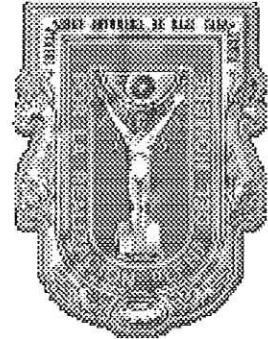


Universidad Autónoma de Baja California
Facultad de Ingeniería
Unidad Ensenada



Obra de toma con tubería de presión en una presa de
almacenamiento

Tesis

Que para obtener el Título de
Ingeniero Civil

Presenta
Aurora Marina Castro Pérez

Ensenada, Baja California

Diciembre 2001

OBRA DE TOMA CON TUBERIA DE PRESION EN UNA PRESA DE
ALMACENAMIENTO

TESIS

QUE PRESENTA

AURORA MARINA CASTRO PEREZ

APROBADA POR:



Ing. Joel Hernández Blanket
Presidente del Jurado.



Ing. Pablo A. Rousseau Figueroa
Sinodal Propietario



Ing. Héctor Ayón Ramírez
Sinodal Propietario



Ing. Gustavo Morales Nava
Sinodal Propietario

DEDICATORIA

A Dios,
A mis Papás,
A mis hermanos
Gracias por su amor.

AGRADECIMIENTOS

Le doy mi más sincero agradecimiento al Ing. Joel Hernández Blanket, por su valiosísimo apoyo durante toda mi carrera. A mis sinodales Ing. Pablo Rousseau, Ing. Gustavo Morales e Ing. Héctor Ayón por compartirme sus conocimientos. A todos mis maestros por sus enseñanzas.

INDICE

	Pág.
Introducción.	1
Antecedentes.	3
Objetivo.	7

CAPITULO I

Obras de toma en presas de almacenamiento.	8
Factores para la elección de la obra de toma.	10
Funcionamiento hidráulico de las obras de toma.	11
Normas generales para el diseño de obras de toma.	12
Datos para el cálculo de obras de toma con tubería de presión.	14
Cálculo hidráulico para obras de toma con tubería de presión.	15
Conclusiones.	34
Anexos.	
Tabla de coeficientes de derrame o gasto.	
Bibliografía.	

INTRODUCCION

El agua se controla y regula para cumplir con varios propósitos. El control de las avenidas, el drenaje de los terrenos, el sistema de agua potable, el alcantarillado y la eliminación de aguas negras o residuales son ejemplos de la aplicación de la Ingeniería para el control del agua de manera que este líquido no cause daños materiales o humanos.

Por lo tanto el desarrollo y aprovechamiento de los recursos hidráulicos requiere de la concepción, planeación, diseño, construcción y operación de instalaciones para controlar y utilizar el agua. Cada proyecto estará constituido por únicas y especiales condiciones físicas a las cuales deberá adaptarse y por lo tanto los problemas derivados de las mismas deberán resolverse por medio de una aplicación integrada del conocimiento fundamental de muchas disciplinas.

Una de las más importantes obras hidráulicas la representan las presas, en las cuales se construyen obras para dar salida a sus aguas, con el objeto de que éstas puedan extraerse del vaso cuando sea necesario y puedan descargarse al cauce debajo de la presa o ser transportadas por tuberías y canales a un puntos distantes. Estas obras son las llamadas "obras de toma" y sirven el propósito de extracción para los diversos tipos de aprovechamiento hidráulico

como puede ser riego, abastecimiento de agua para comunidades o industrias, generación de energía, etc.

En el presente trabajo se hablará en forma general de los diversos tipos de obras de toma y se realizará el cálculo hidráulico de una de ellas.

ANTECEDENTES

Las obras de toma son el conjunto de estructuras que se construyen con el objeto de extraer agua en forma controlada y así poder utilizarla con el fin para el cual se proyectó su aprovechamiento, es decir sirven para regular o dar salida al agua almacenada en una presa. Pueden dejar salir las aportaciones de forma gradual, como en el caso de una presa reguladora; derivar los volúmenes recibidos a canales, tuberías, o plantas de bombeo como en el caso de una presa derivadora; o dar salida al agua con gastos que dependen de las necesidades aguas abajo de la presa; de las necesidades de evacuación; o de la combinación de necesidades múltiples.

Las estructuras de las obras de toma pueden clasificarse de acuerdo con su objeto; con su distribución física y estructural, o con su operación hidráulica. Por ejemplo las que descargan directamente en el río se pueden llamar con salida al río; las que descargan en un canal se pueden clasificar como de salida a un canal; y las que descargan en una tubería cerrada pueden llamarse con salida a una tubería forzada. Las obras de toma se pueden describir según consistan en un cauce formado por un canal abierto o por un conducto cerrado, o cuando el cauce está formado por un conducto cerrado colocado dentro de un corte y luego cubierto o por un túnel. Las obras de tomas también se pueden clasificar de acuerdo con su operación hidráulica, con respecto a que tengan o no compuertas;

cuando tienen un conducto cerrado, si trabaja éste a presión en parte, o como canal abierto en toda su longitud.

En algunos casos, se puede usar la obra de toma en lugar de un vertedor de servicio, en combinación con un vertedor auxiliar o secundario. En este caso, se puede modificar la instalación usual de las obras de toma para poder derivar una cantidad, de manera que la estructura pueda servir al mismo tiempo como obra de toma y como vertedor.

Las obras de toma pueden tambien funcionar como reguladoras, para dar salida a aguas temporalmente almacenadas en el espacio destinado al control de las avenidas, o para dejar salir el agua con anticipación a la llegada de las avenidas. Además, pueden servir para vaciar el vaso para hacer inspecciones, para hacer reparaciones indispensables, o para mantener el paramento mojado de la presa u otras estructuras normalmente inundadas.

Los controles de las obras de toma se proyectan para dar paso al agua en gastos especificados, según lo dicten las necesidades de aguas abajo, el control de la regulación de las avenidas, o los requisitos legales. La evacuación de las aguas almacenadas en los espacios correspondientes a los almacenamientos de control de avenidas de un vaso, se puede obtener por un vertedor de compuertas a los niveles más elevados del vaso o por una toma cuando los niveles son menores. Para vaciar el vaso, para inspeccionarlo o repararlo, el volumen del agua que se va a evacuar y

el periodo disponible para hacerlo pueden determinar las condiciones para establecer la capacidad mínima de la salida. Con frecuencia se pueden utilizar las obras de toma, un conducto enterrado o un túnel para derivar el gasto del río durante el periodo de construcción, evitando así la necesidad de instalaciones adicionales con ese objeto. El tamaño de la estructura de la toma necesaria para ese objeto, en vez del ordinario, puede determinar la capacidad final de la obra de toma.

El establecimiento del nivel de la toma y el de las elevaciones de los controles de las salidas y de los medios de conducción en relación con los niveles almacenamiento en el vaso, dependen de muchas circunstancias. En primer lugar, con objeto de obtener la capacidad de descarga necesaria, la toma debe colocarse a una distancia mínima abajo del nivel de operación del vaso, para poder disponer de la carga necesaria para la circulación en la obra de toma.

Las obras de toma para las presas pequeñas de almacenamiento se construyen cerca del nivel del cauce generalmente, porque normalmente no se dispone de un almacenamiento permanente, excepto para la retención de limo.

La forma que puede tener una obra determinada puede estar influida por varias condiciones que provienen de los requisitos hidráulicos, a la adaptabilidad del lugar y a la relación recíproca entre la obra de toma y los procedimientos de construcción, y a otras construcciones auxiliares del aprovechamiento. Así, una obra de toma que conduzca

a un canal elevado o a una tubería cerrada puede diferir de una que descargue al río. De la misma manera, en un proyecto en el que la obra de toma se utilice para la derivación, la forma de ésta puede ser diferente de la empleada cuando la derivación se lleva a cabo por otros medios. En algunos casos, la proximidad del vertedor puede permitir la combinación de algunos de los componentes del vertedor y de la obra de toma, formando una sola estructura. La topografía y la geología de un lugar pueden tener una gran influencia en la selección del sistema. Algunos lugares pueden resultar adecuados para construir un conducto enterrado para la obra de toma, mientras que en otros, se puede utilizar tanto una estructura de éstas como un túnel. Cuando la geología de la cimentación es desfavorable, como las capas gruesas de materiales sueltos o de roca de calidad inferior, puede impedir la selección de un sistema en el que se emplee un túnel.

OBJETIVO

Diseñar hidráulicamente una obra de toma con tubería de presión para una presa de almacenamiento, esto con el fin de dotar de agua potable a una comunidad.

CAPITULO 1

OBRAS DE TOMA EN PRESAS DE ALMACENAMIENTO

En el caso de las presas de almacenamiento, la función de la obra de toma depende de los objetivos del almacenamiento, y es así como se tienen tomas para generación de energía eléctrica, riego, dotación de agua potable, como auxiliares en el control de avenidas, desvío de corrientes durante la construcción y como desague para el vaciado rápido del vaso.

Los tipos de obras de toma más utilizados son: con torre, con lumbrera, y con tubería a presión.

OBRA DE TOMA CON TORRE: Generalmente en las presas flexibles como son las de tierra o enrocamiento, hay necesidad de hacer pasar el conducto de la toma a través la cortina; es entonces muy conveniente instalar una o más torres de toma en el vaso, debido a que la mayoría de las veces los taludes aguas arriba de la cortina son muy tendidos y resulta más difícil la operación de los mecanismos de control que el caso de taludes verticales. Las formas que pueden adoptarse en las torres de toma son muy variadas, se pueden construir con columnas colocando una plataforma en la parte superior para la instalación de los malacates; pueden ser de forma rectangular en su sección transversal o construirse en forma de prismas de varias

caras, colocando entre ellas las rejillas. Las torres de toma generalmente están en comunicación con la corona de la cortina, mediante puentes que pueden ser de acero o bien de concreto reforzado. Dentro del cuerpo de las torres se hacen pasar los tubos para la ventilación de las compuertas o válvulas, cuando esta se requiera.

OBRA DE TOMA CON LUMBRERA: En este tipo de toma la función de la lumbrera es semejante a la de la torres, es decir sirve para colocar en ella las compuertas de servicio y emergencia y en la caseta de operación que va sobre la lumbrera se colocan los mecanismos para operar las compuertas, la diferencia con la torre es que la lumbrera va excavada en una de las laderas de la boquilla y localizada lo más cerca de la corona de la cortina o con fácil acceso con lo cual se evita el puente.

OBRA DE TOMA CON TUBERIA DE PRESION: Este tipo de obra consta de una rejilla adosada al cuerpo de la cortina que conecta con la tubería de acero, la cual conduce el agua a la caseta de operación donde es controlada por medio de válvulas de mariposa. La descarga al canal de conducción se lleva a cabo por medio de una estructura amortiguadora a base de un tanque de reposo con su pantalla y escala de gastos. En esta obra el canal de acceso y la rejilla funcionan igual que en las obras con lumbrera y con torre, con la

diferencia que desde las rejillas hasta las válvulas la tubería trabaja a presión. Las válvulas de emergencia se colocan en la galería de válvulas, con objeto de poder aislar la tubería, a la salida en la tubería de presión se colocan generalmente válvulas de servicio que pueden ser de aguja o de mariposa.

FACTORES PARA ELECCION DE UNA OBRA DE TOMA

Los factores que influyen en la elección del tipo de obra de toma son los siguientes:

TOPOGRAFIA

La topografía de la boquilla es uno de los factores más importantes que influyen en la elección del tipo de obra de toma que deba usarse, ya que de las condiciones topográficas dependerá la descarga de la toma; directamente al río y utilizando una presa derivadora agua abajo, o puede hacerse directamente al canal de conducción como se indica en los tipos de obra de toma en cortinas de mampostería. Para la localización de la obra de toma se contará con la elevación del umbral y con la elevación de la descarga y se procurará ligar ambas elevaciones por medio de una línea lo mas corta posible, para que el proyecto sea económico.

TIPO DE CORTINA

Otro de los factores determinantes para elegir un tipo de obra de toma es el tipo de cortina. En las de concreto o mampostería se

proyectan las obras de toma con conductos o tuberías a través de la cortina y en algunos casos coincidiendo con la sección vertedora para utilizar una descarga común para el vertedor y la toma. Si la cortina es de materiales graduados se deberá pensar en varias soluciones acordes con la Geología de la boquilla y tratar de adoptar un tipo de obra que incluya túneles en las laderas de la boquilla, o en conductos excavados por debajo de las cortinas si éstos resultan más convenientes.

FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO DE LAS OBRAS DE TOMA

El estudio del funcionamiento hidráulico de la obra de toma se hace con el objeto de determinar las dimensiones de los distintos elementos que en ella intervienen como son: el tamaño de las rejillas, el diámetro del conducto o túneles, etc.

El estudio hidráulico de una obra de toma tiene mayor o menor importancia según el tipo de ésta; por ejemplo en una presa gravedad, de arco o de machones, en donde la toma generalmente se aloja a través de la cortina, el estudio es básicamente encontrar el valor de las pérdidas de carga por las rejillas y válvulas; en cambio cuando el tipo de toma está constituido por un conducto de gran longitud, con transiciones, bifurcaciones, etc., el estudio es más complicado, pues además de conocer las diferentes pérdidas de carga, es necesario conocer el régimen dentro del conducto cuando

los mecanismos de control operan bajo diferentes cargas. El estudio es importante en el caso de aprovechamiento para riego, ya que es necesario que el agua entre al canal de conducción con régimen tranquilo y como por lo general el conducto trabaja con régimen rápido, habrá necesidad de construir un tanque amortiguador para producir el salto hidráulico y así disipar la energía.

Cuando el conducto de la toma está constituido por tuberías, el diámetro de éstas queda determinado, aparte de los requisitos hidráulicos, por un estudio económico que sobre esto se haga; pues a menor diámetro se tienen mayores pérdidas.

NORMAS GENERALES PARA EL DISEÑO DE OBRAS DE TOMA

El umbral del conducto de la toma en una presa de almacenamiento, debe localizarse a una cota tal que sea superior a la cota que nos dé la capacidad para azolves; esto tiene cierta elasticidad puesto que en un vaso de almacenamiento los azolves no se depositan en capas horizontales, sino que lo hacen en capas más o menos paralelas al fondo del vaso. Cuando éste es de gran área, los depósitos de azolves se hacen en mayor proporción a la llegada de la corriente del vaso, y en esos caso la cota del umbral de la toma se localiza abajo del nivel de la capacidad de azolves.

El primer paso para hacer el cálculo hidráulico de una obra de toma es conocer el valor del gasto. En muy pocos casos el gasto de

extracción en presas de almacenamiento es constante y, en todo caso la obra de toma se proyectará para el gasto máximo de extracción.

Otro dato necesario para el cálculo es la elevación a que se vaya a hacer la descarga. Cuando ésta se hace al cauce del río, el nivel de ella, a la salida de la toma, deberá localizarse un poco arriba del nivel del tirante máximo en el río.

Conocidos el gasto y la elevación a la salida de la toma, falta determinar la carga bajo la cual hay que calcular ésta. Generalmente la toma trabajará bajo cargas variables, debiendo hacerse su diseño con una carga mínima.

Una vez conocida la carga mínima, para dar el gasto requerido en la toma, se procederá a calcular la serie de pérdidas que se originan en la toma y las cuales variarán de acuerdo con el tipo de ésta. La suma de todas las pérdidas a la salida de la toma, más la carga de velocidad, deberá ser cuando menos igual a la carga que nos de el nivel mínimo de operación.

Cuando el nivel del agua en el vaso baje del nivel que determina la carga mínima, para extraer el gasto máximo, se podrá seguir extrayendo agua del vaso, pero el gasto irá disminuyendo a medida que disminuya la carga. El gasto será nulo cuando el nivel del agua en el vaso baje del nivel de la plantilla de la toma.

Cuando el nivel del agua en el vaso suba de la altura mínima que da el gasto máximo, será entonces necesario regular el gasto mediante el cierre parcial de los mecanismos de control de la toma. En este

caso el cálculo hidráulico determinará las aberturas de compuertas, así como tirantes y velocidades a lo largo del conducto.

DATOS NECESARIOS PARA EL CALCULO HIDRAULICO DE LA OBRA DE TOMA CON TUBERIA DE PRESION

Los datos que se deben tener en cuenta para el cálculo hidráulico son los siguientes:

1. Almacenamiento total del vaso, en m^3
2. Capacidad de azolves, en m^3
3. Capacidad útil, en m^3
4. Almacenamiento mínimo del vaso, en m^3
5. Elevación del agua correspondiente a la capac. de azolves, en m.
6. Elevación del agua correspondiente a la capacidad mínima, en m.
7. Elevación del agua correspondiente al embalse normal, en m.
8. Elevación de las aguas máximas extraordinarias, en m.
9. Desnivel mínimo, en m.
10. Densivel máximo, en m.
11. Gasto normal de la obra de toma en $m^3/seg.$

CALCULO HIDRAULICO DE LA OBRA DE TOMA CON TUBERIA DE PRESION

DATOS DE LA PRESA:

CAPACIDAD TOTAL	6,857,866 m ³
CAPACIDAD PAR AZOLVES	200,000 m ³
CAPACIDAD UTIL	6,657,866 m ³
CAPACIDA MINIMA	865,787 m ³
CAPACIDAD MINIMA	3, 130,222 m ³
ELEVACION DE EMBALSE MINIMO	14.20 m
ELEVACION DE AZOLVES	10.65 m
NAME	25.23 m
CARGA MINIMA	3.55 m
CARGA MAXIMA	14.58 m
GASTO NORMAL DE LA TOMA	2.50 m ³ /seg

- I. Se supone un diámetro de tubería y se calculan todas las pérdidas de carga con el gasto nomal de extracción, posteriormente a la elevación del almacenamiento mínimo se le resta la suma de todas las pérdidas, con lo que se obtiene la elevación del agua en el tanque de reposo.

En este caso se propuso un diámetro de 30" (76.2 cm).

CALCULO DE LAS PERDIDAS DE CARGA

1. Cálculo de las pérdidas de carga por rejilla.

Se supuso el valor de 0.10 m.

$$h_r = 0.10 \text{ m}$$

2. Cálculo de pérdida por entrada a la tubería.

Utilizando la fórmula:

$$h_e = k v^2 / 2g$$

$k = 0.23$ esta constante se utiliza para entradas con aristas ligeramente redondeadas.

$$D = 76.2 \text{ cm.}$$

$$A = \pi D^2 / 4$$

$$A = (3.1416 \times 0.762^2) / 4$$

$$A = 0.4560 \text{ m}^2$$

$$V = Q / A$$

$$V = 2.50 / 0.4560$$

$$V = 5.48 \text{ m/seg}$$

Sustituyendo valores en la ecuación

$$h_e = 0.23 (5.48201^2 / 19.62)$$

$$h_e = 0.3523 \text{ m.}$$

3. Cálculo de pérdida de carga por fricción.

Utilizando la fórmula de Hazen-Williams

$$S = (v / 0.84918 c r^{0.63})^{1.8518}$$

r = radio hidráulico

$$r = D / 4$$

$$r = 0.762 / 4$$

$$r = 0.1905 \text{ m.}$$

c= 100 para tuberías de acero

Sustituyendo valores

$$S = [5.48201 / (0.84918 \times 100 \times 0.1905^{0.63})]^{1.8518}$$

$$S = 0.0432 \text{ por unidad de longitud de la tubería}$$

$$L = 17 \text{ m.}$$

Por lo tanto

$$hf = SL = 0.0432 \times 17 \text{ m.}$$

$$\mathbf{hf = 0.7358 \text{ m.}}$$

4. Cálculo de pérdida de carga por válvulas

Utilizando las tablas de la SARH, se encuentra que la longitud de tubería equivalente para una válvula de compuerta y ésta se multiplica por la pérdida unitaria determinada en el cálculo anterior

En este caso la obra tiene una válvula de mariposa

$$L = 5 \text{ m. de longitud de tubería equivalente}$$

$$hv = SL$$

$$hv = 0.04328 \times 5$$

$$h_v = 0.2164 \text{ m}$$

5. Cálculo de pérdida de carga por codo de 90°

Se determina la longitud de tubería equivalente (tablas de SARH), y la pérdida de carga se calcula igualmente.

$$h_c = S_L$$

$$L = 19 \text{ m longitud equivalente}$$

$$h_c = 0.04328 \times 19$$

$$h_c = 0.8224 \text{ m.}$$

6. Cálculo de pérdida de carga por salida o expansión brusca

$$h_s = (v_1 - v_2)^2 / 2g$$

v_1 = velocidad del flujo en la tubería.

v_2 = velocidad del flujo en el tanque amortiguador.

$$v_1 = 5.4820 \text{ m / seg}$$

$$v_2 = Q / A$$

$$v_2 = 2.50 / (2.5 \times 2.5)$$

$$v_2 = 0.400 \text{ m /seg}$$

Sustituyendo valores

$$h_s = ((5.4820 - 0.400) / 19.62$$

$$h_s = 1.3164 \text{ m}$$

Se determina la suma de todas las pérdidas

0.10

0.353

0.73580

0.2164

0.8224

1.3164

3.5440

3.544 m. < 3.55 m.

Se calcula la elevación del agua en el tanque amortiguador

Elev. del agua en el tanque amortiguador = nivel mín. - Σh

Nivel mínimo de operación = 14.20 m.

Σh = 3.544 m.

Elev. agua en tanque amortiguador 10.656 m.

Se calcula la elevación en el tanque de reposo, después de la pantalla para determinar la elevación de la cresta del vertedor.

La pantalla se construye con el objetivo de reducir la energía del agua, para que pase con régimen tranquilo al tanque de reposo y pueda controlarse el gasto en el vertedor.

Utilizando la fórmula

$$H_p = Q^2 / (C_1 A_1 + C_2 A_2)^2 2g$$

La pantalla consta de una serie de orificios iguales, y la suma de sus áreas es A_1 , está despegada del piso del tanque de reposo formando un orificio de área denominado A_2 .

En este caso la pantalla está formada por 4 filas de 7 orificios de 20 cm. cada uno

L = espesor del orificio

P = perímetro del orificio

$$L = 0.20 \text{ m.}$$

$$A_1 = (28 \times 0.2 \times 0.2) = 1.120 \text{ m}^2$$

$$A_2 = (0.50 \times 2.50) = 1.25 \text{ m}^2$$

$$P_1 = 4 \times 0.20 = 0.80 \text{ m.}$$

$$P_2 = 2 (0.50 + 2.50) = 6.00 \text{ m.}$$

$$L / P_1 = 0.20 / 0.80 = 0.250$$

$$L / P_2 = 0.20 / 6.00 = 0.0333$$

C_1 y C_2 Estos coeficientes se obtienen del manual de H. King

$$C_1 = 0.7750$$

$$C_2 = 0.6167$$

$$C_1 A_1 = 0.775 \times 1.12 = 0.868 \text{ m}^2$$

$$C_2 A_2 = 0.6167 \times 1.25 = 0.7708 \text{ m}^2$$

Sustituyendo valores

$$H_p = 2.5^2 / [(0.868 + 0.7708)^2 \cdot 19.62]$$

$$H_p = 0.1186 \text{ m.}$$

Para calcular la elevación del agua en el tanque de reposo se le resta a la elevación del agua en el tanque amortiguador la pérdida por la pantalla, quedando de la siguiente manera:

$$\text{Elevación del agua en tanque de reposo} = 10.656\text{m} - 0.1186\text{m}$$

$$\text{Elevación del agua en tanque de reposo} = 10.5374 \text{ m.}$$

Se calcula la carga sobre el vertedor para el gasto normal de 2.50 m³ / seg, considerando la velocidad de llegada.

Empleando la fórmula para vertedores de cresta delgada

$$Q = 1.78 L H^{1.47} [1 + 0.56 (H / d)^2]$$

$$d = P + H \quad \text{suponiendo a } P = 1.50 \text{ m.}$$

$$d = 1.5 + H$$

$$L = 2.50 \text{ m.}$$

Para resolver esta fórmula se realizan tanteos, dándole valores a "H" hasta obtener "Q", que en nuestro caso tiene el valor de 2.5.

H	$H^{1.47}$	D	H/D	$1+0.56(H/D)^2$	$1.78 LH^{1.47}$	Q (m ³ /seg.)
0.500000	0.36098	2.00000	0.25000	1.03500	1.60637	1.66259
0.520000	0.38241	2.02000	0.25743	1.03711	1.70171	1.76486
0.530000	0.39327	2.03000	0.26108	1.03817	1.75003	1.81683
0.540000	0.40422	2.04000	0.26471	1.03924	1.79878	1.86937
0.550000	0.41527	2.05000	0.26829	1.04031	1.84796	1.92245
0.560000	0.42642	2.06000	0.27184	1.04138	1.89756	1.97609
0.570000	0.43766	2.07000	0.27536	1.04246	1.94758	2.03028
0.580000	0.44899	2.08000	0.27885	1.04354	1.99802	2.08502
0.590000	0.46042	2.09000	0.28230	1.04463	2.04886	2.14030
0.600000	0.47194	2.10000	0.28571	1.04571	2.10011	2.19612
0.610000	0.48354	2.11000	0.28910	1.04680	2.15177	2.25248
0.620000	0.49524	2.12000	0.29245	1.04790	2.20382	2.30937
0.630000	0.50703	2.13000	0.29577	1.04899	2.25627	2.36680
0.640000	0.51890	2.14000	0.29907	1.05009	2.30911	2.42476
0.650000	0.53086	2.15000	0.30233	1.05118	2.36234	2.48326
0.651000	0.53206	2.15100	0.30265	1.05129	2.36769	2.48913
0.652000	0.53327	2.15200	0.30297	1.05140	2.37303	2.49502
0.652100	0.53339	2.15210	0.30301	1.05142	2.37357	2.49561
0.652200	0.53351	2.15220	0.30304	1.05143	2.37410	2.49620
0.652300	0.53363	2.15230	0.30307	1.05144	2.37464	2.49678
0.652400	0.53375	2.15240	0.30310	1.05145	2.37517	2.49737
0.652500	0.53387	2.15250	0.30314	1.05146	2.37571	2.49796
0.652600	0.53399	2.15260	0.30317	1.05147	2.37624	2.49855
0.652700	0.53411	2.15270	0.30320	1.05148	2.37678	2.49914
0.652800	0.53423	2.15280	0.30323	1.05149	2.37732	2.49973
0.652810	0.53424	2.15281	0.30324	1.05149	2.37737	2.49979
0.652820	0.53425	2.15282	0.30324	1.05149	2.37742	2.49985
0.652830	0.53426	2.15283	0.30324	1.05150	2.37748	2.49991
0.652840	0.53428	2.15284	0.30325	1.05150	2.37753	2.49996
0.652845	0.53428	2.15285	0.30325	1.05150	2.37756	2.49999
0.652846	0.53428	2.15285	0.30325	1.05150	2.37756	2.50000

Se toma como bueno el valor de **0.652846**

Elev. de la cresta vertedora = Elev. agua en tanque de reposo – H

Elev. de la cresta vertedora = 10.5374 – 0.6528

Elev. de la cresta vertedora = 9.8846 m.s.n.m.

Elev. piso de tanque de reposo = Elev. de la cresta – P

Elev. piso de tanque de reposo = 9.8846 – 1.50

Elev. piso de tanque de reposo = 8.3846 m.s.n.m.

CALCULO DE LA ESCALA DE GASTOS

Empleando la fórmula para vertedores de cresta delgada y considerando una velocidad de llegada, se calcula el gasto máximo que pasa por la obra de toma, con la carga máxima, que para nuestro caso es 14.58 m.

Se supone una carga sobre el vertedor y se calcula su gasto; con este gasto se calculan todas las pérdidas de carga, y si la suma de ellas es igual a la carga máxima, ese gasto será el máximo.

$$Q = 1.78 LH^{1.47} [1 + 0.56 (H / d)^2]$$

Donde:

$$L = 2.50 \text{ m} \text{ y } d = 1.50 + H$$

H	$H^{1.47}$	D	H/D	$1+0.56(H/D)^2$	$1.78 LH^{1.47}$	Q (m ³ /seg.)
0.120930	0.04480	1.62093	0.07461	1.00312	0.19938	0.20000
0.193230	0.08923	1.69323	0.11412	1.00729	0.39709	0.39999
0.253850	0.13327	1.75385	0.14474	1.01173	0.59305	0.60000
0.307790	0.17690	1.80779	0.17026	1.01623	0.78722	0.80000
0.357180	0.22016	1.85718	0.19232	1.02071	0.97972	1.00002
0.403160	0.26306	1.90316	0.21184	1.02513	1.17061	1.20003
0.446545	0.30570	1.94655	0.22940	1.02947	1.36039	1.40048
0.487540	0.34784	1.98754	0.24530	1.03370	1.54787	1.60003
0.526780	0.38976	2.02678	0.25991	1.03783	1.73442	1.80004
0.564430	0.43139	2.06443	0.27341	1.04186	1.91967	2.00003
0.600690	0.47273	2.10069	0.28595	1.04579	2.10366	2.19999
0.635740	0.51383	2.13574	0.29767	1.04962	2.28655	2.40001
0.652850	0.53429	2.15285	0.30325	1.05150	2.37758	2.50002
0.669700	0.55468	2.16970	0.30866	1.05335	2.46833	2.60002
0.702680	0.59530	2.20268	0.31901	1.05699	2.64907	2.80004
0.734760	0.63567	2.23476	0.32879	1.06054	2.82875	2.99999
0.766040	0.67585	2.26604	0.33805	1.06400	3.00753	3.20000
0.796580	0.71583	2.29658	0.34685	1.06737	3.18542	3.40003
0.826430	0.75560	2.32643	0.35524	1.07067	3.36243	3.60004
0.855640	0.79518	2.35564	0.36323	1.07388	3.53857	3.80002
0.860000	0.80115	2.36000	0.36441	1.07436	3.56511	3.83022
0.865000	0.80800	2.36500	0.36575	1.07491	3.59562	3.86498
0.870000	0.81488	2.37000	0.36709	1.07546	3.62621	3.89986
0.875000	0.82177	2.37500	0.36842	1.07601	3.65689	3.93485
0.875500	0.82246	2.37550	0.36855	1.07607	3.65996	3.93836
0.878000	0.82592	2.37800	0.36922	1.07634	3.67534	3.95591
0.878560	0.82669	2.37856	0.36937	1.07640	3.67878	3.95985
0.878800	0.82702	2.37880	0.36943	1.07643	3.68026	3.96153
0.880000	0.82869	2.38000	0.36975	1.07656	3.68765	3.96997
0.880120	0.82885	2.38012	0.36978	1.07657	3.68839	3.97082
0.880140	0.82888	2.38014	0.36978	1.07657	3.68851	3.97096
0.880800	0.82979	2.38080	0.36996	1.07665	3.69258	3.97560
0.881000	0.83007	2.38100	0.37001	1.07667	3.69381	3.97701
0.882000	0.83146	2.38200	0.37028	1.07678	3.69998	3.98406
0.884260	0.83459	2.38426	0.37087	1.07703	3.71392	3.99999
0.912340	0.87384	2.41234	0.37820	1.08010	3.88857	4.20004
0.938900	0.91149	2.43890	0.38497	1.08299	4.05612	4.39274
0.966970	0.95183	2.46697	0.39197	1.08604	4.23562	4.60004
0.993580	0.99058	2.49358	0.39846	1.08891	4.40807	4.79999
1.015000	1.02213	2.51500	0.40358	1.09121	4.54847	4.96333
1.033332	1.04938	2.53333	0.40789	1.09317	4.66974	5.10483
1.045550	1.06767	2.54555	0.41074	1.09447	4.75113	5.19999

Con los datos obtenidos en la tabla anterior se realiza el primer tanteo.

Suponiendo una carga de 0.88426 que da un gasto de 4.00 m³ / seg

Se hacen los cálculos de todas las pérdidas

CALCULO DE LAS PERDIDAS DE CARGA

1. Cálculo de las pérdidas de carga por rejilla.

Se supuso el valor de 0.10 m.

$$h_r = 0.10 \text{ m}$$

2. Cálculo de pérdida por entrada a la tubería.

Utilizando la fórmula:

$$h_e = k \frac{v^2}{2g}$$

$k = 0.23$ esta constante se utiliza para entradas con aristas ligeramente redondeadas.

$$D = 76.2 \text{ cm.}$$

$$A = \pi D^2 / 4$$

$$A = (3.1416 \times 0.762^2) / 4$$

$$A = 0.4560 \text{ m}^2$$

$$V = Q / A$$

$$V = 4.00 / 0.4560$$

$$V = 8.7712 \text{ m/seg}$$

Sustituyendo valores en la ecuación

$$h_e = 0.23 (8.7712^2 / 19.62)$$

$$h_e = 0.9019 \text{ m.}$$

3. Cálculo de pérdida de carga por fricción.

Utilizando la fórmula de Hazen-Williams

$$S = (v / 0.84918 c r^{0.63})^{1.8518}$$

r = radio hidráulico

$$r = D / 4$$

$$r = 0.762 / 4$$

$$r = 0.1905 \text{ m.}$$

$c = 100$ para tuberías de acero

Sustituyendo valores

$$S = [8.7712 / (0.84918 \times 100 \times 0.1905^{0.63})]^{1.8518}$$

$$S = 0.1050 \text{ por unidad de longitud de la tubería}$$

$$L = 17 \text{ m.}$$

Por lo tanto

$$h_f = SL = 0.1049 \times 17 \text{ m.}$$

$$h_f = 1.7849 \text{ m.}$$

4. Cálculo de pérdida de carga por válvulas

$L = 5 \text{ m.}$ de longitud de tubería equivalente

$$h_v = SL$$

$$h_v = 0.1049 \times 5$$

$$h_v = 0.5245 \text{ m}$$

5. Cálculo de pérdida de carga por codo de 90°

$$h_c = SL$$

$$L = 19 \text{ m longitud equivalente}$$

$$h_c = 0.1049 \times 19$$

$$h_c = 1.9931 \text{ m.}$$

6. Cálculo de pérdida de carga por salida o expansión brusca

$$h_s = (v_1 - v_2)^2 / 2g$$

$$v_1 = 8.7712 \text{ m / seg}$$

$$v_2 = Q / A$$

$$v_2 = 4.00 / (2.5 \times 2.5)$$

$$v_2 = 0.64 \text{ m /seg}$$

Sustituyendo valores

$$h_s = (8.7712 - 0.64) / 19.62$$

$$h_s = 3.3698 \text{ m}$$

7. Cálculo de pérdida de carga por pantalla

$$L = 0.20 \text{ m.}$$

$$A_1 = (28 \times 0.2 \times 0.2) = 1.120 \text{ m}^2$$

$$A_2 = (0.50 \times 2.50) = 1.25 \text{ m}^2$$

$$P_1 = 4 \times 0.20 = 0.80 \text{ m.}$$

$$P_2 = 2 (0.50 + 2.50) = 6.00 \text{ m.}$$

$$L / P_1 = 0.20 / 0.80 = 0.250$$

$$L / P_1 = 0.20 / 6.00 = 0.0333$$

$$C_1 = 0.7750$$

$$C_2 = 0.6167$$

$$C_1 A_1 = 0.775 \times 1.12 = 0.868 \text{ m}^2$$

$$C_2 A_2 = 0.6167 \times 1.25 = 0.7708 \text{ m}^2$$

Sustituyendo valores

$$H_p = 4.00^2 / [(0.868 + 0.7708)^2 19.62]$$

$$H_p = 0.3036 \text{ m.}$$

Se determina la suma de todas las pérdidas y se le incluye la del
vertedor

0.10

0.9019

1.7849

0.5245

1.9931

3.3698

0.3036

0.8842

9.8620

Se determina que $4.00 \text{ m}^3/\text{seg}$ no es el gasto máximo ya que la suma de sus pérdidas es menor a la carga máxima, por lo que se aumentará la carga sobre el vertedor para que pase más gasto y existan más pérdidas de carga.

Se realizaron varios tanteos hasta dar con el gasto óptimo, el cual resultó de $4.96 \text{ m}^3/\text{seg}$

COMPROBACION

$$Q = 4.9633$$

$$H = 1.0150$$

CALCULO DE LAS PERDIDAS DE CARGA

1. Cálculo de las pérdidas de carga por rejilla.

Se supuso el valor de 0.10 m .

$$h_r = 0.10 \text{ m}$$

2. Cálculo de pérdida por entrada a la tubería.

Utilizando la fórmula:

$$h_e = k \frac{v^2}{2g}$$

$$k = 0.23$$

$$D = 76.2 \text{ cm.}$$

$$A = \pi D^2 / 4$$

$$A = (3.1416 \times 0.762^2) / 4$$

$$A = 0.4560 \text{ m}^2$$

$$V = Q / A$$

$$V = 4.9633 / 0.4560$$

$$V = 10.8836 \text{ m/seg}$$

Sustituyendo valores en la ecuación

$$h_e = 0.23 (10.8836^2 / 19.62)$$

$$h_e = 1.3885 \text{ m.}$$

3. Cálculo de pérdida de carga por fricción.

Utilizando la fórmula de Hazen-Williams

$$S = (v / 0.84918 c r^{0.63})^{1.8518}$$

r = radio hidráulico

$$r = D / 4$$

$$r = 0.762 / 4$$

$$r = 0.1905 \text{ m.}$$

c= 100 para tuberías de acero

Sustituyendo valores

$$S = [10.8836 / (0.84918 \times 100 \times 0.1905^{0.63})]^{1.8518}$$

$$S = 0.1565 \text{ por unidad de longitud de la tubería}$$

$$L = 17 \text{ m.}$$

Por lo tanto

$$h_f = SL = 0.1565 \times 17 \text{ m.}$$

$$h_f = 2.6605 \text{ m.}$$

4. Cálculo de pérdida de carga por válvulas

$L = 5 \text{ m.}$ de longitud de tubería equivalente

$$h_v = SL$$

$$h_v = 0.1565 \times 5$$

$$h_v = 0.7825 \text{ m}$$

5. Cálculo de pérdida de carga por codo de 90°

$$h_c = SL$$

$L = 19 \text{ m}$ longitud equivalente

$$h_c = 0.1565 \times 19$$

$$h_c = 2.9735 \text{ m.}$$

6. Cálculo de pérdida de carga por salida o expansión brusca

$$h_s = (v_1 - v_2)^2 / 2g$$

$$v_1 = 10.8836 \text{ m / seg}$$

$$v_2 = Q / A$$

$$v_2 = 4.963 / (2.5 \times 2.5)$$

$$v_2 = 0.7941 \text{ m /seg}$$

Sustituyendo valores

$$h_s = (10.8836 - 0.7941) / 19.62$$

$$h_s = 5.1884 \text{ m}$$

7. Cálculo de pérdida de carga por pantalla

$$L = 0.20 \text{ m.}$$

$$A_1 = (28 \times 0.2 \times 0.2) = 1.120 \text{ m}^2$$

$$A_2 = (0.50 \times 2.50) = 1.25 \text{ m}^2$$

$$P_1 = 4 \times 0.20 = 0.80 \text{ m.}$$

$$P_2 = 2 (0.50 + 2.50) = 6.00 \text{ m.}$$

$$L / P_1 = 0.20 / 0.80 = 0.250$$

$$L / P_2 = 0.20 / 6.00 = 0.0333$$

$$C_1 = 0.7750$$

$$C_2 = 0.6167$$

$$C_1 A_1 = 0.775 \times 1.12 = 0.868 \text{ m}^2$$

$$C_2 A_2 = 0.6167 \times 1.25 = 0.7708 \text{ m}^2$$

Sustituyendo valores

$$H_p = 4.9633^2 / [(0.868 + 0.7708)^2 \cdot 19.62]$$

$$H_p = 0.4675 \text{ m.}$$

Se determina la suma de todas las pérdidas y se le incluye la del vertedor

0.10

1.3885

2.6605

0.7825

2.9735

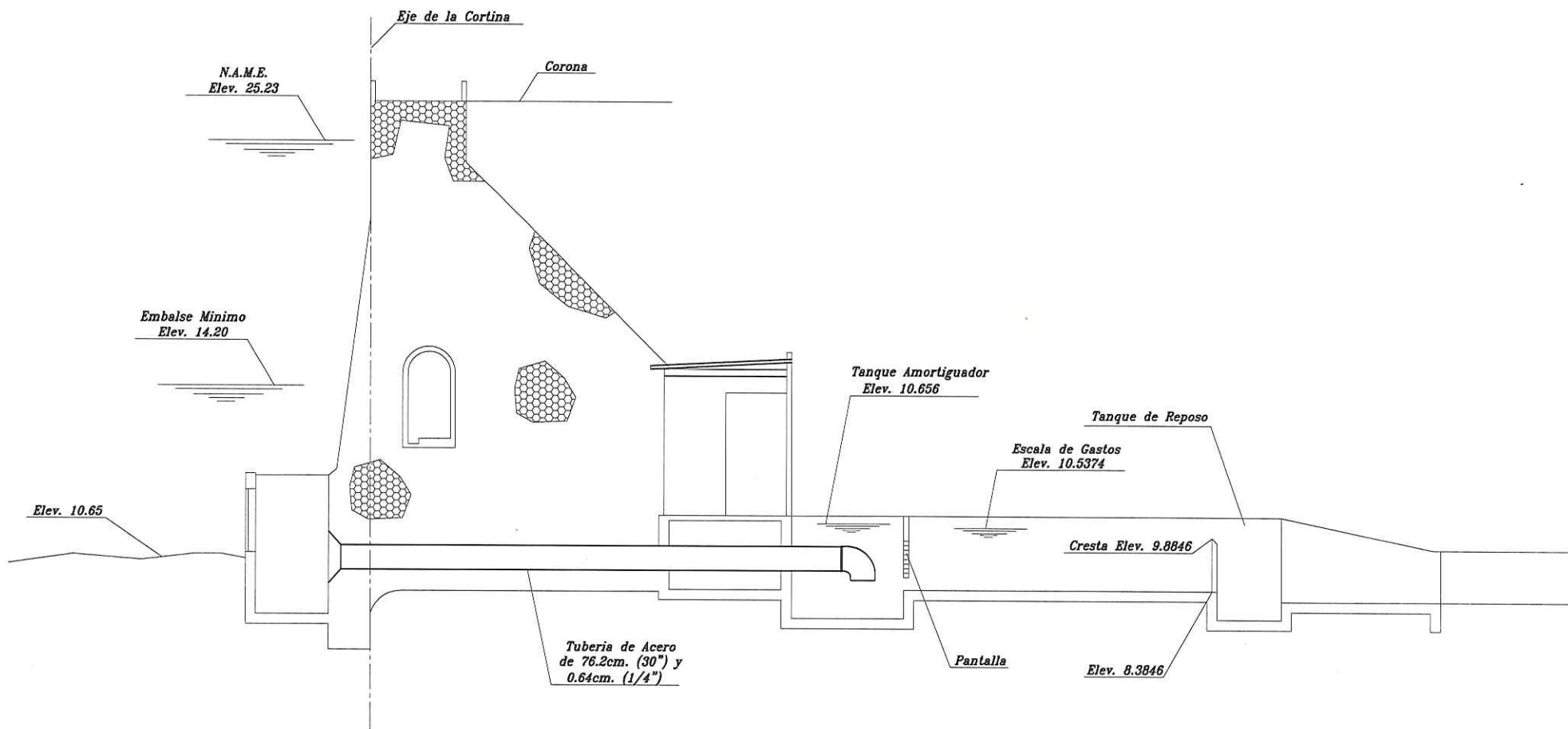
5.1884

0.4675

1.015

14.5787

Este valor se da por bueno ya que es similar al de la carga máxima que es de 14.58 m., por lo que el gasto máximo que podrá pasar por la obra de toma será $4.96 \text{ m}^3 / \text{seg}$



CONCLUSION

A través de este trabajo se hizo el cálculo hidráulico de una obra de toma trabajando con tubería de presión analizando los diversos factores que en ella intervienen y que en una momento dado nos determinan las características que ésta deberá tener.

Por lo tanto resulta indispensable el conocer este tipo de estructura debido a que actualmente la demanda de agua para la ciudades es tan grande que, en la mayoría de los casos una de sus fuentes de abastecimiento la representa la presa de almacenamiento, y al referirse a ellas no puede obviarse una de sus estructuras más importantes como lo es la "obra de toma" ya que ella será la encargada de regular la salida del vital líquido.

ANEXOS

Tabla de coeficientes de derrame o gasto "C" para tubos sumergidos.

L/P	Condición de los bordes o aristas en la entrada				
	Todos los bordes a escuadra.	Contracciones suprimidas en el fondo solamente.	Contracciones suprimidas en el fondo y en un costado.	Contracciones suprimidas en el fondo y en los dos costados.	Contracciones suprimidas en el fondo, los costados y la parte superior.
0.02	0.61	0.63	0.68	0.77	0.95
0.04	0.62	0.64	0.68	0.77	0.94
0.06	0.63	0.65	0.69	0.76	0.94
0.08	0.65	0.66	0.69	0.74	0.93
0.10	0.66	0.67	0.69	0.73	0.93
0.12	0.67	0.68	0.70	0.72	0.93
0.14	0.69	0.69	0.71	0.72	0.92
0.16	0.71	0.70	0.72	0.72	0.92
0.18	0.72	0.71	0.73	0.72	0.92
0.20	0.74	0.73	0.74	0.73	0.92
0.22	0.75	0.74	0.75	0.75	0.91
0.24	0.77	0.75	0.76	0.78	0.91
0.26	0.78	0.76	0.77	0.81	0.91
0.28	0.78	0.76	0.78	0.82	0.91
0.30	0.79	0.77	0.79	0.83	0.91
0.35	0.79	0.78	0.80	0.84	0.90
0.40	0.80	0.79	0.80	0.84	0.90
0.60	0.80	0.80	0.81	0.84	0.90
0.80	0.80	0.80	0.81	0.85	0.90
1.00	0.80	0.81	0.82	0.85	0.90

Tabla obtenida del manual de H. King.

BIBLIOGRAFIA

FAIR, GEYER AND OKUN
WATER AND WASTEWATER ENGINEERING
EDIT. JOHN WILEY & SONS
NEW YORK

RAY K. LINSLEY, JOSEPH B. FRANZINI
INGENIERIA DE LOS RECURSOS HIDRAULICOS
EDIT. CECSA
MEXICO

J.M. DE AZEVEDO NETTO, GUILLERMO ACOSTA A.
MANUAL DE HIDRAULICA
EDIT. HARLA
MEXICO

MANUAL DE OBRAS HIDRAULICAS
SARH
MEXICO

DISEÑO DE PRESAS HIDRAULICAS
BUREAU OF RECLAMATION
CECSA

