>AΦ16= 2.011 ▶</b>	<b>NoFe= 194.09</b>	<b>195 Barras</b>	<b>C/04.5 cm</b>
Φ25= 25 →	AΦ25= 4.909 ▶	NoFe= 80.09	81 Barras	C/10.8 cm
Φ32= 32 →	AΦ32= 8.042 ▶	NoFe= 49.27	50 Barras	C/17.6 cm

### CÁLCULO DE ARMADURAS EN DIRECCION'b''

Anteriormente se debe determinar los momentos de diseño en esta dirección el cual está dado por.

$$M_{d_b} = \eta * b \left[ \sigma_b * \frac{L_2^2}{2} + \frac{1}{2} * (\sigma_{MAX} - \sigma_b) * \frac{2}{3} L_2^2 \right]$$

Donde:  $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a = 12.53 \text{ [tn/m}^2\text{]} \\ \eta = 1.60 \text{ Factor de seguridad} \\ b = 8.75 \text{ [m]} \\ L_a = 3.500 \text{ [m]} \\ \sigma_{max} = 12.53 \text{ [tn/m}^2\text{]} \end{array} \right.$

Mda=	1074.69	[tn*m]
------	---------	--------

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_{d_b}}{b * d^2 * f_{cd}}$$

Donde:  $\left\{ \begin{array}{l} b = 8.75 \text{ [m]} \\ d = 85.0 \text{ [cm]} \\ f_{cd} = 140.0 \text{ [Kg/cm}^2\text{]} \end{array} \right.$

Entonces:  $\mu_d = 0.1214$

Cuantía mecánica  $W_d = \mu_d * (1 + \mu_d) \quad W_d = 0.1362$

Por lo tanto la armadura sera:

$$A_s = W_d * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Siendo:  $\left\{ \begin{array}{l} b = 875.00 \text{ [cm]} \\ d = 85.0 \text{ [cm]} \\ f_{cd} = 140.0 \text{ [Kg/cm}^2\text{]} \\ f_{yd} = 3652.2 \text{ [Kg/cm}^2\text{]} \\ W_d = 0.136 \end{array} \right.$

Por lo que:  $A_s = 388.225 \text{ [cm}^2\text{]}$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * d$$

Entonces:  $A_{s_{min}} = 133.875 \text{ [cm}^2\text{]}$

**$A_s = 388.225 \text{ [cm}^2\text{]}$**

Numero de fierros con diametros de:

Φ10= 10 →	AΦ10= 0.785 ▶	NoFe= 495.30	496 Barras	C/01.7 cm
<b>Φ12= 12 →</b>	<b>AΦ12= 1.131 ▶</b>	<b>NoFe= 344.27</b>	<b>345 Barras</b>	<b>C/02.5 cm</b>
Φ25= 25 →	AΦ25= 4.909 ▶	NoFe= 80.09	81 Barras	C/10.8 cm
Φ32= 32 →	AΦ32= 8.042 ▶	NoFe= 49.27	50 Barras	C/17.6 cm

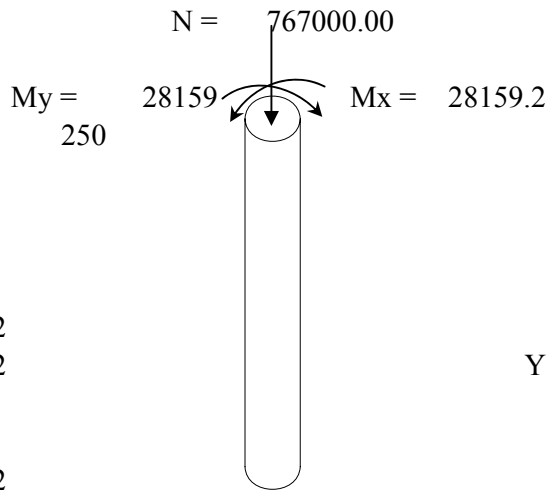
## DISEÑO DE LA COLUMNA

### CÁLCULO ESTRUCTURAL

#### DISEÑO A FLEXIÓN

#### DATOS GENERALES

D = 2.5 m  
 d = 1.5 m  
 N = 7.67E+05 Kg  
 Mx = 28159.17 Kg\*m  
 My = 28159.17 Kg\*m  
 fyk : 4200.0 Kg/cm<sup>2</sup>  
 fck : 210.0 Kg/cm<sup>2</sup>  
 r = 12.5 cm  
 t = 50 cm  
 fcd = 140 Kg/cm<sup>2</sup>  
 fyd = 3652 Kg/cm<sup>2</sup>  
 l = 10 m



Ace = 4.4 m<sup>2</sup>      2.66 m<sup>2</sup>

Comprobando que tipo de columna es:

	I <sub>ext</sub> = 1.9175 m <sup>4</sup>	A <sub>ext</sub> = 4.9 m <sup>2</sup>	
α = 2	I <sub>int</sub> = 0.2485 m <sup>4</sup>	A <sub>int</sub> = 1.8 m <sup>2</sup>	Radio de giro
l <sub>o</sub> = 20 m	I = 1.669 m <sup>4</sup>	A = 3.1 m <sup>2</sup>	r = 0.531 m <sup>2</sup>
l <sub>o</sub> = 2000 cm	I = 2E+08 cm <sup>4</sup>		

λ = 37.65      Como la esbeltez mecánica esta entre      35 ≤ λ ≤ 100      Columna larga

Mayoración de los esfuerzos:

Reducción de materiales

N = 1227200 Kg  
 Mx = 450546.7 Kg\*m  
 My = 450546.7 Kg\*m

$$f_{cd} = 0.90 \cdot \frac{f_{ck}}{15} = \text{fcd} = 140 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = \text{fyd} = 3652 \text{ Kg/cm}^2$$

Excentricidad de primer orden:

$$e = 36.713 \text{ cm}$$

Excentricidad por construcción:

$$e_c = 25 \text{ cm}$$

Excentricidad debido al pandeo (2 orden):

$$e_p = \left( 3 + \frac{fyd}{3500} \right) \frac{b + 20 \cdot e_o}{b + 10 \cdot e_o} \cdot \frac{l_o^2}{D} \cdot 10^{-4}$$

$$e_p = 17.23 \text{ cm}$$

$$e_t = 78.94 \text{ cm}$$

Determinación del momento de diseño:

$$M_d = N_d \cdot e_t = 1E+08 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

Determinando la capacidad mecánica:

$$U_c = f_{cd} \cdot D^2$$

$$U_c = 9E+06$$

Determinar los esfuerzos reducidos

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = 0.3$$

$$\mu = \frac{N_d \cdot e_t}{A_c \cdot D \cdot f_{cd}} = 0.09$$

Con los valores de esfuerzos reducidos y momentos reducidos se entra al ábaco en roseta para obtener la cuantíamecánica

$$\omega = 0.045$$

Determinar la capacidad mecánica de la armadura total

$$U_{total} = \omega \cdot U_c = 393750 \text{ Kg}$$

Determinar la armadura total de acero

$$A_{total} = \frac{U_{total}}{f_{yd}} = 107.81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adoptando un diámetro } \emptyset = 16 \text{ mm} \quad A = 2.011 \text{ cm}^2$$

$$\text{Se utilizara} = 55 \quad \emptyset \quad 16 \text{ mm} \quad \text{El espaciamiento sera} = 14 \text{ cm}$$

$$110.58 \text{ cm}^2 > 108 \text{ cm}^2 \text{ OK....}$$

### Armadura transversal (estribos)

El diámetro del estribo será:

$$\phi_{Estribo} \geq \left\{ \frac{1}{4} \cdot \phi \text{ de la armadura longitud} \right.$$

$$\text{Adoptando un diámetro } \emptyset = 8 \text{ mm}$$

$$8 \text{ mm} \geq 4 \text{ mm} \quad \text{OK....}$$

Determinar la armadura mínima

$$A_{st} = \frac{A_{ce} \cdot S}{\Pi \cdot d_e} = 4.17 \text{ cm}^2$$

Adoptando un diametro  $\varnothing = 8 \text{ mm}$                        $A = 1.005 \text{ cm}^2$

Se utilizara = 5                       $\varnothing 8 \text{ mm}$

5.17  $\text{cm}^2$                        $>$                       4.17  $\text{cm}^2$  **OK....**

La separación de los estribos puede ser según estas dos opciones:

**a)**  $S \leq \{b \text{ o } h \text{ (menor dim ension de la pieza)}$

**b)**  $S \leq \{15 * \phi \text{ de la armadura menor longitudin al}$

La separación la opción a es:

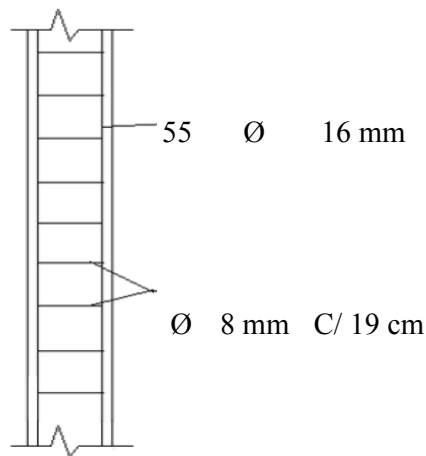
$$S \leq 250 \text{ cm}$$

La separación la opción b es:

$$S \leq 24 \text{ cm}$$

Asumir como S                      19 cm

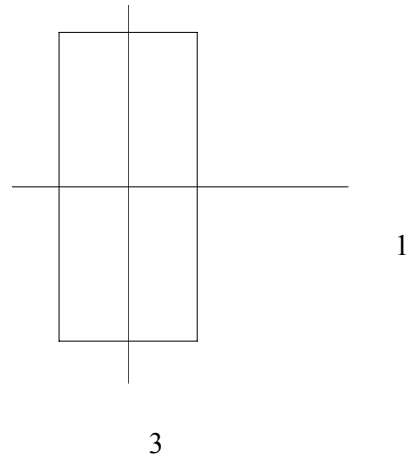
Detalle de la armadura:



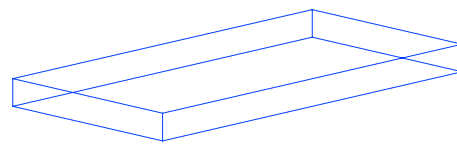
## Diseño de Losa Maciza

### Datos:

$f_{ck} = 210$  [Kg/cm<sup>2</sup>]  
 $f_{yk} = 4200$  [Kg/cm<sup>2</sup>]  
 $\gamma_s = 1.15$  Factor de minoracion Acero  
 $\gamma_c = 1.50$  Factor de minoracion Hormigon  
 $\gamma_f = 1.6$   
 $\gamma_{H^oA^o} = 2500$  [Kg/m<sup>3</sup>]  
 $b = 100$  cm  
 $h = 20$  cm Espesor de la Tapa  
 $r = 2.5$  cm



$f_{cd} = 140.00$  KN/cm<sup>2</sup>  
 $f_{yd} = 3652.17$  KN/cm<sup>2</sup>  
 De tabla  $w = 0.0018$   
 $\mu_{lim} = 0.251$   
 $e = 0.36$



### Momentos Paralelos en la dirección 1

	Superior	Inferior
$M_{max} =$	$d = 18$ cm	$d = 18$ cm
$M_{min} =$	$d_{min} = 13.24$ cm	$d_{min} = 15.83$ cm
	<b>dadop = 18 cm</b>	<b>dadop = 18 cm</b>

Momento reducido de cálculo:

$\mu_d = M_d / (b \cdot w \cdot d^2 \cdot f_{cd})$

$\mu_d = 0.0916$

$\mu_d = 0.1309$

de tabla  $w = 0.096$

de tabla  $w = 0.143$

$0.096 < 0.251$

$0.143 < 0.251$

$A_s = w \cdot b \cdot w \cdot d \cdot (f_{cd} / f_{yd})$   
 $A_s = 6.44$  cm<sup>2</sup>

$A_s = w \cdot b \cdot w \cdot d \cdot (f_{cd} / f_{yd})$   
 $A_s = 9.566$  cm<sup>2</sup>

$A_{s \min} = w_{\min} \cdot b \cdot w \cdot d$   
 $A_{s \min} = 3.15$  cm<sup>2</sup>

$A_{s \min} = w_{\min} \cdot b \cdot w \cdot d$   
 $A_{s \min} = 3.15$  cm<sup>2</sup>

Adoptando = 6.44

Adoptando = 9.566

### Armadura a utilizar

f=mm	10	12
Area=cm <sup>2</sup>	0.785	1.131
N=	8.204	5.694
Nadoptado=	9	6

c/

11

f=mm	10	12
Area=cm <sup>2</sup>	0.785	1.131
N=	12.186	8.458
Nadoptado=	13	9

c/

11

<b>Verificando :</b>		
N	9	6
Área p	7.065	6.786
<b>Área total :</b>		6.786

$$6.786 > 6.440$$

**Cumple la primera condición**

**Momentos Paralelos en la dirección 3**

$$M_{max} = 1039410 \text{ KN*cm}$$

$$M_{min} = 630930 \text{ KN*cm}$$

Momento reducido de calculo:  
 $\mu_d = M_d / (b_w * d * d * f_{cd})$

$$\mu_d = 0.1856$$

de tabla  $w = 0.18$

$$0.180 < \mathbf{0.251}$$

$$A_s = w * b_w * d * (f_{cd} / f_{yd})$$

$$A_s = 13.80 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = w_{\text{min}} * b_w * d$$

$$A_{s \text{ min}} = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adoptando} = 13.8$$

**Armadura a utilizar**

f=mm	10	12
Area=cm2	0.785	1.131
N=	17.580	12.202
Nadoptado=	18	13
<b>Verificando :</b>		
N	18	13
Area p	14.13	14.703
<b>Area total :</b>		14.703

$$14.703 > 13.800$$

**Cumple la primera condición**

c/

8

<b>Verificando :</b>		
N	13	9
Área p	10.205	10.179
<b>Área total :</b>		10.205

$$10.205 > 9.566$$

**Cumple la primera condición**

Superior

$$d = 18 \text{ cm cm}$$

$$d_{\text{mín}} = 21.54 \text{ cm}$$

$$d_{\text{adop}} = 20 \text{ cm}$$

Inferior

$$d = 18 \text{ cm cm}$$

$$d_{\text{mín}} = 16.78 \text{ cm}$$

$$d_{\text{adop}} = 20 \text{ cm}$$

$$\mu_d = 0.1127$$

de tabla  $w = 0.15$

$$0.150 < \mathbf{0.251}$$

$$A_s = w * b_w * d * (f_{cd} / f_{yd})$$

$$A_s = 11.500 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = w_{\text{min}} * b_w * d$$

$$A_{s \text{ min}} = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adoptando} = 11.5$$

f=mm	10	12
Area=cm2	0.785	1.131
N=	14.650	10.168
Nadoptado=	15	11
<b>Verificando :</b>		
N	15	11
Area p	11.775	12.441
<b>Area total :</b>		11.775

$$11.775 > 11.500$$

**Cumple la primera condición**

c/

9

## **CAPÍTULO IV**

**CÓMPUTOS MÉTRICOS**

**CONSTRUCCIÓN DE TANQUE ELEVADO**

Item	DESCRIPCIÓN	Unid	Largo m	Alto m	Ancho m	Part gual	Cantid. Parcial	Cantid. Sub-total
1	INSTALACIÓN DE FAENAS	glb						1
				1		1	1	
2	LETRERO DE OBRAS	PZA.						1
				1		1	1	
3	REPLANTEO Y TRAZADO	M2						100
			10		10	1	100	
4	EXCAVACIÓN (0-2 M.) S. SEMIDURO	M3						153.13
			8.75	2	8.75	1	153.13	
5	HORMIGÓN POBRE (LIMPIEZA)	m³						15.31
			8.75	0.2	8.75	1	15.31	
6	ACERO ESTRUCTURAL	kg						12530.5
	COLUMNA DE H°A°		2612			1	2612	
	ZAPATA H°A°		4886.5			1	4886.5	
	TAPA H°A°		4167			1	4167	
	BASE TANQUE H°A°		865			1	865	
							0	
7	ZAPATAS DE H° A°	M3						76.56
			8.75	1	8.75	1	76.56	
							0	
							0	
							0	
8	COLUMNAS DE H° A°	M3						46.31
			3.04	10	1.525	1	46.31	
							0	
9	H° A° LOSAS BASE (TANQUE DE AGUA)	M3						1.41
			2.36	0.2	3	1	1.41	
							0	
10	H° A° LOSA TAPA (TANQUE DE AGUA)	M3						17.19
			10.46	0.2	8.22	1	17.19	
							0	
11	HOPO TANQUE DE AGUA (INCLUYE ACCES)	M3						32.25
			10	0.62	0.64	1	3.97	
			10	0.435	6.5	1	28.28	
12	CAMARA DE H° C° (0.40*0.40*0.45)	PZA.						1
			1			1	1	
13	ESCALERA METÁLICA	m						17.5
			17.5			1	17.5	

**CÓMPUTOS MÉTRICOS**

**CONSTRUCCIÓN DE TANQUE ELEVADO**

Item	DESCRIPCIÓN	Unid	Largo m	Alto m	Ancho m	° Part gual	Cantid. Parcial	Cantid. Sub-total
14	PROV. Y TENDIDO TUBERÍA F.G. D= 4"	ML.						52.2
	Entrada		21			1	21	
	Salida		11.7			1	11.7	
	excedente y limpieza		19.5			1	19.5	
							0	
15	PROVISIÓN Y COLOCADO DE CODOS D=4"	pza						8
			8			1	8	
							0	
16	PROV. Y COLOC. DE CUPLA DE F.G. D=4"	pza						6
			6			1	6	
17	PROV. Y COLOC. DE T DE F.G. D=4"	pza						4
			4			1	4	
18	PROV. Y COLOC. DE U.U. DE F.G. D=4"	pza						2
			2			1	2	
19	PROV. Y COLOC. DE LLAVE DE PASO DE D	pza						2
			2			1	2	
20	LIMPIEZA Y RETIRO DE ESCOMBROS	glb						1
	PISO		1			1	1	

FORMULARIO

PRESUPUESTO POR ÍTEMES Y GENERAL DE LA OBRA

(En Bolivianos)

**CONSTRUCCIÓN TANQUE ELEVADO B. EL CONSTRUCTOR**

Volumenes de obra requeridos por la entidad convocante (Información que debe ser registrada por la entidad convocante)				Presupuesto (Costo propuesto por el proponente según los ítems de volumen de obra requeridos)		
Item	Descripción por Ítemes	Unidad	Cantidad	Precio Unitario (Numeral)	Precio Unitario (literal)	Precio Total (Numeral)
1	INSTALACIÓN DE FAENAS	glb	1	4219.79	CUATRO MIL DOSCIENTOS DIECINUEVE 79/100	4219.79
2	LETRERO DE OBRAS	PZA.	1	1225.8	UN MIL DOSCIENTOS VEINTICINCO 80/100	1225.8
3	REPLANTEO Y TRAZADO	M2	100	8.06	OCHO 06/100	806
4	EXCAVACIÓN (0-2 M.) S. SEMIDURO	M3	153.13	90.54	NOVENTA 54/100	13864.39
5	HORMIGÓN POBRE (LIMPIEZA)	m³	13.13	1141.84	UN MIL CIENTO CUARENTA Y UNO 84/100	14992.36
6	ACERO ESTRUCTURAL	kg	12530.5	17.19	DIECISIETE 19/100	215399.3
7	ZAPATAS DE H° A°	M3	76.56	2845.49	DOS MIL OCHOCIENTOS CUARENTA Y CINCO 49/100	217850.71
8	COLUMNAS DE H° A°	M3	46.31	4577.24	CUATRO MIL QUINIENTOS SETENTA Y SIETE 24/100	211971.98
9	H° A° LOSAS BASE (TANQUE DE AGUA)	M3	1.41	4031.38	CUATRO MIL TREINTA Y UNO 38/100	5684.25
10	H° A° LOSA TAPA (TANQUE DE AGUA)	M3	17.19	4088.16	CUATRO MIL OCHENTA Y OCHO 16/100	70275.47
11	HOPO TANQUE DE AGUA (INCLUYE ACCESORIOS)	M3	32.25	10226.32	DIEZ MIL DOSCIENTOS VEINTISEIS 32/100	329798.82
12	CAMARA DE H° C° (0.40*0.40*0.45)	PZA.	1	927.6	NOVECIENTOS VEINTISIETE 60/100	927.6
13	ESCALERA METALICA	m	17.5	283.95	DOSCIENTOS OCHENTA Y TRES 95/100	4969.13
14	PROV. Y TENDIDO TUBERIA F.G. D= 4"	ML.	52.2	161.88	CIENTO SESENTA Y UNO 88/100	8450.14
15	PROVISIÓN Y COLOCADO DE CODOS D=4"	pza	8	236.03	DOSCIENTOS TREINTA Y SEIS 03/100	1888.24
16	PROV. Y COLOC. DE CUPLA DE F.G. D=4"	pza	6	161.1	CIENTO SESENTA Y UNO 10/100	966.6
17	PROV. Y COLOC. DE T DE F.G. D=4"	pza	4	190.32	CIENTO NOVENTA 32/100	761.28
18	PROV. Y COLOC. DE U.U. DE F.G. D=4"	pza	2	248.78	DOSCIENTOS CUARENTA Y OCHO 78/100	497.56
19	PROV. Y COLOC. DE LLAVE DE PASO DE D=4" DE F.G.	pza	2	350.71	TRESCIENTOS CINCUENTA 71/100	701.42
20	LIMPIEZA Y RETIRO DE ESCOMBROS	glb	1	2520.87	DOS MIL QUINIENTOS VEINTE 87/100	2520.87

TOTAL EN Bs.: 1107771.71

SON: UN MILLON CIENTO SIETE MIL SETECIENTOS SETENTA Y UNO 71/100

## **CAPÍTULO V**

## 5.1.- CONCLUSIONES

Una vez terminado el estudio del proyecto se podría decir que se cumplió con el objetivo trazado para el presente proyecto, llegando a las siguientes conclusiones:

- La subdivisión de etapas en el proyecto ayuda manejo más ordenado de la información.
- Se pudo determinar los parámetros de diseño:
  - Población beneficiaria, para determinar el volumen necesario para el reservorio.
  - Modelo estructural del reservorio.
  - Determinación de cargas en las paredes debido al viento, presión de agua.
  - Capacidad portante del terreno, para el diseño estructural de la fundación.

La modelización de la estructura se lo realizó en el software estructural RAM advance 9, es un programa versátil de fácil comprensión y se adecua al requerimiento del proyecto.

Realizado el análisis estructural se pudo proseguir con:

Desarrollo del análisis de precio unitario

Cómputos métricos

Elaboración del presupuesto general

Planos a detalle de:

Zapata

Columna

Anclajes

Por último se concluye que este tipo de estructuras es el idóneo para los reservorios de agua, o cualquier otro líquido, en nuestro medio se lo podría construir.

## **5.2.-RECOMENDACIONES**

Como recomendación para poder encarar un proyecto nuevamente se detalla lo siguiente:

Tener mucho cuidado con la determinación de la cantidad de beneficiarios a abastecer el proyecto.

Tomar en cuenta el lugar de emplazamiento de la obra para poder cubrir el requerimiento en el momento de distribución del agua.

Realizar el estudio de suelos para la determinación de la capacidad portante del terreno.

El personal a utilizar para la construcción del tanque elevado tiene que tener ciertas características, tanto en capacidad como en experiencia en este tipo de proyecto.

Los materiales a usarse deben de ser de buena calidad.

El personal que realice el andamiaje par la construcción debe estar capacitado, tanto en normas de seguridad en construcción.

En las partes metálicas es conveniente que siempre cierto tiempo se lo haga un mantenimiento para que los mismos duren por el tiempo esperado.