

Nº 62
2ES.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

DISEÑO HIDRAULICO DE UNA PLANTA DE
BOMBEO DE CARCAMO CIRCULAR PARA EL
SISTEMA DE DRENAJE PROFUNDO DEL
DISTRITO FEDERAL

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A :

HECTOR JAVIER IBARROLA REYES

ASESOR:

M.I. GILBERTO SOTELO AVILA



MEXICO, D.F.

1992

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

INDICE

I ANTECEDENTES

1.1 BREVE HISTORIA DEL DRENAJE DE LA CIUDAD DE MEXICO.....	1
1.2 PROBLEMATICA DEL BOMBEO EN EL DRENAJE.....	8
1.3 SOLUCIONES CONVENCIONALES DE PLANTAS DE BOMBEO.....	10
1.4 SOLUCION CON CARCAMO DE SECCION CIRCULAR EN GRANDES PLANTAS.....	11
1.5 COMPONENTES PRINCIPALES DE UNA PLANTA DE BOMBEO CON CARCAMO DE SECCION CIRCULAR.....	13

II DIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS

2.1 CONDUCTO INFLUENTE.....	15
2.1.1 Consideraciones iniciales.....	15
2.1.2 Hidráulica del flujo.....	17
2.1.3 Conducto trabajando a presión.....	19
2.1.4 Conducto trabajando parcialmente lleno.....	22
2.2 CARCAMO DE BOMBEO.....	24
2.2.1 Diseño del cárcamo y arreglo geométrico de los equipos de bombeo.....	24
2.2.2 Diseño de las mamparas entre bombas.....	33
2.2.3 Diseño del muro amortiguador.....	35
2.2.4 Area y distribución de los orificios.....	39
2.2.5 Selección de los equipos de bombeo.....	48
2.3 LUMBRERA DE REJILLAS.....	57
2.3.1 Localización e importancia.....	57
2.3.2 Pérdidas en rejillas.....	59
2.4 TANQUE DE TRASPALO.....	61
2.4.1 Principios básicos.....	61
2.4.2 Disposición del tanque de traspaleo.....	62
2.4.3 Metodología de cálculo en el tanque de traspaleo.....	66

III DISEÑO HIDRAULICO DE LA PLANTA DE BOMBEO ZARAGOZA

3.1 ANTECEDENTES.....	69
3.2 OBJETIVOS.....	72
3.3 DESCRIPCION DEL SISTEMA.....	74
3.4 DISEÑO DE LOS COMPONENTES.....	76
3.4.1 Lumbrera de rejillas.....	77
3.4.2 Conductos influente. Nivel mínimo de operación.....	80
3.4.3 Selección de los equipos de bombeo.....	92
3.4.4 Cárcamo de bombeo.....	103
-Diseño del cárcamo y arreglo geométrico de los equipos de bombeo	
-Mamparas	
-Muro amortiguador y de transiciones	
-Area y distribución de los orificios	
3.4.5 Perfil hidráulico.....	114
-Nivel de agua de diseño (NIDES)	
-Nivel de agua máxima (NAME)	
3.4.6 Tanque de traspaleo.....	124

V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

I ANTECEDENTES

1.1 BREVE HISTORIA DEL DRENAJE DE LA CIUDAD DE MEXICO.

El desalojo de las aguas generadas en el valle de México ha sido motivo de preocupación desde la época prehispánica. La fluctuación en los niveles de los lagos provocaba daños cuantiosos que obligaron a construir bordos y diques, esto sucedió en 1449, cuando Moctezuma encargó a Netzahualcoyotl la construcción de un albarradón y otras obras para proteger a la Gran Tenochtitlan del azote frecuente de las inundaciones.

En 1499 Ahuizotl, octavo señor tenochca, mando construir un acueducto desde Huitzilopochco (actualmente Río Churubusco) para incrementar el volumen de agua. Desafortunadamente al inaugurarse sucedió un gran desastre: el agua comenzó a correr con tal fuerza que anegó y destruyó gran parte de la ciudad. Después, con la colaboración de los pueblos chinampanecas, texcocanos, tepanecas, otomies, chalcas y muchos más, se realizaron obras hidráulicas importantes que dotaron a Tenochtitlan de un sistema hidráulico, ya desde entonces complejo.

En la época virreynal(1555), la ciudad de México sufrió fuertes tormentas que inundaron y derrumbaron muchas casas. El Virrey Velasco ordenó entonces la construcción del albarradón de San Lázaro, que vino a cumplir las funciones del de Netzahualcóyotl, lo que demuestra que las autoridades españolas usaron el mismo

tipo de obras que los méxicas. En 1607, a causa de las frecuentes inundaciones, se construyó el tajo de Nochistongo, obra que destaca por ser la primera salida artificial de las aguas del valle de México. Se terminó en menos de un año y alcanzó una longitud de 6,600 metros, con una sección transversal de 10.5 m². En 1621, el marqués de Gelves consideró necesario que las lagunas recibieran todos los caudales, incluso los del río Cuautitlán, y se obstruyó la entrada del tajo y socavón de Nochistongo. Esta drástica medida fue la responsable de uno de los mayores desastres que haya padecido la ciudad, por la inundación que sobrevino.

Se decidió abrir un gran tajo o zanja, también en Nochistongo, que se terminó 160 años después, y hasta 1789, se dio salida permanente a las aguas del Río Cuautitlán.

En el año de 1747 hubo grandes precipitaciones que ocasionaron perjuicios en las albarradas, diques y calzadas, por el desborde de lagos y ríos. De inmediato se iniciaron los trabajos de reconstrucción y a finales de siglo se contaba ya con estructuras tales como: calzadas de piedra que impedían que las aguas del Río Zumpango vertieran en el lago de San Cristóbal, y que las de éste último entraran al lago de Texcoco; las calzadas y esclusas de Tláhuac y Mexicaltzingo que impedían la salida de las aguas de Chalco y Xochimilco; el desagüe (Tajo de Nochistongo) de Enrico Martínez, a través del cual el río Cuautitlán atravesaba las montañas para llegar al valle de Tula; y el canal de Mier y Tres Palacios, que permitía desaguar los lagos de Zumpango y San Cristóbal.

En la época independiente, en 1848, el ingeniero W.L. Smith presentó un plan para desaguar la cuenca del valle de México, que consistía en hacer de los cinco lagos del valle (Chalco, Texcoco,

San Cristóbal, Xaltocan y Zumpango) un complejo de vasos comunicantes, mediante canales que comenzaran en el de Chalco y concluyeran en el de Zumpango, para abrir desde este punto un gran tajo en las montañas que rodean el valle, alcanzar del otro lado de la cuenca al Río Tula y llegar hasta Tequixquiac. El proyecto resultó convincente y de inmediato se iniciaron los trabajos.

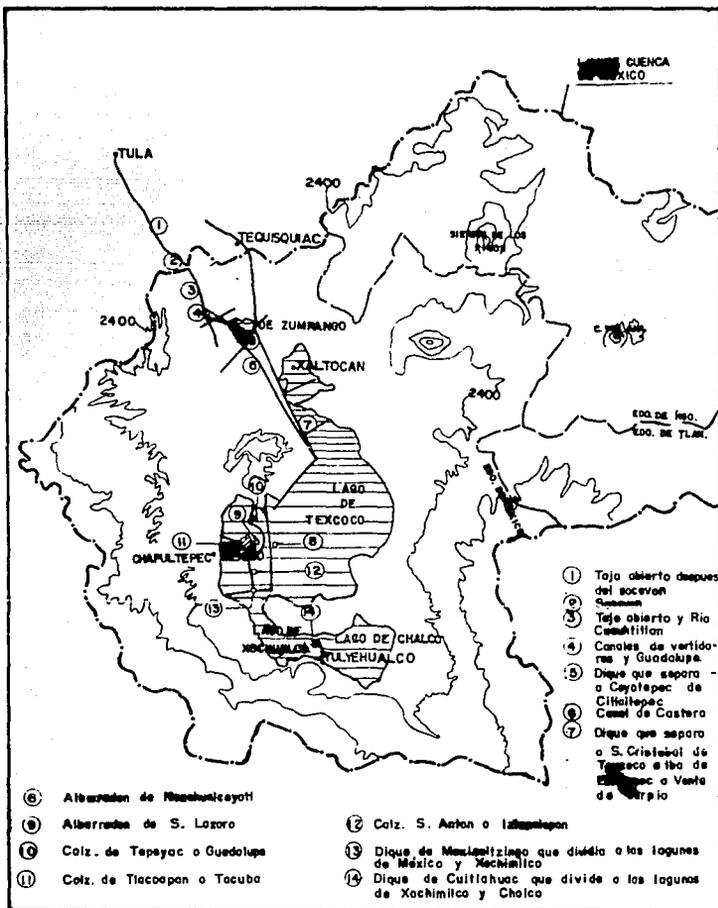
En 1856 se convoca a un concurso para las obras de desagüe del valle y resulta triunfador Francisco de Garay, quién propuso un proyecto consistente en un canal a cielo abierto que se iniciara en el Valle de San Lázaro, con una longitud de 50.38 km; un túnel de 9 km a través de cerros de roca y un canal terminal de 1.5 km que desembocara en Tequixquiac; además de un sistema de tres canales secundarios para captar las aguas del poniente, oriente y Chalco-Xochimilco. Los trabajos se iniciaron, y para 1867, se habían excavado $69,500 \text{ m}^3$ de tierra del canal, pero el túnel perforado en roca sólo tenía un avance de seis metros. Por diversas razones, principalmente políticas, las obras de desagüe se interrumpieron una vez más.

Un fuerte impulso a las obras de desagüe se da a partir de 1884, momento en que el general Porfirio Díaz se afianza en el poder y asigna una erogación anual de 400,000 pesos oro, por medio del ayuntamiento de la ciudad.

En marzo de 1892, el ingeniero Luis Espinoza se hizo cargo, hasta su conclusión, de las obras del túnel de Tequixquiac. Los trabajos en el gran canal se aceleraron y el 22 de agosto de 1895, se pusieron en servicio estas dos magnas obras.

En la figura 1.1 se indican las obras hidráulicas más importantes de los siglos XV XVI XVII XVIII.

Figura 1.1 Mapa de la cuenca o Valle de México en el que se indican las obras hidráulicas de los siglos XV, XVI, XVII y XVIII



En ese mismo año (1895). se definieron los proyectos de lo que sería el primer plan de drenaje general de la ciudad de México, que contemplaba tres aspectos fundamentales: atarjeas para recoger el agua residual doméstica, colectores para recibirla y tubos para distribución de agua y lavado de atarjeas. Estas obras complementaron el "Sistema de Desagüe General de la Cuenca de México", inaugurado oficialmente el 17 de Marzo de 1900. Consistía en una red de drenaje que funcionaba por gravedad y descargaba en el gran canal y éste, a su vez, en el lago de Texcoco. Con esto, quedó aparentemente solucionado el problema de proteger a la ciudad de inundaciones, sanear el ambiente y atender medio millón de habitantes de esa época.

Para 1930 la población se había duplicado y con ello los requerimientos de agua. Una solución rápida y económica fue la perforación de pozos en las nuevas zonas urbanas. Por la extracción de agua, la ciudad sufrió hundimientos de forma tal que distorsionaron y dislocaron las redes, provocando en 1941 y 1942 graves inundaciones.

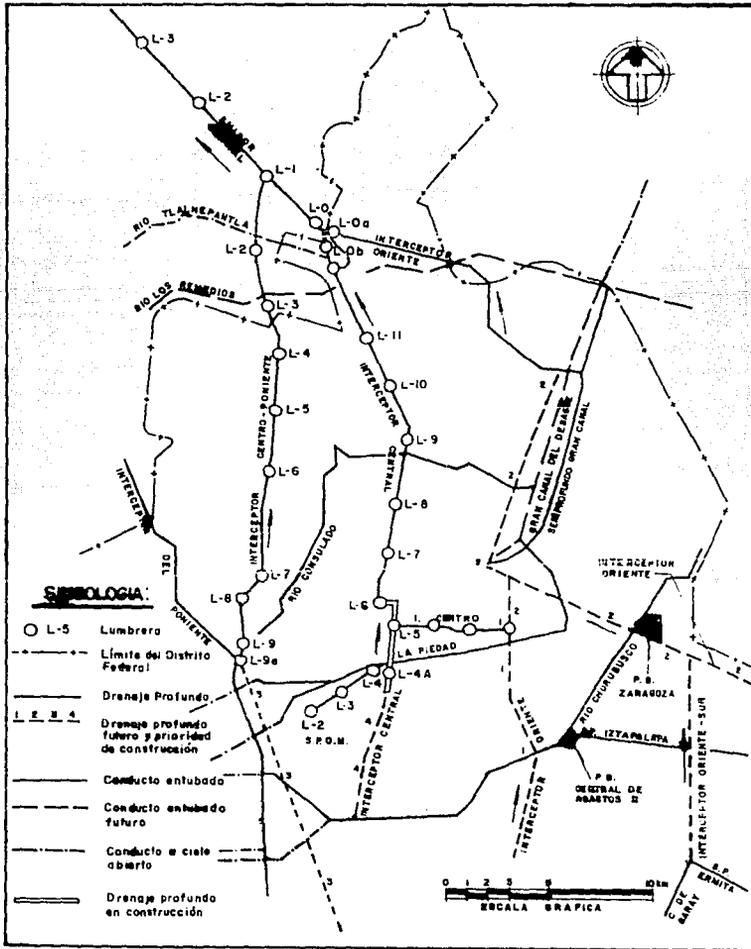
En 1952 se amplió el gran canal de desagüe y se construyó el segundo túnel de Tequixquiac. Sin embargo la velocidad del hundimiento de la ciudad alcanzó hasta 50 cm por año, y el drenaje, proyectado para trabajar por gravedad, requirió de sistemas de bombeo. Los alarmantes hundimientos obligaron al Departamento del Distrito Federal a restringir severamente la extracción de agua.

A principios de la década de los 70 la ciudad tenía una población de 7,327,000 habitantes. los hundimientos del subsuelo habían vuelto insuficientes las capacidades de conducción y desalajo del gran canal y del emisor del puente, por lo que hubo necesidad de acelerar la construcción del drenaje profundo iniciado en 1967.

Por otra parte, el asentamiento del subsuelo, ocasionado por la sobrexplotación de los acuíferos, deterioró el drenaje y disminuyó su capacidad para desalojar las aguas del valle de México. En el centro del Distrito Federal los hundimientos hicieron que el drenaje, proyectado para trabajar por gravedad, necesitara de bombeo para elevar las aguas hasta el nivel del gran canal. De 1952 a 1966 se instalaron 29 plantas de bombeo en diversas zonas de la ciudad, lo que implicó un notable incremento en los costos de operación y mantenimiento. También se completó la red de colectores y se entubaron total o parcialmente los ríos Churubusco, Mixcoac, la Piedad y Consulado, que conducían aguas residuales a cielo abierto en condiciones insalubres. De 1960 a 1961 se construyeron el interceptor y emisor del Poniente, con el objeto de recibir y desalojar las aguas del oeste de la cuenca, situadas a elevaciones superiores a los 2260 metros sobre el nivel del mar. El emisor mencionado descarga sus aguas a través del tajo de Nochistongo.

El gran canal, que a principios de siglo tenía una pendiente de 19 cm/km, es prácticamente horizontal en la actualidad. En 1910, el nivel del lago de Texcoco, que regulaba las aguas del gran canal, se encontraba 1.9 m por debajo del centro de la ciudad; en 1970, el hundimiento había sido tal que el lago de Texcoco ya se encontraba a 5.50 m por encima del centro de la ciudad. El desmesurado crecimiento urbano del D.F. demandaba más superficie para extenderse. Esto, aunado a los problemas del hundimiento, volvieron insuficientes las capacidades de drenaje del gran canal y del emisor del poniente. Por ello, se hizo necesario construir la primera etapa del drenaje profundo, que se terminó en 1975, durante la cual se instalaron conductos a profundidades que no fueran afectados por los asentamientos del terreno, ver figura 1.2. Por lo tanto, los túneles del sistema de drenaje profundo no

Figura 1.2 Croquis de localización de conexiones al sistema de drenaje profundo del D.F.



requieren de bombeo, ya que con su solo desnivel transportan el agua en época de lluvias y la expulsan por la cuarta salida artificial del valle de México. No hay duda que dentro de la red primaria y secundaria del sistema de drenaje de la ciudad de México existen desniveles considerables con respecto a los principales cauces de agua residual, este ha sido uno de los problemas sucitados por esta causa, es decir, la de bombeo del agua para alojarla dentro de estos cauces. Con los antecedentes del hundimiento de la ciudad, se puede constatar que los sistemas de bombeo se hacen indispensables para solucionar el problema, el que se seguirá presentando muchos años, por lo tanto, la optimización de los sistemas de bombeo debe ser más a fondo para lograr resultados que se traduzcan en estructuras economicas, eficientes, rapidas y faciles de construir.

1.2 PROBLEMATICA DEL BOMBEO EN EL DRENAJE

El gobierno es responsable de la construcción y operación del sistema de drenaje de aguas residuales y de lluvia en el Distrito Federal. El sistema está formado por las redes de alcantarillado, colectores, interceptores, emisores y obras de regulación de gastos, que no trabajan totalmente por gravedad. Ello se debe, por una parte, a la falta de pendiente natural del terreno; , por otra, a los asentamientos generales no uniformes de la zona del lago, cuyos motivos fueron ya explicados en el inciso anterior. Esto significa la necesidad de escalonar el sistema de ductos e instalar plantas de bombeo para vencer el escalonamiento o desnivel entre alcantarillas y colectores, o entre colectores y emisores o interceptores. Además, existen numerosas plantas de bombeo en vialidades, para desalojar el agua en pasos a desnivel.

El drenaje profundo en construcción ha eliminado, en parte, la necesidad de depender totalmente del bombeo en el sistema. sin embargo, su utilización es todavía indispensable en la temporada de lluvias debido a los volúmenes por manejar, volviéndose crítico por las frecuentes interrupciones eléctricas.

Las aguas que manejan las plantas de bombeo estudiadas en este trabajo son:

-Aguas residuales, domiciliarias e industriales.

-Aguas de escurrimiento superficial (lluvias).

Tanto las aguas residuales como las de lluvia transportan sólidos, arrastrados o suspendidos, gravas, arenas y basuras.

Los problemas principales que generan estas aguas se describen a continuación:

- Azolvamiento de cárcamos y conductos.
- Necesidad de remoción de sólidos de muy diferentes tipos y en grandes cantidades.
- Atascamiento de las bombas.
- Desgaste de impulsores.
- Corrosión de equipos.
- Fallas en el suministro de energía. de la red externa en condiciones críticas de tormenta.
- Necesidad de respaldos para accionar bombas.
- Funcionamiento combinado y dependiente de colectores, vasos de almacenamiento, cauces naturales y otras plantas de bombeo, algunas en condiciones indeseables desde el punto de vista electromecánico y de comunicaciones y, por tanto, con restricciones de operación.
- Espacios restringidos, en ocasiones con la necesidad de plantas totalmente subterráneas, que interfieren con otras construcciones.

- En la zona del lago, subsuelo de baja resistencia, gran compresibilidad y niveles freáticos altos.

1.3 SOLUCIONES CONVENCIONALES DE PLANTAS DE BOMBEO

La forma en planta más común en los cárcamos es la rectangular. Para ello es necesario considerar el aspecto constructivo, que depende en gran parte de las construcciones aledañas y del tipo del suelo.

La forma y dimensiones en planta del cárcamo dependen de la forma y tamaño del terreno donde se ubican, del número de equipo de bombeo a instalar y de su capacidad, por lo que, antes de dimensionarlo, se debe hacer una selección preliminar del equipo de bombeo a utilizar.

La disposición de los equipos de bombeo en el D F consiste en localizarlos en un cárcamo de ancho mínimo y longitud suficiente para alojar el número de unidades que constituyen la planta. Los criterios utilizados para el diseño de algunas plantas de bombeo son tomados del Instituto de Hidráulica de los Estados Unidos de Norteamérica, adaptándolos a las necesidades y alcances de nuestra problemática. En estos tipos de arreglos se debe cumplir con restricciones como el de una velocidad máxima de 0.1 m/s en la zona de succión, ancho mínimo de cinco veces el diámetro de la campana, la primera bomba a una distancia de tres veces el diámetro de la campana a partir de la última rejilla, separación entre unidades de cuatro veces el diámetro de la campana. etc. (referencia 1).

La forma ideal del cárcamo, según estas restricciones, era la de planta rectangular, en forma de canal recto dirigido hacia las

bombas, pero este tipo de estructura tiene grandes desventajas que obligaron a pensar en otro tipo de estructura. Estas desventajas consistían en que por las restricciones impuestas, se necesita un espacio considerable de terreno para ubicar todas las instalaciones necesarias de la planta. Además, por las circunstancias de que las plantas de bombeo tienen que ser construidas en zonas lo más cerca posible del colector primario y del emisor o interceptor, había que hacer afectaciones a algunos predios. Estas medidas perjudicaban también a los pobladores y vialidades que tenían que sufrir las molestias de esperar el tiempo de ejecución de la obra.

Otro de los problemas que presentan estas plantas, era que con el tiempo estas experimentaban asentamientos diferenciales que dificultaban o inutilizaban su operación, debido al tipo de suelo lacustre que predomina en el valle de México. Por ello, los costos de construcción de las plantas de este tipo son elevados.

1.4 SOLUCION CON CARCAMO DE SECCION CIRCULAR EN GRANDES PLANTAS

Las lumbreras que se utilizan para construir los túneles del drenaje profundo son de sección circular y son formadas por dovelas prefabricadas que resisten mejor los empujes activos del suelo; además, por su facilidad constructiva, pueden hacerse prácticamente de cualquier profundidad lo que las hace óptimas en su utilización por su rapidez de construcción y su bajo costo, en comparación de cualquier otro sistema.

Es por eso que el Departamento del Distrito Federal, a través de su organismo correspondiente la D.G.C.O.H., a considerado utilizar las lumbreras en el problema del bombeo del agua, modificando su

estructura interna para adaptar equipos de bombeo, cuidando los aspectos de eficiencia en cuestiones hidráulicas y de operación.

De este modo nace el concepto de las plantas de bombeo de cárcamo de sección circular, que hasta la fecha se siguen en forma teórica y experimental para hacerlas más eficientes.

La primera planta de bombeo de gran tamaño que se experimentó fue la de Central de Abastos II, en la que se utilizaron dos lumbreras circulares como estructuras principales. La segunda, fue la de Canal Nacional-Miramontes.

Por la falta de antecedentes y la interrogante de si este tipo de estructuras podría tener un funcionamiento hidráulico satisfactorio, fueron realizados los estudios experimentales de las plantas de bombeo citadas, utilizando modelos hidráulicos reducidos.

Los dos estudios antes mencionados tuvieron como objetivo principal analizar el funcionamiento de cada caso, detectando los problemas que se esperarían, planteando y ensayando diversas soluciones y eligiendo finalmente la que se consideró más adecuada.

En la Actualidad se analiza la nueva planta de bombeo Zaragoza, motivo de estudio en este trabajo, que bombeará las aguas provenientes del interceptor Oriente-Sur al cajón del Río Churubusco. En esta planta existe además el problema del espacio, tanto en el sentido horizontal como en el vertical, debido a las colindancias tan cercanas a los linderos y al Metro elevado que pasa exactamente arriba del lugar donde quedará ubicada la planta de bombeo. Además, COVITUR tiene proyectado un puente vehicular

paralelo al metro elevado y esto dificulta más el diseño.

Tratando de no hacer afectaciones a los predios contiguos, además de no afectar la cimentación y la losa elevada del metro, se determinó una variante al tanque de traspaleo, ubicandolo debajo del piso de operación de los equipos de bombeo para reducir el espacio de la planta en los dos sentidos.

En el capítulo III se explica al detalle la problemática y el diseño de la planta de bombeo Zaragoza.

1.5 COMPONENTES PRINCIPALES DE LA PLANTA DE BOMBEO DE CARCAMO DE SECCION CIRCULAR.

Con los antecedentes y criterios de diseño anteriores, fue como se llegó a una solución final donde se satisficieran todos los requerimientos hidráulicos.

A continuación se describen los componentes o estructuras hidráulicas de mayor importancia en una planta de bombeo del tipo aquí tratado.

Lumbrera o caja de control. Tiene la función de recibir las aportaciones de un colector superficial y efectuar las descargas de manera controlada a base de compuertas planas. Esta lumbrera puede o no estar cerca de la planta y en ella se colocan dos muros con el numero de compuertas necesarias en cada uno para solucionar la emergencia de que una de ellas quede atorada en su operación, y se pueda utilizar la otra. El espacio entre muros y lumbrera debe ser el suficiente para que se pueda dar mantenimiento a las compuertas.

Lumbrera de rejillas. Contiene a las estructuras necesarias para retener objetos de grandes dimensiones y de tamaños mayores al paso de esferas especificado para el equipo de bombeo. Igual que en la lumbrera de control, es necesario de dejar el espacio suficiente entre rejillas y lumbrera para permitir la operación y el mantenimiento eficiente.

Si el retiro de las rejillas se efectúa por medio de sistemas mecánicos, se necesita instalar compuertas frente a las rejillas.

Conducto influente. Es el que conduce el agua de la lumbrera de rejillas a la de bombeo; en general, su rasante se ubica al nivel de mayor elevación del piso de alguna de las dos.

Cabe mencionar que estos conductos generalmente se ubican a gran profundidad; se fabrican de acero para hincarlos por el terreno y así comunicar una lumbrera con otra. Cuando la longitud de ésta es muy grande, se hacen de concreto mediante escudos deslizantes que facilitan la colocación de las dovelas.

Cárcamo de bombeo. En éste se regulan los volúmenes provenientes de el o los influentes, y donde los equipos de bombeo se alojan para tomar las aguas aportadas.

En el cárcamo de bombeo se debe construir un muro amortiguador que tranquilice el flujo y permita que los equipos de bombeo trabajen con eficiencia.

Tanque de traspaleo. Es de sección transversal rectangular, y cuya forma en planta de sector circular, perimetral a la lumbrera de succión o cárcamo. Recibe las aguas bombeadas para desalojarlas por un efluente.

En el siguiente capítulo se describe el diseño de cada uno de los componentes antes expuestos, mostrando sus respectivos esquemas.

II DIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS

2.1 CONDUCTO INFLUENTE

2.1.1 Consideraciones iniciales.

Uno de los factores más importantes a considerar, es el procedimiento constructivo que se requiere para unir dos lumbreras a gran profundidad. La manobra se efectúa por medio de un tubo de acero que se va hincando de una lumbrera a otra, por lo que los límites de la longitud y el diámetro no debe de exceder de 4.0 m.

El diámetro y la rasante del conducto influente juegan un papel muy importante para evitar la turbulencia con el nivel mínimo de operación.

Si el conducto influente trabaja a presión, el flujo que conduce choca contra el volumen de agua alojada en el cárcamo de bombeo provocándose la disipación espontánea de energía. Si los niveles del agua en el cárcamo de bombeo son bajos, se necesita disipar la energía excedente del chorro y aquietar la superficie libre, para que la turbulencia no afecte el trabajo de las bombas en la zona de succión.

Los estudios experimentales realizados en la referencia 2 y 3 permitieron concluir que las turbulencias en el cárcamo de bombeo

se evitan utilizando un muro amortiguador semicircular en el interior de la lumbrera con orificios alojados en su área de manera adecuada. dicho muro disminuye la energía del flujo proveniente del conducto influente, aquieta la superficie del agua en el área cercana a las campanas de succión de las bombas y distribuye el caudal a los equipos de modo uniforme mediante estos orificios.

Con el nivel mínimo de operación se alcanzan las peores condiciones de trabajo de la planta de bombeo, recíprocamente, entonces la mejor situación se obtiene cuando el conducto influente se llena totalmente con este nivel.

El nivel mínimo de operación es el necesario para proporcionar la sumergencia mínima necesaria a las bombas. Además, dado que el nivel de rasante del conducto no puede quedar abajo de ninguno de los niveles del fondo de las lumbreras que comunica, aquel constituye el límite inferior de la misma.

Cuando parte del chorro que descarga el conducto influente queda por arriba del nivel mínimo de operación, en general ocurre un funcionamiento con turbulencia y burbujas que puedan llegar hasta las campanas de succión. Por ello, es recomendable tener el nivel mínimo de operación por lo menos igual al nivel de la clave superior del conducto influente, es decir, haciendo que trabaje totalmente lleno.

Cuando el conducto tenga que trabajar parcialmente lleno, debe cuidarse que exista un suficiente grado de sumergencia o ahogamiento en la sección final, a fin de reducir el burbujec y evitar la necesidad de nuevos dispositivos amortiguadores.

2.1.2 Hidráulica del flujo

El comportamiento del flujo dentro del conducto influente está regido por muchos factores, como el gasto, geometría de la entrada, pendiente, diámetro, rugosidad, condiciones hidráulicas a la entrada y salida, longitud, etc. Revisándolo generalmente para el gasto máximo de operación de la planta.

En un conducto se pueden presentar dos funcionamientos:

- conducto trabajando a presión.
- conducto trabajando a superficie libre.

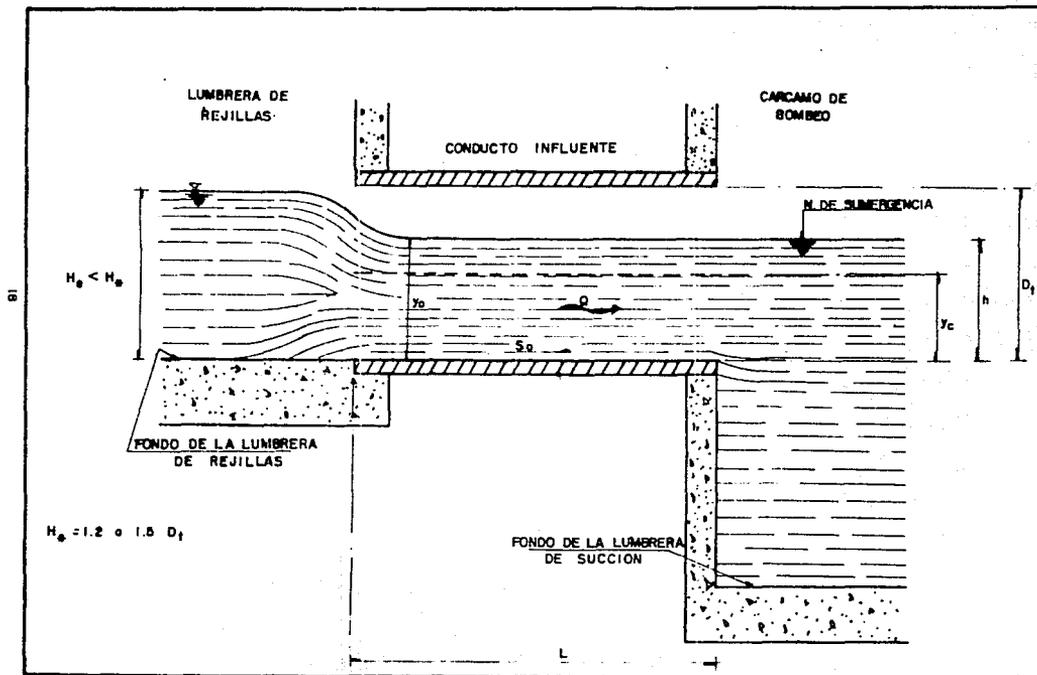
En el primer caso se necesita que el nivel a la entrada sea alto y el conducto largo. En el segundo caso, se conoce por estudios de laboratorio que el conducto no se sumerge a la entrada cuando la carga H_0 (ver figura 2.1) es menor que un cierto valor límite, H_{0c} . El valor de H_{0c} varía de 1.2 a 1.5 veces el diámetro del conducto, dependiendo de la geometría a la entrada, características del conducto y condiciones en el acceso. Para un análisis preliminar, se puede considerar que $H_{0c} = 1.2 D_c$, donde D_c es el diámetro del conducto.

Para determinar el diámetro del conducto influente, es necesario analizar el tipo de flujo con que operara para las peores condiciones que se presenten. En este caso, el control en el análisis se realiza a la salida, ya que la pendiente del conducto influente es, por lo general, nula o de pequeña pendiente.

Con el control a la salida, la carga aguas abajo la pérdida de fricción en el conducto predominan para controlar la carga aguas arriba.

En el supuesto de que el control sea a la entrada, la geometría

Figura 2.1 Elementos o variables utilizados para el análisis del funcionamiento del conducto influente, trabajando a superficie libre



del conducto influente es tal que la pérdida de carga a la entrada predomina en la determinación de la carga aguas arriba. Esto es, la geometría y rugosidad del conducto se combinan de manera que puede aceptar mayor caudal que el que admiten las condiciones hidráulicas (H_0) y geométricas (dimensiones y forma) de la entrada. Por lo tanto, predecir con veracidad el tipo de control que se presentara, se traduce en la determinación de la capacidad del conducto, considerando la clasificación del flujo y su criterio de análisis.

En la clasificación del flujo interviene como elemento esencial el llenado parcial o total del conducto, los cuales serán discutidos en los dos siguientes incisos.

2.1.3 Conducto trabajando a presión.

Para que el conducto trabaje totalmente lleno se necesita que se cumplan las condiciones siguientes (ver figura 2.2a):

$$h \geq D_t \quad (2.1a)$$

$$H_0 > D_t \quad (2.1b)$$

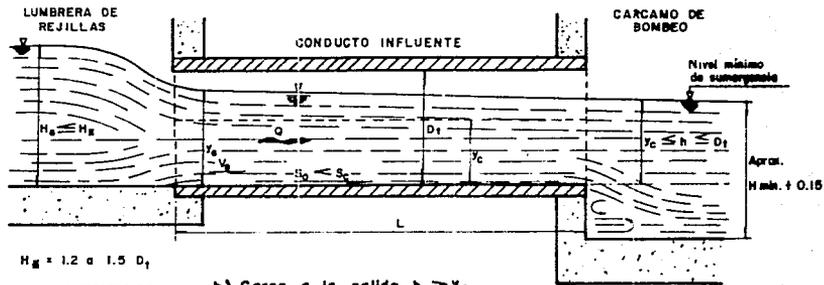
donde

h es el nivel en el cárcamo de bombeo para su operación mínima.

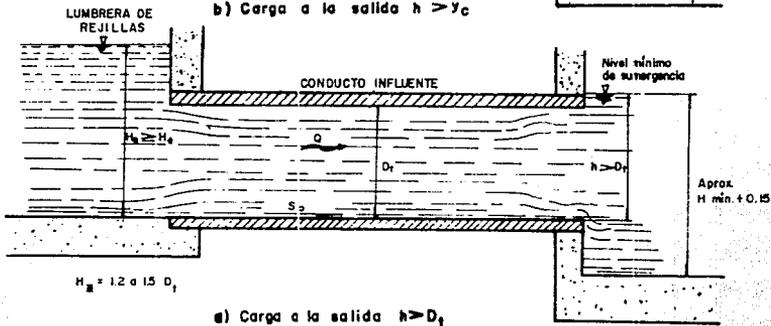
H_0 es el nivel antes del conducto influente que resulte de acuerdo a las pérdidas de energía a través de este, es decir, función de su diámetro, longitud y rugosidad, geometría y velocidad de flujo.

D_t es el diámetro del conducto influente, en m.

Figura 2.2 Conducto parcialmente lleno. Salida libre controlando al flujo $h < D_1$, y trabajando a presión. Salida sumergida controlando el flujo.



b) Carga a la salida $h > y_c$



a) Carga a la salida $h > D_1$

De la referencia 1, se expresa que la velocidad en el conducto de 2.63 m/s permite todavía tener un comportamiento satisfactorio, en la referencia 2 se indica que la mejor condición de funcionamiento se logra para 2.25 m/s. Por tanto se sugiere tomar una velocidad en el conducto influente menor o igual a 2.5 m/s para determinar el diámetro del conducto.

El diámetro del conducto se obtiene de la ecuación de continuidad.

$$D_t = \sqrt{\frac{4 Q}{\pi V}} \quad (2.2)$$

y el tirante a la entrada, de la ecuación de energía

$$H = S_0 L + h + \left[1 + \frac{2 g n^2 L}{(D_t/4)^{4/3}} + K_e \right] \frac{Q^2}{2 g A_t^2} \quad (2.3)$$

donde

g aceleración de la gravedad, en m/s^2 .

n coeficiente de rugosidad de Manning en el conducto.

A_t área total de la sección del conducto, en m^2 .

K_e coeficiente de pérdida por entrada, sin dimensiones.

Puede tomarse igual a 0.5.

Cuando en la elevación de la rasante del conducto impide lograr el tipo de flujo aquí definido, puede intentarse elevar el nivel mínimo de operación (H_{min}) en el cárcamo y con éste revisar la selección preliminar del equipo de bombeo para las nuevas condiciones de sumergencia. Si esto no es posible, puede intentarse bajar el nivel del piso de la lumbrera que lo impida, o bien definir un nuevo diámetro del conducto influente y analizar su funcionamiento a superficie libre, como se propone a continuación.

2.1.4 Conducto trabajando parcialmente lleno.

Para que el conducto trabaje parcialmente lleno se cumple que

$$h < D_t \quad (2.4)$$

$$H_o \leq H_c \quad (2.5)$$

de lo anterior se puede presentar el siguiente caso

$$y_c \leq h \leq D_t, \text{ indicado por la fig 2.2b.}$$

donde

y_c tirante crítico en el conducto, de acuerdo con su diámetro y el gasto considerado en el análisis.

De los resultados experimentales de las referencias 2 y 3 se ha comprobado que la condición satisfactoria de la figura 2.2b, se alcanza cuando

$$h \geq 1.25 y_c \quad (2.6)$$

donde

y_c es el tirante crítico en el conducto influente

Una ecuación aproximada para y_c en secciones circulares se debe a Straub y es

$$y_c = \frac{\sqrt{Q}}{g^{0.25} D_t^{0.25}} \quad (2.7)$$

válida cuando $0.02 \leq y_c/D_t \leq 0.85$. Esto es, cubre un intervalo importante. Por tanto, sustituyendo la ecuación 2.6 en la 2.7 y

despejando, se puede obtener la fórmula aproximada que sigue.

$$D_t = \frac{2.4 Q^{1.923}}{g^{0.962} h^{3.846}} \quad (2.8)$$

Con la cual puede determinarse un valor tentativo de D_t , este se debe ajustar al diámetro constructivo más próximo a utilizar, de acuerdo al procedimiento de ejecución que se emplee (escudo, tubo hincado, etc.), y con dicho diámetro volver a revisar la condición del caso a:

$$1.25y_c \leq h \leq D_t \quad (2.9)$$

y la ecuación 2.8 del estado crítico.

y_1 será el tirante en el área encerrada por el muro amortiguador, igual aproximadamente a $H_{min} + 0.15$ m.

En la sección final del conducto se establecerá una carga a la salida h coincidente con su tirante de salida, para el cual, la velocidad no debe ser mayor de 2.5 m/s. Utilizando un método de cálculo de perfil de flujo gradualmente variado, es posible determinar el tirante y_e a la entrada (fig 2.2b), que puede coincidir con el tirante normal cuando haya pendiente y longitud suficiente para establecer flujo uniforme.

De esta manera, la carga a la entrada resulta de la ecuación de energía, aún si $y_e = D_t$ y $A_e = A_t$

$$H_e = y_e + (1+K_e) \frac{Q^2}{2g A_e^2} \quad (2.10)$$

donde

- A_0 área hidráulica en el conducto para el tirante y_0 , en m^2 .
 K_e coeficiente de pérdida por entrada, que puede tomarse igual a 0.5, sin dimensiones.

Con el valor de H_0 se establece el nivel del agua en la lumbrera de rejillas, aguas abajo de éstas.

2.2 CARCAMO DE BOMBEO.

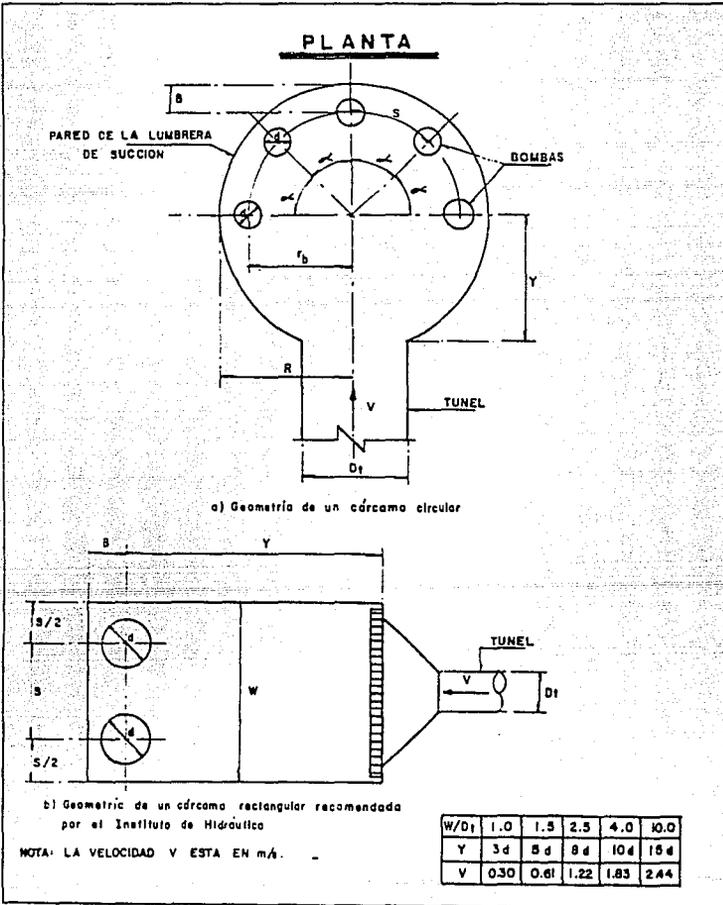
2.2.1 Diseño del cárcamo y arreglo geométrico de los equipos de bombeo

El Instituto de Hidráulica de los Estados Unidos de Norteamérica recomienda las dimensiones mínimas que debe tener un cárcamo de sección circular para su buen funcionamiento (referencia 1). Estas recomendaciones tienen como fin proporcionar un flujo de poca velocidad en el cárcamo estableciendo relaciones entre las dimensiones de las partes que lo integran y ubicando los equipos de bombeo en el semicírculo opuesto al conducto de alimentación como se puede ver en la figura 2.3a.

En dicha figura se aprecia que al conocer la separación S entre ejes de los equipos, la distancia B de los mismos a la pared, y el diámetro D_c del conducto que lo alimenta y que todos los equipos tienen que alojarse en una semicircunferencia, se llega a conocer el radio r_0 del cárcamo dividiendo el número N de equipos, menos uno, entre π , y multiplicando el resultado por S . De esta forma, el radio R interior del cárcamo es igual a r_0 más la distancia B .

De lo anterior se obtiene la siguiente expresión

FIG. 2.3 Arreglo geométrico de un número impar de equipos de bombeo, recomendado cuando no haya muro amortiguador ni mamparas.



$$D=2\left[\frac{N-1}{\pi} S+B\right] \quad (2.11)$$

Las especificaciones del Instituto de Hidráulica de los Estados Unidos establecen la relación que debe haber entre el ancho W de un cárcamo rectangular, con el diámetro D_t y velocidad V en el conducto de alimentación, así como con la distancia Y entre la sección de salida del túnel y el eje de los equipos.

Si se extendieran estas recomendaciones al diseño de un cárcamo circular, se tendría que suponer que la distancia Y es equivalente a $D/2$ y que esta entonces depende del diámetro d de la campana de succión de las bombas y de V , como indica la fig. 2.3b. De este modo es posible obtener un segundo valor de D , que debe compararse con el obtenido de la ec. 2.11, eligiendo el mayor de los dos.

El procedimiento antes indicado conduce a diámetros de cárcamo demasiado grandes debido a la ubicación de los equipos en una mitad del cárcamo y al basarse en recomendaciones válidas para cárcamos rectangulares. Por este motivo se decidió estudiar una estructura en modelo hidráulico reducido que permitiera disminuir dicho diámetro para lograr más eficiencia en el área horizontal de la lumbrera.

De este modo, resultan dos estructuras en modelo reducido que, por medio de la experimentación, se pueda estudiar su geometría adecuada para el buen funcionamiento hidráulico. Estas estructuras son las plantas de bombeo Central de Abastos II y Canal Nacional Miramontes (referencias 2 y 3). Estos estudios tuvieron como propósito la determinación del diámetro de la lumbrera utilizada como cárcamo de bombeo, cuidando que tengan el área suficiente para alojar los equipos y a las mamparas intermedias, así como al

muro semicircular de amortiguación del flujo.

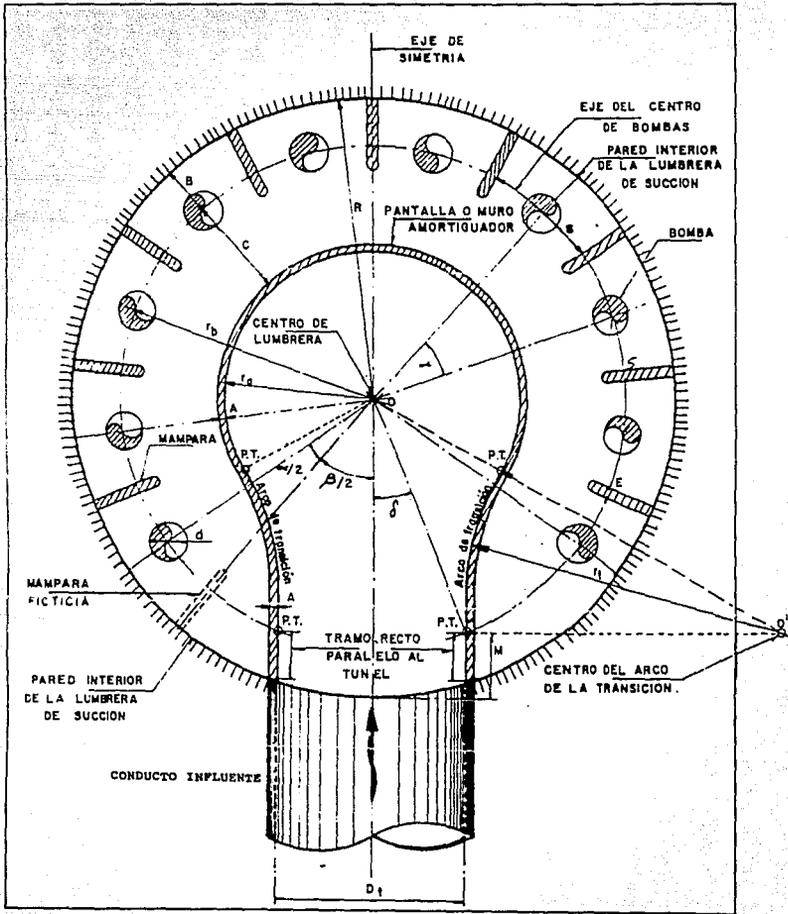
El muro semicircular y las mamparas que se mencionan, son dispositivos que resultaron de la experimentación y que tuvieron por objeto tranquilizar la turbulencia producida por el túnel de alimentación y así obtener una superficie del agua en la zona de las bombas lo más tersa posible. Además, que permite una mejor utilización del espacio en el cárcamo para alojar los equipos en la parte semicircunferencial del lado del conducto influente.

Hay que tener presente que las lumbreras utilizadas como cárcamos de bombeo, tienen diámetros estandarizados, por lo que el diseño y arreglo del cárcamo de bombeo está sujeto al diámetro de la lumbrera a utilizar. Estas lumbreras han sido construidas con los siguientes diámetros: 5.1, 6.2, 9.0, 12.0, 14.0 y 16.0 metros; a la fecha, sólo se han utilizado los diámetros de 14.0 y 16.0 metros para alojar 10 u 11 equipos de bombeo.

Para determinar el diámetro mínimo necesario se utiliza un procedimiento puramente geométrico apoyándose en las acotaciones que se indican en la fig. 2.4 que incluyen las siguientes:

- A espesor del muro amortiguador, en m. Resulta del diseño estructural, pero para fines prácticos, se toma un valor promedio de 0.40 m.
- E espesor de las mamparas entre bombas, Resulta del diseño estructural, pero para fines prácticos se toma un valor promedio de 0.25 m.
- N número de equipos de bombeo por utilizar.

FIG. 2.4 Consideraciones geométricas para el cálculo del diámetro del cárcamo.



S separación que debe haber entre ejes de las columnas verticales de succión de dos equipos de bombeo consecutivos.

B distancia del eje de la columna vertical de cada equipo a la pared de la lumbrera, en m.

α ángulo que forman dos líneas radiales coincidentes con el eje de la columna vertical de dos equipos de bombeo consecutivos, en grados.

De la figura 2.4 se concluye que la circunferencia del cárcamo de bombeo se obtiene de la siguiente expresión

$$N \alpha + \beta = 360 \quad (2.12a)$$

donde α y β en grados.

Despejando a α , la ecuación 2.12a queda en función del número de equipos y del ángulo β , el cual es necesario definir de acuerdo a consideraciones geométricas. Por un lado, se tiene que

$$\alpha = \frac{360 - \beta}{N} \quad (2.12b)$$

Por otra parte, siendo

$$S_1 = S + E$$

y también

$$S_1 = \frac{\alpha}{180} \pi r_b$$

Resulta entonces que

$$S + E = \frac{\alpha}{180} \pi r_b \quad (2.13)$$

Sustituyendo la ecuación 2.12b en la 2.13 resulta

$$S + E = \frac{360 - \beta}{180} \frac{\pi}{N} r_b \quad (2.14a)$$

de la cual al despejar el radio al centro de las campanas de succión se obtiene

$$r_b = \frac{180}{360 - \beta} \frac{N}{\pi} (S + E) \quad (2.14b)$$

Es deseable que exista, como mínimo, la misma distancia $S/2$ entre la pared exterior del muro amortiguador y el eje de la columna vertical de los dos equipos más cercanos al conducto. Por tanto, β quedaría definido por la expresión

$$\operatorname{sen} \frac{\beta}{2} = \frac{D_t + 2A}{2r_b} \quad (2.15)$$

Con las ecuaciones 2.14b y 2.15 se realizan tanteos hasta encontrar el valor de r_b buscado.

Finalmente el radio de la lumbrera es

$$R = r_b + B \quad (2.16)$$

Sin embargo, se pueden evitar los tanteos si se acepta que se confunden la cuerda y el arco definidos por el ángulo β , de modo que

$$\beta = \frac{180}{\pi} \frac{D_t + 2A}{r_b} \quad (2.17)$$

Sustituyendo la ecuación 2.17 en la 2.14a, se obtiene

$$S + E = \left[2 - \frac{D_t + 2A}{\pi r_b} \right] \frac{\pi}{N} r_b$$

Por tanto, al despejar a r_b y sustituir en la ecuación 2.16, resulta que

$$R = \frac{1}{2\pi} \left[N (S + E) + D_t + 2A \right] + B$$

El diámetro de la lumbrera es entonces

$$D = \frac{1}{\pi} \left[N (S + E) + D_t + 2A \right] + 2B \quad (2.18)$$

La ecuación 2.18 es suficientemente aproximada en la obtención del diámetro mínimo que requiere la lumbrera de succión, para alojar a los equipos de bombeo y satisfacer el resto de los requerimientos geométricos.

En la aplicación de la ecuación 2.18 es necesario tener en cuenta lo siguiente:

- a. El arreglo geométrico de las bombas en la periferia del cárcamo debe ser siempre simétrico respecto de un eje coincidente con el del conducto.
- b. La distancia S es la mínima que debe haber entre dos bombas consecutivas y, de preferencia, la especificada por las normas que se empleen (por ejemplo, las del Instituto de Hidráulica de los Estados Unidos de Norteamérica), como si el cárcamo fuese rectangular y sin mamparas. Una explicación similar puede darse para seleccionar a B.
- c. La ubicación de las dos bombas más cercanas a la sección final del conducto no debe interferir ni quedar muy cerca del muro de transición que haya entre aquél y el muro amortiguador.

- d. El espesor E del concreto en las mamparas y A en el muro amortiguador debe ser, como mínimo, de 0.20 m.

No hay que perder de vista que el diámetro obtenido de la ecuación 2.18 debe ajustarse a los estándares para las lumbreras constructivas utilizadas para estas obras.

Conviene además tener un diámetro de la lumbrera mayor al calculado por la ecuación 2.18 .

Por ello es necesario modificar algunas de las variables que intervienen en el arreglo. Las que más influyen son obviamente N , D_t , S y B . Para ello, es conveniente considerar los siguientes aspectos:

- a. Si el diámetro constructivo que se seleccione es mayor que el calculado, conviene mantener la magnitud de las variables antes indicadas, pero aumentar β . Esto implica modificar el radio r_b de los equipos de bombeo.
- b. conviene disminuir el número N de equipos sólo si el diámetro constructivo de la lumbrera que se quisiera elegir fuera menor que el dado por la ecuación 2.18. En ese caso, el ajuste puede hacerse si se revisa todo el proceso de selección de los equipos.
- c. El diámetro D_t del conducto no se puede cambiar, a menos que se revisen las condiciones de sumergencia que debe satisfacer el flujo en su descarga.
- d. Las distancias S y B cambian si se modifica el número de bombas. En cualquier caso, las dos dimensiones pueden ser

mayores que las mínimas especificadas, si bien esto no es conveniente para el diseño, toda vez que resulta un diámetro de lumbrera mayor.

- e. Los espesores finales A y E se definen una vez efectuado el diseño estructural de las mamparas y del muro amortiguador, pero tienen poca influencia si se eligen los mínimos antes indicados.

Una vez hecho el ajuste del arreglo, de acuerdo con el diámetro seleccionado de la lumbrera, se procede al diseño de las restantes estructuras.

2.2.2 Diseño de las mamparas entre bombas

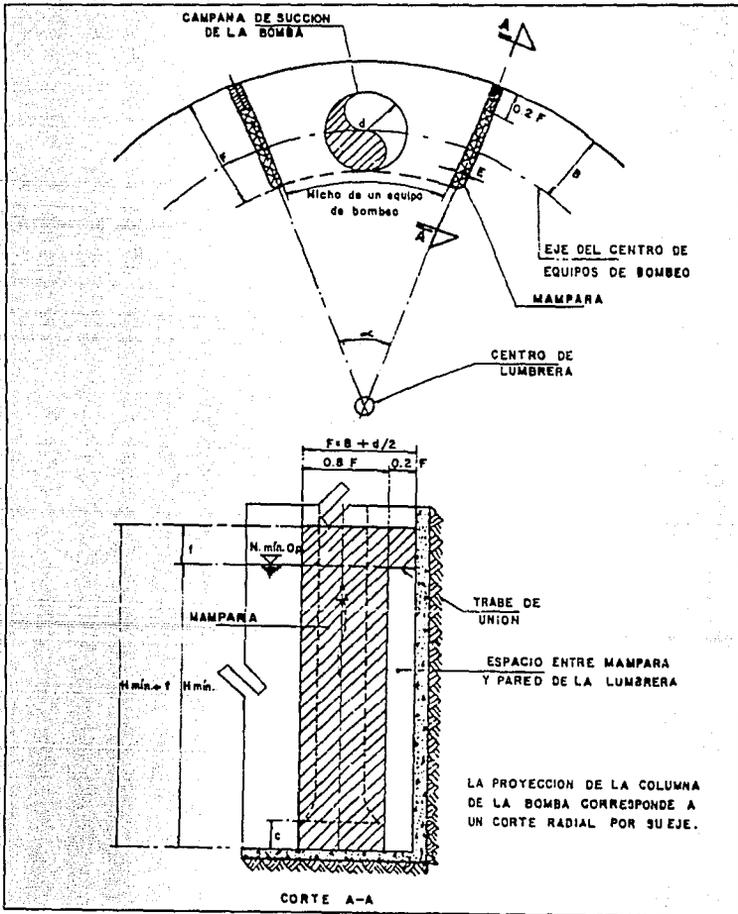
Las mamparas tienen como función evitar corrientes entre los niveles de operación de las bombas, ya que con frecuencia la operación de los equipos se alterna; además, le da a cada equipo una área tributaria o de influencia de cada uno de ellos, evitando corrientes excesivas del agua de uno a otro equipo.

Las mamparas también mejoran el aquietamiento de la superficie libre del agua en la operación de los equipos, ubicándolas entre cada bomba justo a la mitad del claro definido entre ellas, por lo que en un cárcamo con N bombas existirán N-1 mamparas, todas en dirección radial al centro de la lumbrera.

La longitud F de la mampara se toma como la distancia de la pared interior de la lumbrera al borde exterior de la campana de succión (el más cercano al centro del cárcamo de bombeo (figura 2.5); esto es

$$F = B + (d/2) \quad (2.19)$$

FIG. 2.5 Elementos geométricos que componen los nichos para el equipo de bombeo.



Como los equipos no operan simultaneamente todo el tiempo, se propone dejar un hueco entre la mampara y la pared de la lumbrera, con el fin de dar paso al flujo pegado a la lumbrera, con ancho del orden de $0.2 F$ y altura hasta el nivel mínimo de operación (figura 2.5).

$$\text{ancho} = 0.2 F \quad (2.20)$$

Para rigidizar la mampara, se debe colocar una trabe prolongada hasta el muro amortiguador sin afectar el buen comportamiento hidráulico. El peralte de la misma se sugiere que sea entre 0.30 y 0.60 m.

La altura de la mampara queda definida de la suma de H_{\min} y f (figura 2.5).

2.2.3 Diseño del muro amortiguador

El flujo descargado por el conducto influente al cárcamo de bombeo circular, produce una turbulencia excesiva a los equipos de bombeo si a estos no se les protege de algun modo, por eso la experimentación del modelo Central de Abasto II (referencia 2) permitió definir una estructura que rompiera con las turbulencias desfavorables generadas por la descarga del conducto influente.

La estructura consistió en un muro amortiguador semicircular, concéntrico al cárcamo, desplantado desde su losa de fondo, y con altura por arriba del nivel de operación de los equipos, conocido como nivel de diseño. El muro queda abierto en el lado de la descarga del conducto influente, y se une a éste mediante dos prolongaciones desde sus extremos, que formen una transición gradual en planta y conduzcan el flujo a la zona interior del

muro; y de allí a los espacios entre los equipos.

El paso del agua de la zona interior del muro amortiguador a la de bombas se efectúa a través de una serie de orificios ubicados en sitios y alturas adecuadas, a fin de proteger a los equipos del exceso de turbulencia producida por la descarga del conducto influente, además de la originada a su vez por los propios orificios.

De acuerdo con las funciones hidráulicas que realiza el muro, se concluye que su radio, altura, longitud, así como los arcos de transición que lo unen al conducto influente, constituyen los elementos que condicionan un comportamiento adecuado. A ellos debe agregarse el área necesaria de orificios, así como su tamaño y ubicación.

El dimensionamiento del muro amortiguador está sujeto a las relaciones geométricas obtenidas experimentalmente y que proporcionan un buen funcionamiento hidráulico. (referencia 2).

Estas relaciones deben ajustarse a la medida de las demás partes del cárcamo de bombeo, para proporcionar un espacio suficiente en el mismo.

Después de obtener el radio r_b , se determina el radio r_a del muro amortiguador mediante las siguientes ecuaciones

$$r_a \approx 0.63 r_b \quad (2.21)$$

$$r_a \geq 0.5 D_t \quad (2.22)$$

$$r_a \approx \frac{Q}{1.3 (H_{\min} + \Delta y)} \quad (2.23)$$

donde

H_{\min} diferencia entre el nivel mínimo de operación y el del fondo de la lumbrera, en m.

Δy desnivel dado por la ecuación 2.33, en m. Para este fin se considera un valor medio de 0.15 m.

Las ecuaciones 2.21, 2.22 y 2.23 tienen como propósito definir el radio r_a para que nunca sea tan pequeño que el flujo produzca perturbaciones severas al llegar al mismo, pero tampoco que sea tan grande que reduzca demasiado la distancia C (figura 2.4) entre su pared interior y el eje circular de los equipos.

La distancia C debe ser suficiente para alejar a las campanas de succión de los equipos de la descarga de los orificios, permitir una buena distribución del flujo entre bombas y las labores de limpieza y mantenimiento. Un valor conveniente ha resultado ser

$$C \geq 1.15 d \quad (2.24)$$

y por motivo de espacio para mantenimiento se recomienda que

$$C \geq \frac{d}{2} + 1.0 \quad (2.25)$$

donde

d diámetro de la campana de succión de los equipos. en m.

No hay que olvidar que estas recomendaciones son flexibles siempre y cuando se deje un espacio libre de 1.0 m entre el borde de la campana de succión y la pared exterior del muro.

La altura del muro se debe considerar de un 5 por ciento más alto que el nivel de diseño, debido a la sobreelevación del tirante del flujo provocada por el choque con el muro amortiguador, donde además, el tirante alcanza su mayor magnitud en el lado opuesto del conducto influente

$$H_a \geq 1.05 H_d \quad (2.26)$$

El muro amortiguador debe conectarse en forma gradual al conducto influente, por lo que el muro se prolonga en forma tangente al conducto por medio de dos muros curvos que funcionen como transición entre el muro amortiguador y el conducto influente; además, de que sean simétricos respecto al eje del conducto y de altura igual a la del muro amortiguador. De este modo se evitan turbulencias excesivas y vórtices al encontrarse líneas de corriente en la posible zona de separación.

La selección del radio r_t de curvatura de los arcos de la transición y del centro de curvatura, señalados en la figura 2.4, debe hacerse de modo que sea lo más gradual posible. El arco debe ser tangente a la pared interior del conducto y a la pared interior del muro, debiendo respetar que la distancia M sea la que hay entre el punto de intersección de un tramo recto del muro paralelo al eje del conducto y el eje de los equipos de bombeo, como indica la figura 2.4. El radio r_t debe ser el mayor posible para lograr lo antes indicado. Para ello, M y r_t se obtienen de las siguientes ecuaciones:

$$\text{sen } \delta = \frac{D_t}{2 r_b} \quad (2.27)$$

$$M = R - r_b \cos \delta \quad (2.28)$$

$$r_t = \frac{(R-H)^2 + (D_t/2)^2 - r_a^2}{2r_a - D_t} \quad (2.29)$$

El muro amortiguador debe tener orificios distribuidos en toda su área para aquietar el espejo de agua en la zona de succión de los equipos.

2.2.4 Area y distribución de los orificios

En los experimentos realizados con el cárcamo de bombeo de la planta Central De Abastos II (referencia 2), se observó que la turbulencia provocada por el flujo no se distribuye uniformemente en todo el perímetro del anillo. El comportamiento del flujo en los espacios de succión entre bombas está en función de la distribución y tamaño de los orificios que se coloquen en dirección perpendicular al muro amortiguador, por lo que estos deben ser los necesarios para que se produzca un flujo sin turbulencias a través de los orificios.

El área A_0 total necesaria en los orificios resulta de la expresión

$$A_0 = \frac{Q}{V_0} \quad (2.30)$$

donde

Q gasto máximo de diseño, en m^3/s .

V_0 velocidad promedio del flujo a través de los orificios, en m/s .

En los experimentos realizados se observó que para un comportamiento óptimo del agua y un espacio suficiente para ubicar

los orificios en el muro amortiguador, se puede tomar un valor de velocidad en el intervalo

$$0.85 \text{ m/s} < V_o \leq 1.1 \text{ m/s} \quad (2.31)$$

Para fines de diseño se recomienda una velocidad de 1 m/s.

Por otro lado, la ecuación general de descarga para orificios es

$$Q = C_d A_o \sqrt{2g \Delta y} \quad (2.32)$$

Sustituyendo la ecuación 2.30 en la 2.32 y despejando Δy , se obtiene

$$\Delta y = \frac{1}{2g} \left[\frac{V_o}{C_d} \right]^2 \quad (2.33)$$

El coeficiente C_d de descarga varía entre 0.45 y 0.51, pudiéndose usar un valor medio de 0.48. En la ecuación 2.33 se observa que si disminuye la velocidad V_o , también disminuye Δy , pero esto provoca que el área de los orificios también aumente; con ella, el paso de turbulencias a la zona de bombas y la necesidad de mayor espacio para su ubicación.

De esta manera, el nivel mínimo de sumergencia del conducto, que se señala en la figura 2.2, debe ser igual al nivel mínimo de operación más Δy .

La distribución de los orificios tiene que ser de modo que en las zonas de las bombas próximas a la intersección entre el eje del

conducto influente y el muro amortiguador el área de orificios sea menor que en los equipos cercanos al conducto de unión. Lo anterior se debe a la incidencia del flujo que es de mayor magnitud en el lado opuesto al conducto influente que en la proximidad del mismo. De esto se concluye que el área distribuida de los orificios en el muro amortiguador, debe ir creciendo sucesivamente desde la intersección del eje del conducto con el muro, hasta la proximidad del equipo más cercano al conducto influente.

Si el área de orificios se distribuye linealmente su relación con el área total A_0 crece con respecto al ángulo θ ó con el cociente θ/θ_0 , de acuerdo a la figura 2.6a, obteniendo así la siguiente relación

$$\frac{A}{A_0/2} = \frac{2A}{A_0} = \frac{\theta}{\theta_0} \quad (2.34)$$

donde

θ es el ángulo a través del cual se mide el alejamiento de un punto sobre el muro amortiguador al eje de simetría.

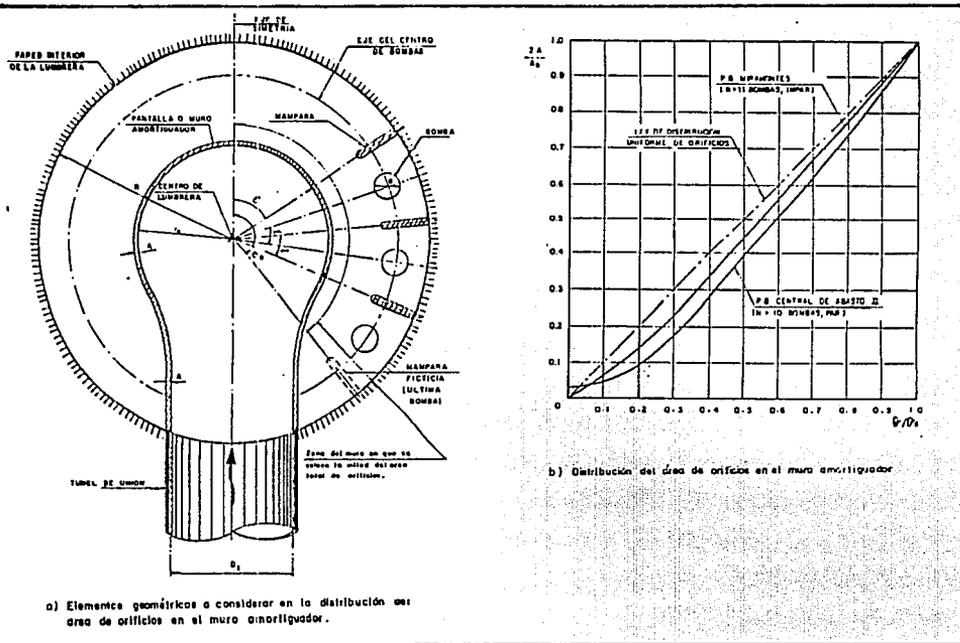
θ_0 es el ángulo total necesario para ubicar las $N/2$ bombas, incluido el espacio equivalente al de la última mampara aunque ésta no exista.

Los dos ángulos corresponden al diseño en la mitad de la lumbrera.

La ecuación 2.34 queda representada en el plano coordenado $(\theta/\theta_0, 2A/A_0)$ de la figura 2.6b, por la línea discontinua indicada en la misma. Las dos curvas de línea llena corresponden a la variación real obtenida de los modelos hidráulicos de las plantas de bombeo

Figura 2.6 Distribución de orificios .

42



Central de Abasto II y Canal Nacional Miramontes. La curva que corresponde a la primera planta se asocia con un total de diez bombas, cinco de cada lado, ésto es, un arreglo par de las mismas, coincidiendo el eje de una mampara con el eje de simetría. La curva que corresponde a la segunda planta se asocia a su vez con un total de once bombas, cinco y media de cada lado, ésto es, un arreglo impar de las mismas, para el que coincide una bomba con el eje de simetría.

Lo anterior indica que el área de los orificios crece gradualmente con el ángulo θ , siguiendo la ley de variación para cada caso, de modo que cada curva permite determinar el área tributaria de orificios que debe haber frente a cada bomba. Para ello, se debe marcar en la figura el ángulo relativo α/θ_0 que hay entre dos mamparas consecutivas, empezando desde el eje de simetría con α/θ_0 y siguiendo con $2\alpha/\theta_0$, $3\alpha/\theta_0$, etc. si el arreglo es par; o con $(\alpha/2)/\theta_0$, $(\alpha+\alpha/2)/\theta_0$, $(2\alpha+\alpha/2)/\theta_0$, etc. si el arreglo es impar.

Por otra parte, es necesario considerar que el área tributaria frente a cada bomba está constituida a base de orificios, por conveniencia, del mismo tamaño, que se alojan en diferentes posiciones en el sentido horizontal y a diferentes alturas en el vertical. Esto es, la distribución del área tributaria antes obtenida corresponde al total entre dos mamparas consecutivas en el sentido horizontal, siguiendo globalmente una ley continua, pero que en realidad debe ser una ley discreta. Esto se debe a que existen zonas de la pantalla, como las que están frente a mamparas, más propicias para concentrar mayor área de orificios que en aquellas frente a bombas. Al mismo tiempo, la posición de los orificios en el sentido vertical es también distinto en ambas zonas, ya que los que están frente a mamparas pueden quedar al

nivel del piso de la lumbrera, no así los que están frente a las bombas, que deben ubicarse a niveles superiores.

Las dimensiones de cada orificio dependen de la estructuración del muro amortiguador, pero también de algunas consideraciones de tipo hidráulico que deben satisfacerse, como se indica a continuación.

- a. El eje vertical de los orificios frente a mamparas debe coincidir con el eje radial de las mismas, de modo que cada mitad de su área se considera asociada al área tributaria de orificios que corresponda a la bomba en cuestión, de modo que se cumpla

$$\frac{\alpha}{180} \pi r_a = (n_h + 1) (b + s) \quad (2.35a)$$

donde

- b dimensión horizontal de cada orificio, en m.
- n_h número de orificios completos que se desean sobre la pantalla, en el espacio comprendido entre dos líneas radiales coincidentes con dos mamparas consecutivas.
- s distancia horizontal entre los bordes de dos orificios consecutivos, en m. Por razones estructurales, por lo menos de 0.20 m.
- α ángulo entre dos líneas radiales coincidentes con dos mamparas consecutivas, en grados.

Para aclaración, consulte las figuras 2.7 y 2.8. Por tanto, la dimensión horizontal de los orificios es

$$b = \frac{\alpha}{180} \frac{\pi r_a}{n_h + 1} - s \quad (2.35b)$$

que debe ser también la necesaria para impedir la obstrucción del orificio por cualquier material que pudiera pasar por las rejillas, con un mínimo sugerido de 0.45 m. En las dos plantas de bombeo varias veces citadas fue de 0.65 m. La dimensión b generalmente es la que dicta las dimensiones de los orificios.

- b. Todos los orificios deben quedar sumergidos por abajo del nivel mínimo de operación, el cual debe establecerse en el espacio comprendido entre la pared exterior del muro y la interior de la lumbrera. La sumergencia debe ser de modo que el borde superior de los orificios más elevados quede a una altura de, cuando más, $0.8 H_{\min}$ desde el piso. Esto es, se debe cumplir que

$$0.8 H_{\min} = n_v a + (n_v - 1) t \quad (2.36a)$$

donde

a dimensión vertical del orificio, en m.

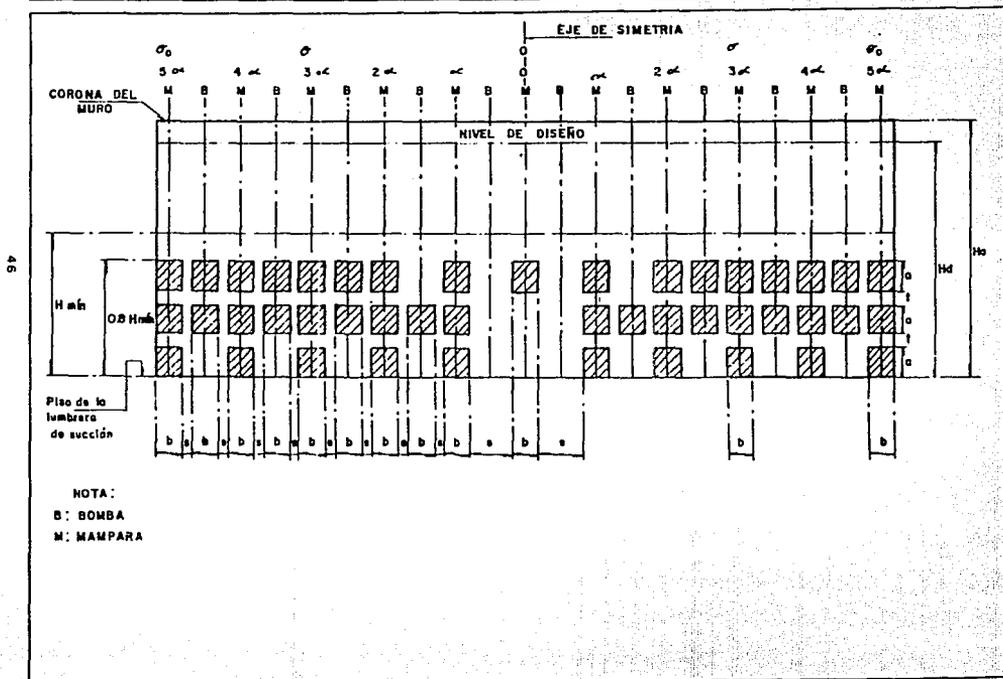
t distancia vertical entre los cantos de dos orificios consecutivos, en m. Por razones estructurales, por lo menos de 0.20 m.

n_v número de orificios que se desea alojar sobre una vertical.

H_{\min} altura del nivel mínimo de operación en el área de bombas, respecto del piso de la lumbrera, en m.

Para aclaración, consulte la figura 2.7

FIG. 2.7 Disposición de orificios en el muro amortiguador desarrollado.
Arreglo par de bombas.



Por lo tanto, la dimensión vertical de los orificios resulta

$$a = \frac{0.8 H_{\min} - (n_v - 1) t}{n_v} \quad (2.36b)$$

- c. Es recomendable que los orificios sean cuadrados, ésto es, $a = b$. En ese caso, al igualar las ecuaciones 2.35b y 2.36b, se obtiene que que

$$s = \frac{\alpha}{180} \frac{\pi r_a}{n_h + 1} - \frac{0.8 H_{\min} - (n_v - 1) t}{n_v} \quad (2.37)$$

que indica la relación que debe haber entre los espaciamentos s y t entre orificios. Una vez seleccionados aquéllos, la ecuación 2.35b o la 2.36b proporciona la dimensión de dichos orificios.

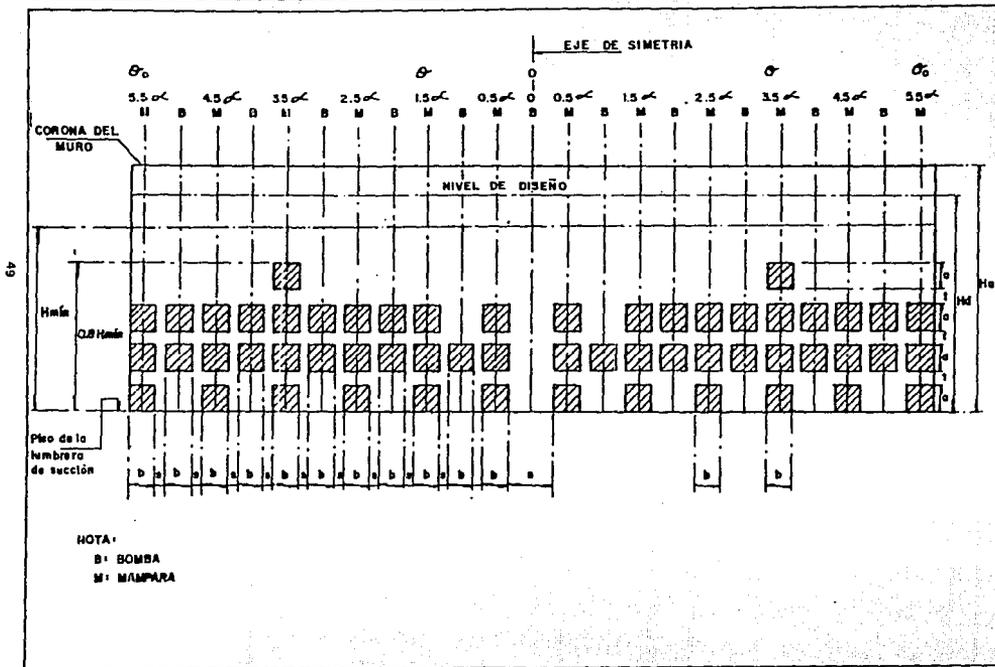
- d. El área tributaria de orificios que alimenta cada bomba se obtiene de la figura 2.6b y se considera equivalente a la que debe haber en el espacio comprendido entre la intersección de la pared interior del muro amortiguador y las líneas radiales que coinciden con el eje de las mamparas.
- e. La mayor parte de los orificios deben colocarse frente a las mamparas, con el borde inferior del más bajo al nivel del piso de la lumbrera; los demás, en todos los niveles posibles, de acuerdo a las limitaciones del inciso a. Aquí se exceptúa la mampara que quede sobre el eje de simetría en el caso de un arreglo par de bombas, para la cual puede haber más de un orificio, pero el borde inferior del más bajo y el superior del más alto deben quedar en el espacio comprendido entre $0.4 H_{\min}$ y $0.6 H_{\min}$.

- f. Cada mitad del área de los orificios que se coloquen frente a mamparas se consideran parte de la tributaria a las bombas a ambos lados de la mampara que las separan.
- g. Los orificios frente a las bombas deben ubicarse con el nivel del borde inferior igual o por arriba de $1.3c$, donde c es la altura del piso al borde inferior de la campana de succión de las bombas y preferentemente más alto que $0.2 H_{min}$.
- h. En el caso de arreglo par de bombas, no debe haber orificios frente a las que queden próximas al eje de simetría de la lumbrera (coincidente con el eje del conducto). Después se puede instalar un número creciente de orificios a partir de la siguiente bomba, pero su área total no debe ser mayor del 40 por ciento de la tributaria a la bomba en cuestión. El resto debe colocarse frente a las mamparas que la limitan (ver figura 2.7).
- i. En el caso de arreglo impar de bombas, no debe haber orificios frente a la que queda sobre el eje de simetría de la lumbrera. Después, se instala un número creciente de los mismos, desde uno en la siguiente bomba, hasta el máximo indicado en el inciso anterior (ver figura 2.8)

2.2.5 Selección de los equipos de bombeo

Aunque el ingeniero del proyecto electromecánico, es quien decide finalmente el equipo de bombeo que se utiliza, es necesario hacer calculos previos para definir en forma aproximada, un equipo de bombeo y determinar los niveles de operación de la planta de bombeo para revisar si éstos cumplen con un buen funcionamiento hidráulico a través de los componentes que integran la planta.

FIG. 2.8 Disposición de orificios en el muro amortiguador desarrollado
Arreglo impar de bombas.



Las bombas recomendadas por los fabricantes y más utilizadas para el servicio que se requiere, son de tipo vertical, ya que tienen la ventaja de poder manejar grandes volúmenes de agua con grandes cargas (figura 2.9).

Para seleccionar correctamente los equipos de bombeo, se empieza por determinar la carga total del sistema considerando el nivel medio de operación

$$H_d = z + H_f \quad (2.38)$$

donde

H_d es la carga dinámica total, en m

z es la carga estática del sistema, en m

H_f es la pérdida total del tubo de succión y accesorios, en m

$$H_f = H_{fa} + H_{fb} + H_{fc} \quad (2.39)$$

donde

H_{fa} es la pérdida de energía por columna, en m

H_{fb} es la pérdida de energía en el codo de descarga, en m

H_{fc} es la pérdida de energía en la descarga, en m

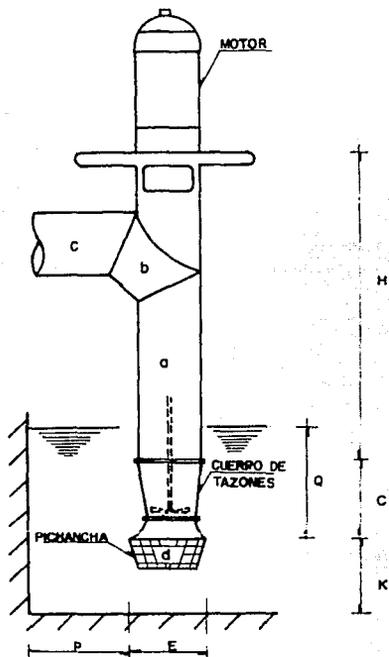
Pérdida en columna. Despreciable cuando la longitud de columna es menor de 6 metros (20 ft). Si la longitud de columna es mayor, se procede al cálculo de las pérdidas por fricción originadas en este tramo. Lo anterior se obtiene aplicando la ecuación de Darcy-Weisbach.

$$H_{fa} = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \quad (2.40)$$

Donde el factor de fricción f se determina en función del número de Reynolds y de las rugosidades relativas, empleando para ello, el diagrama de Moody. (referencia 5).

Pérdida en el codo. Las pérdidas en el codo se considera como

Figura 2.9 Bomba centrífuga vertical, flujo mixto



- PERDIDAS INTERNAS DE LA BOMBA
- a = Pérdidas en columna
 - b = Pérdidas en codos
 - c = Pérdidas en la descarga
 - d = Pérdidas en la pichanCHA

parte de las pérdidas en la bomba. Al igual que las pérdidas en la columna y en la descarga se restan de la carga mostrada en la curva de funcionamiento del equipo, dando como resultado la carga requerida por el sistema. Para determinar los valores de estas pérdidas, se consideran el factor geométrico del codo y la carga de velocidad en este punto y se relaciona de la manera mostrada en la figura 2.10 .

El valor de la carga de velocidad se indica en la curva de funcionamiento (H-Q) por algunos fabricantes. Cuando no está determinada, se obtiene de igual manera que la realizada en el cálculo de pérdidas en accesorios.

$$H_{fb} = h_f + \frac{v^2}{2g} \quad (2.41)$$

Pérdida en la descarga. Tiene un valor igual a la carga de velocidad, se considera sólo cuando la bomba descarga libremente.

Por tanto, de 2.38 y 2.39 la carga dinámica total es

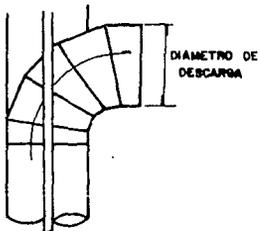
$$H_d = Z + H_{fa} + H_{fb} + H_{fc} \quad (2.42)$$

que es la carga utilizada en la selección del equipo.

Número de pasos requeridos. Se encuentra dividiendo la carga dinámica total entre la carga por paso a recorte máximo del impulsor. Si se obtiene un número fraccionario, se toma el inmediato superior.

La carga indicada en el punto de operación (H-Q) de la curva de funcionamiento, es la que resulta de dividir la carga dinámica

Figura 2.10 Pérdidas en codos

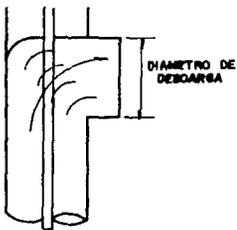


ESPECIAL
 RADIO LARGO DE 90°
 PERDIDA EN CODO = $0.26 \times \frac{V^2}{2g}$

ESTANDAR
 RADIO CORTO DE 45°
 PERDIDA EN CODO = $0.8 \times \frac{V^2}{2g}$



ESPECIAL
 RADIO CORTO DE 90°
 PERDIDA EN CODO = $0.6 \times \frac{V^2}{2g}$



total entre el numero de pasos.

Eficiencia. De la curva de funcionamiento H-Q se determina la eficiencia del equipo, correspondiente a las condiciones de operación.

Potencia. Se calcula la potencia requerida por la bomba de acuerdo a la ecuación

$$P_b = \frac{\gamma Q H_d}{76 E_b} + \text{Pérdidas de potencia en flecha} \quad (2.43)$$

Se hacen dos calculos de potencia: la potencia normal obtenida con las condiciones normales de operación y la potencia máxima al extremo derecho del punto de operación correspondiente al diámetro del impulsor determinado. Realizado el cálculo de ambas potencias y con el valor de la potencia mayor calculada, se selecciona la potencia comercial inmediata superior del accionador.

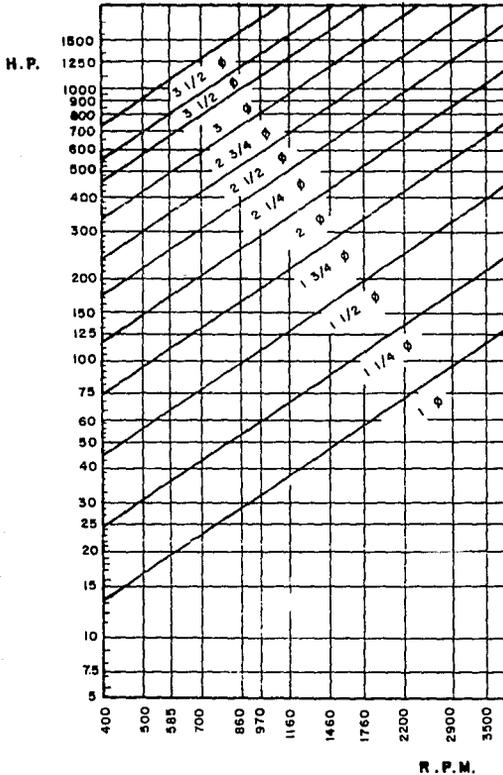
Diámetro de flecha de línea. Se determina por medio de la carta de selección, figura 2.11, en función de la potencia a transmitir y la velocidad de operación.

Pérdidas de potencia en flecha de línea. Se determina con el diámetro de flecha y de acuerdo a la tabla de la figura 2.12. Seleccionado el factor de pérdidas correspondiente y aplicando la siguiente ecuación.

$$P_f = \frac{\text{Pérdida de pot.} \times \text{Long. total flecha de línea}}{100} \quad (2.44)$$

La pérdida de potencia calculada se suma a la potencia antes determinada, verificando que la potencia así obtenida no sea mayor que la comercial determinada.

Figura 2.11 Carta para la selección de flecha de línea .



Esta carta es válida solamente para flechas de acero al carbón, de acuerdo al estándar ASTM-A-108 Gr 1045 (F-114).

Para flecha de acero, con 13% Cr. de acuerdo al ASTM A-276 tipo 420 (F-312). Esta carta puede ser usada multiplicando la potencia por 0.75.

Para acero inoxidable, como es ASTM A-276 tipo 316, puede ser usado también multiplicando la potencia por 2.

Figura 2.12 Potencia de flecha de linea .

R P M BOMBA	DIAMETRO DE FLECHA										
	3/4"	1"	1 1/4"	1 1/2"	1 11/16"	1 13/16"	2 3/16"	2 7/16"	2 11/16"	2 15/16"	3"
	PERDIDA DE POTENCIA EN FLECHA POR CADA 100 M										
720	0.43	0.72	1.08	1.54	2.07	2.66	3.28	4.07	4.36	5.74	7.71
870	0.49	0.85	1.31	1.84	2.46	3.18	3.94	4.82	5.44	6.79	7.87
970	0.56	0.95	1.48	2.07	2.76	3.54	4.43	5.41	6.23	7.61	8.86
1150	0.66	1.12	1.74	2.43	3.28	4.20	5.25	6.40	7.28	9.02	10.50
1450	0.86	1.44	2.23	3.15	4.20	5.41	6.76	8.20	9.51	11.58	13.12
1750	0.98	1.71	2.62	3.74	4.99	6.40	8.04	9.84	10.96	13.78	18.37
2900		2.85	4.40								
3500		3.44	5.18								

2.3 LUMBRERA DE REJILLAS.

2.3.1 Localización e importancia.

La lumbrera de rejillas constituye otra estructura importante en el funcionamiento de las plantas de bombeo. Dicha lumbrera debe situarse aguas arriba del cárcamo, para eliminar la entrada de material grueso a la lumbrera de succión. Ambas lumbreras quedan unidas por el conducto influente, cuyo diámetro se calcula de acuerdo a los criterios del subcapítulo 2.1.

La lumbrera de rejillas contiene un sistema de retención de sólidos que impide el paso de objetos grandes arrastrados por el agua. Aunque éstos representan un volumen pequeño respecto del gasto líquido, constituyen un grave problema para el equipo de bombeo cuando lo alcanzan, ya que los impulsores pueden sufrir daños severos y ser obturados parcial o totalmente.

Aguas arriba de las rejillas debe proveerse de una zona de transición para obtener, en lo posible, una velocidad uniforme a través de las mismas, del orden de 0.6 m/s, lo que redundaría en su eficiencia como retenedor de sólidos y en la disminución de la pérdida de energía en ellos.

Las rejillas deben ser removibles para su limpieza periódica, o bien, estar dotadas de algún sistema mecánico que elimine el material retenido por ellas.

Las características generales de las rejillas aparecen a continuación.

Concepto	Limpieza manual	Limpieza mecánica
a.- Dimensiones de la barra		
ancho, en cm	0.6 a 1.5	0.6 a 1.5
peralte, en cm	2.5 a 7.5	2.5 a 7.5
b.- Separación, en cm		
Rejillas gruesas	15 a 20	15 a 20
Rejillas finas	2.5 a 5.0	1.6 a 7.5
c.- Inclinación respecto a la vertical, en grados	0.0 a 30	0.0 a 30
d.- Velocidad de aproximación, en m/s	0.3 a 0.6	0.6 a 0.9
e.- Pérdida de carga admisible, en cm	15.0	15.0

TABLA 2.1

Con objeto de que siempre exista un elemento que intercepte al flujo antes de llegar al cárcamo, se recomienda instalar un mínimo de dos juegos de rejillas, lo que permite extraer y limpiar una, mientras opera la otra.

Ambos juegos deben ser paralelos entre si y su ubicación permitir su colocación, remoción y limpieza, sin que interfiera una con la otra.

Por otra parte, las rejillas deben formarse a base de soleras de

acero estructural, paralelas entre si, de separación ligeramente menor o igual al paso de esfera especificado por el fabricante de los equipos.

El diámetro de la lumbrera queda en función de la distancia mínima que necesitan sean las rejillas o las compuertas si éstas se utilizan.

Se toma la mayor distancia que resulte de la suma en cada uno de los dos sentidos (paralelo y perpendicular al flujo).

En el sentido perpendicular debe considerarse el ancho aproximado de los muros entre compuertas o rejillas, así como un espacio para colocar las guías de ambos elementos.

En el sentido paralelo, la distancia entre rejillas y compuertas debe ser por lo menos de un metro más el ancho de los muros y la distancia necesaria entre rejillas y el conducto influente para permitir el acceso del personal de operación y mantenimiento.

2.3.2 Pérdidas en rejillas

Al instalarse un sistema de rejillas en la sección por donde fluye el agua, se obstaculiza parcialmente su libre escurrimiento, por lo que se produce una pérdida.

La pérdida de carga en las rejas de barras son función de la forma de la barra y de la carga de velocidad del flujo entre ellas.

El coeficiente de pérdida debida a las rejillas puede ser calculado, con buen grado de aproximación, mediante la fórmula de Kirschmer

$$K_r = C_f (s/b)^{4/3} \text{ sen } \theta \quad (2.45)$$

donde

- K_r coeficiente de pérdida por rejilla, sin dimensiones.
- C_f coeficiente que depende de la forma de la rejilla, sin dimensiones.
- s espesor de las soleras de la rejilla, en m.
- b espacio libre entre las soleras, en m.
- θ ángulo formado entre la horizontal y la rejilla.

Los valores del coeficiente de forma C_f son los que se indican en la tabla 2.2 .

Tipo de barra	C_f
Rectangular, con bordes agudos	2.42
Rectangular, con la cara aguas arriba semicircular	1.83
Circular	1.79
Rectangular, con las caras aguas arriba y abajo semicirculares	1.67

TABLA 2.2

La pérdida por rejilla se obtiene aplicando la fórmula general de pérdida local

$$h_r = K_r \frac{v^2}{2g} \quad (2.46)$$

donde

V velocidad media frente a las rejjas (como si éstas no existieran), en m/s.

La expresión anterior es aplicable exclusivamente a rejjas limpias. La pérdida de carga aumenta con el grado de obturación de las mismas.

Si al tirante H_0 se suman las pérdidas antes calculadas, se obtiene el tirante y_1 aguas arriba de las rejillas.

Se recomienda que se calcule el tirante normal en el túnel semiprofundo o influente a la lumbrera de rejillas para el gasto de diseño del mismo, y hacerlo coincidir con el tirante y_1 , respetando las características hidráulicas del sistema de drenaje. En el caso en que ésto no ocurriese, deben ajustarse las elevaciones de las estructuras de la planta y hacer coincidir dichos tirantes.

2.4 TANQUE DE TRASPALO

2.4.1 Principios básicos

El arreglo hidráulico del tanque de traspaleo sirve para recibir la descarga de los equipos de bombeo en diferentes puntos a lo largo del mismo, originando un tipo de flujo conocido como flujo espacialmente variado.

El flujo espacialmente variado, tiene como característica principal la descarga no uniforme resultante de la adición o disminución del agua a lo largo del curso del flujo. El agua agregada o disminuida causa disturbios en el contenido de la

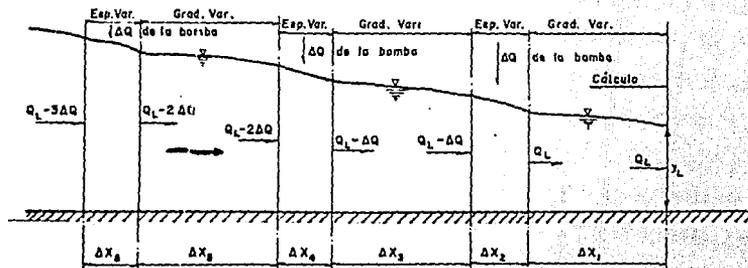
energía o del momentum del flujo. El tratamiento hidráulico de un flujo variado espacialmente es más complicado que el de un flujo de descarga constante. En el caso del tanque de traspaleo, el análisis se hace para gasto creciente a lo largo del canal. En este tipo de flujo variado espacialmente, una porción apreciable de la pérdida se debe a la mezcla turbulenta del agua agregada y del agua fluyendo en el canal. En la mayoría de los casos, esta mezcla es relativamente de alta magnitud e incertidumbre. Por causa de las pérdidas resultantes, altas e inciertas, la ecuación del momentum se considera más conveniente que la ecuación de la energía para resolver este problema.

Desde un punto de vista práctico, las pérdidas hacen pensar que los canales así diseñados sean hidráulicamente ineficientes. En el caso concreto del flujo en el tanque de traspaleo, el perfil no es en su totalidad espacialmente variado, sino se alterna con tramos de flujo gradualmente variado como se puede apreciar en la figura 2.13. Esto se debe a que solo existe ingreso del gasto en los tramos donde están ubicados los tubos de descarga, y las únicas pérdidas que se generan, son las de fricción con el canal y las producidas por el gasto de las descargas puntuales de los equipos de bombeo. Además, se ha observado, a través de la experimentación realizada en la referencia 2 y 3, que dichas pérdidas son mínimas, sin presencia de turbulencia excesiva a lo largo del tanque de traspaleo.

2.4.2 Disposición del tanque de traspaleo

Como se ha explicado en capítulos anteriores, la función del tanque de traspaleo es la de captar y disponer del flujo de las descargas en un colector efluente. Por facilidad constructiva y economía se ha ubicado en la periferia y parte superior del

Fig. 2.13 Esquema de solución para un flujo espacialmente variado, con ingresos puntuales.



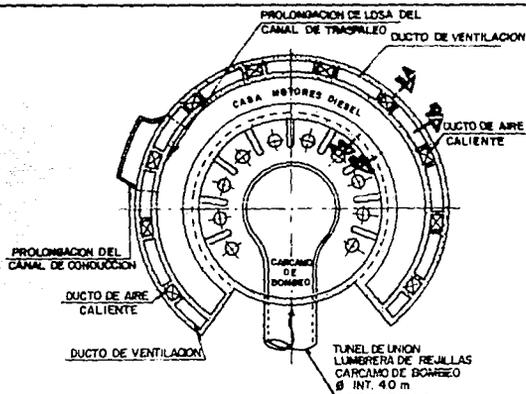
cárcamo de bombeo, cuidando además, de dar espacio suficiente a los equipos de bombeo en el piso de operación. Esta medida ha originado una serie de cambios en su geometría para lograr un diseño más compacto en planta y facilitar el diseño estructural del mismo.

Para garantizar el buen funcionamiento hidráulico y hacer las mejoras correspondientes, se ha hecho la experimentación del modelo (referencia 8), y de esta forma llegar a obtener la geometría óptima del tanque de traspaleo.

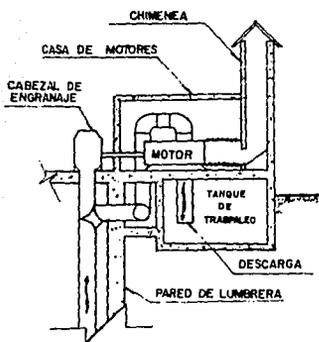
Finalmente, se ha dispuesto el tanque de traspaleo aprovechando el espacio que hay entre la parte inferior del piso de operación y la pared del cárcamo de bombeo, llegando a establecer la sección transversal que se muestra en la figura 2.14 . se puede observar, que la sección transversal del tanque de traspaleo no es continua en toda su longitud, sino que en las partes donde se encuentran las chimeneas de los equipos de bombeo está totalmente cerrada. Es lo contrario para las demás partes del canal, donde se encuentran abiertas, por eso, como se trata en el siguiente tema, se debe cuidar que los tramos considerados para el calculo, sean de sección constante, considerando también como tramos, la sección donde se encuentren los tubos de descarga, dando el ancho del tramo igual al del diámetro del tubo.

Se debe calcular el perfil para diferentes secciones transversales del tanque de traspaleo y definir la adecuada para obtener un funcionamiento hidráulico satisfactorio con la menor sección transversal posible. Además, se debe hacer para el gasto máximo y con los niveles máximo y mínimo que se pudieran presentar para las condiciones más críticas al inicio del tanque de traspaleo.

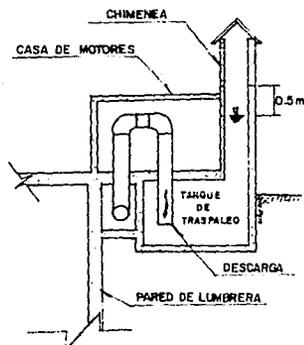
Figura 2.14 Disposición y geometría del tanque de traspaleo.



PLANTA TANQUE DE TRASPALCO



CORTE A-A



CORTE B-B

La altura del tanque de traspaleo será de por lo menos 0.5 m más alto que el nivel máximo alcanzado en el perfil para las peores condiciones de trabajo, ver fig. 2.14 .

La pendiente del tanque de traspaleo debe ser nula aunque podría tomarse alguna otra que sea suave, revisando que el comportamiento del flujo sea satisfactorio.

Para desalojar el agua que pudiera quedar estancada en el tanque de traspaleo cuando la planta de bombeo no opere, se debe utilizar una válvula de achique en el mismo que regrese el agua al cárcamo de bombeo.

2.4.3 Metodología de calculo del perfil en el tanque de traspaleo.

Para resolver el calculo del perfil, se ha tomado el metodo de integración numérica que se explica detalladamente en la referencia 4. En este trabajo sólo se mencionan los pasos del metodo para resolver el perfil. Este método puede aplicarse a cualquier problema práctico sin necesidad de hipótesis simplificadoras y admitiendo una generalización inmediata.

Para utilizar el método es necesario iniciar desde una sección de control y establecer una dirección de cálculo con las mismas reglas que en el flujo gradualmente variado.

Los pasos a seguir para calcular el perfil del tanque de traspaleo son:

1. Se identifica el control y se calculan las pérdidas necesarias para obtener el nivel de energia al inicio del tanque de traspaleo.

2. se fijan los tramos Δx de cálculo, considerando secciones constantes y los tramos donde se ubiquen las tuberías de descarga, siendo estos últimos del mismo ancho del diámetro de la tubería de descarga.

En la figura 2.14 se puede apreciar que el tanque de traspalear se divide en dos canales, por lo que su cálculo es independiente uno del otro.

3. se supone un valor de $\Delta y'$ y se calcula el valor de y_2 de la ecuación

$$\Delta y' = S_0 \Delta x + y_2 - y_1 \quad (2.47)$$

4. Con y_2 se obtiene A_2 a partir de la geometría del tramo correspondiente.
5. Se obtiene el gasto Q_2 según sea cualquiera de los dos casos siguientes

- si es un tramo con tubería de descarga

$$Q_2 = Q_1 - q_0 \quad (2.48)$$

donde q_0 es el gasto por unidad de descarga, y Q_2 es el gasto que resulta de restarle al gasto del tramo anterior Q_1 , el del tramo a calcular.

Q_1 es la suma de los gastos de los tramos calculados anteriormente.

- si es un tramo sin descarga

$$q_a = 0$$

$$Q_2 = Q_1$$

$$(2.49)$$

6. Se obtienen

$$V_2 = \frac{Q_2}{A_2}$$

;

$$S_f = \left[\frac{V_m n}{R_{hm}^{2/3}} \right]^2$$

donde

$$V_m = \frac{V_1 + V_2}{2}$$

y

$$R_{hm}^{2/3} = \left[\frac{A_1 + A_2}{P_1 + P_2} \right]^{2/3}$$

7. Se obtiene $\Delta y'$ calculado de la ecuación

$$\Delta y' = \frac{1}{g} \left(\frac{V_1 + V_2}{Q_1 + Q_2} \right) Q_1 \left[(V_1 - V_2) + (Q_1 - Q_2) \frac{V_1}{Q_2} \right] + S_f \Delta x \quad (2.50)$$

8. Se compara $\Delta y_c'$ calculado contra $\Delta y_s'$ supuesto.

si $\Delta y_c' \neq \Delta y_s'$

se introduce $\Delta y'$ en la ecuación 2.47 obteniendo y_2 y se va al paso 4

si $\Delta y_c' = \Delta y_s'$

$y_1 \rightarrow$ es el tirante correcto, y se pasa a la sección siguiente cambiando subíndices

Se sigue con el procedimiento hasta terminar con todas las secciones de calculo propuestas.

III DISEÑO HIDRAULICO DE LA PLANTA DE BOMBEO ZARAGOZA

3.1 ANTECEDENTES

La Planta de Bombeo Zaragoza se ubica en la esquina Nororiental que forman la Calzada Ignacio Zaragoza y la Av. Río Churubusco, sobre el mismo terreno en que se localiza la lumbrera constructiva 7A del interceptor Oriente Sur.

El terreno es de forma aproximadamente triangular y, en su lado Norponiente, colinda con la Avenida Río Churubusco sobre la que se ubica también la línea 9 del Metro. Este es sobreelevado en la zona, por lo que las zapatas de cimentación de sus pilas de apoyo descansan sobre el terreno, alineadas en el sentido longitudinal de dicha avenida.

El lado Sudponiente del terreno colinda en una distancia aproximada de 73 m con la Calzada Ignacio Zaragoza. En su proximidad se ubica la lumbrera constructiva 7A del Interceptor Oriente Sur.

El lado Oriente del mismo terreno colinda con un hotel, cuyo acceso se encuentra sobre dicha calzada.

Sobre el predio y en dirección casi paralela a la Avenida Río Churubusco, se tiene proyectada una vialidad elevada para cruzar sobre la Calzada Ignacio Zaragoza con tráfico en el sentido Sur a Norte.

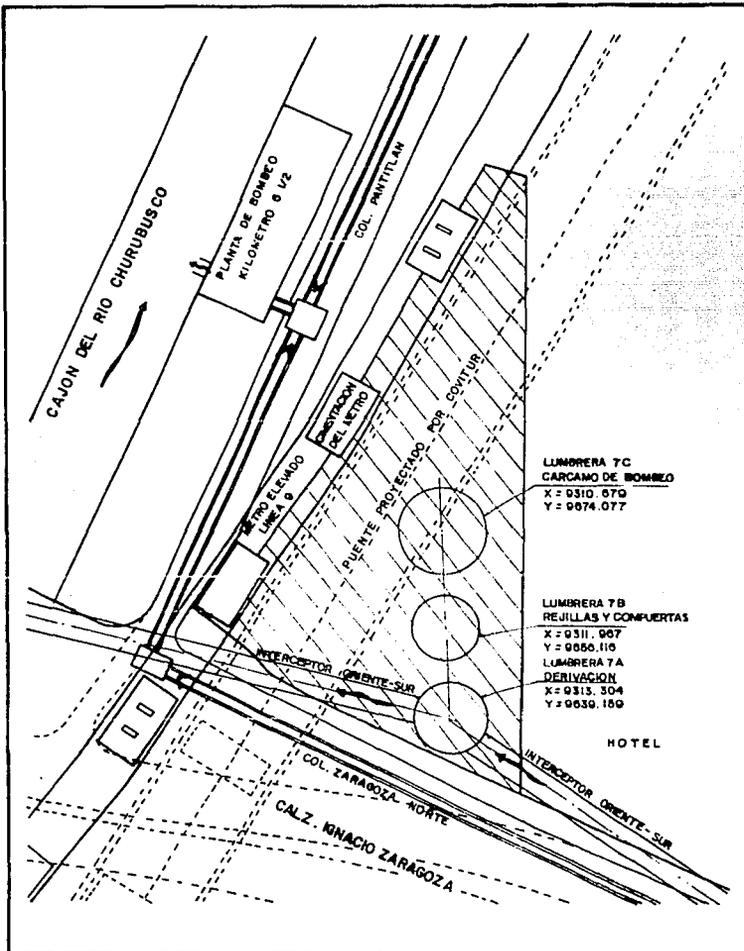
La forma del terreno es casi triangular y la dimensión en su base de sólo 73 m sobre el área en que se ubica la planta. Las estructuras de captación y control del Colector Zaragoza Norte, Pantitlán y del caudal proveniente del Cajón Churubusco, además de las restricciones impuestas por las cimentaciones del Metro antes descritas, así como la vialidad ya indicada, han impuesto limitaciones de espacio imposibles de superar si se desea la totalidad de las instalaciones en esta área, a menos que se concilie nuevamente la vialidad del puente, o se afecte al hotel.

Cabe aclarar que sobre dicho terreno se desea también construir la captación total del colector Zaragoza Norte, Pantitlán, así como la derivación de un cierto caudal proveniente del cajón Río Churubusco. Para manejar ambos caudales se utilizan una o dos cajas de control, y se descarga más adelante, en la lumbrera constructiva 7A, mediante el sistema de lumbrera adosada con estructura simplificada de ranura vertical y conductos de conexión hacia el Interceptor Oriente Sur.

El proyecto de estas estructuras fue primeramente manejado como sistemas separados, pero debido a lo reducido del espacio disponible y a la necesidad de proyectar las obras de manera integrada, se usan conductos comunes en ambos sistemas, por lo que hubo necesidad de hacer modificaciones en su concepto que se describen más adelante.

El presente trabajo tiene como objeto presentar el proyecto del sistema relativo a la planta de bombeo Zaragoza, integrado por las lumbreras 7A, 7B y 7C, y el conducto de descarga de la planta, ver figura 3.1.

Figura 3.1 Predio de la planta de bombeo zaragoza .



3.2 OBJETIVOS

La planta de bombeo Zaragoza tiene como fin bombear las aguas provenientes del Interceptor Oriente-Sur y descargarlas en el cajón del río Churubusco. Para esto, se hace una breve descripción de la problemática y del sistema de drenaje profundo en esta región.

El interceptor Oriente-Sur actualmente en construcción forma parte del sistema de drenaje profundo del D F y captará las aguas de la zona sur-oriente de la ciudad., uniéndose a su vez, a los interceptores Oriente, Oriente-Oriente, y a los semiprofundos Iztapalapa, Ermita y canal de Garay. Este sistema de túneles dará solución a los problemas de inundación que se presentan en esta zona.

El sistema antes mencionado se irá construyendo por etapas considerando las prioridades de las zonas que presenten problemas más graves, para funcionar algunos tramos antes de su conclusión.

La primera etapa de construcción del interceptor Oriente-Sur consiste en la perforación del túnel desde la lumbrera uno a la siete, elevando el agua desde esta última hacia el cajón del río Churubusco por medio de la planta de bombeo Zaragoza, motivo del presente trabajo.

En la segunda etapa se conectará al interceptor Oriente ubicándose las lumbreras 8, y 9. De esta manera se tendrá la opción de entregar las aguas del interceptor Oriente-Sur al Oriente, y éste a su vez al emisor central cuando no se manejen volúmenes muy grandes en el interceptor Oriente y en el Central. Por el

contrario, si estos dos últimos túneles trabajan sobrecargados, el interceptor Oriente-Sur se aliviara por medio de la planta de bombeo Zaragoza, cuando el cajón del río Churubusco tenga capacidad de recibir más agua.

Por lo tanto, la planta de bombeo Zaragoza recibirá las aguas de las captaciones ubicadas de la lumbrera uno a la seis.

Además, se planea hacer esta planta de bombeo aprovechando las lumbreras constructivas utilizadas para construir el interceptor Oriente-Sur, a fines de emplear en la zona de cruzamiento entre el interceptor Oriente-Sur y el cajón del río Churubusco, tres lumbreras que sirvan de derivación, de rejillas y de cárcamo de bombeo, con la designación de lumbreras 7A, 7B y 7C respectivamente. Para mayor claridad, ver la figura 3.1.

En la figura 3.1 se puede apreciar que en la zona pasan a unos cuantos metros los colectores Zaragoza-Norte y Pantitlán, por lo que se planeó también captarlos. Además se hizo necesaria una derivación del Cajón del río Churubusco hacia la lumbrera 7A, para conectarse por medio de una estructura de captación llamada de vórtice de ranura vertical, al propio interceptor, que será construida cuando se halla terminado la segunda fase del interceptor Oriente-Sur. Esto ha originado que el espacio para ubicar todas las estructuras sea insuficiente, ya que el predio que se utilizará para realizar la obra es muy pequeño y problemático por las colindancias que presenta.

Actualmente los colectores Zaragoza-Norte y Pantitlán entregan sus aguas a la planta de bombeo "Km 6 1/2" para descargarlas al cajón del río Churubusco. Esto ha obligado a pensar en que dicha planta siga funcionando aun cuando ya operen todas las obras de la planta

de bombeo Zaragoza y las de captación, puesto que el sistema de drenaje profundo sólo opera en época de lluvias, por tanto los colectores Zaragoza-Norte y Pantitlán serán aliviados en época de estiaje por la P.B. "Km 6 1/2"; en época de lluvias, por medio del interceptor Oriente-Sur.

3.3 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA

El sistema integrado de la planta de bombeo se compone de la lumbrera constructiva 7A del interceptor Oriente Sur, cuya geometría, ubicación y niveles del fondo y brocal obedecen a criterios de proyecto y constructivos ajenos al sistema.

El diámetro de dicha lumbrera es de 14 m, el fondo se encuentra al nivel 9.95 m y el brocal al N 30.85 m. Las coordenadas del centro de la lumbrera son: $X = 9313.304$, $Y = 9639.157$. Por dicho centro y en el fondo de la lumbrera pasa el Interceptor Oriente Sur de 5.0 m de diámetro, que sufre aquí una deflexión en su dirección longitudinal.

Dicha lumbrera se comunicará con la de rejillas mediante un túnel cuya rasante tiene el mismo nivel del fondo en la lumbrera constructiva, esto es, el N 9.95 m, y cuyo diámetro depende del gasto máximo que maneje la planta.

La lumbrera de rejillas se designa como la 7B y consistirá en un cilindro hueco con paredes de concreto, de aproximadamente 22 m de profundidad, con el diámetro necesario para colocar el sistema de rejillas, compuertas y pilas de soporte de las mismas. El diámetro y su profundidad dependerán del intervalo de gastos con que operará la planta de bombeo.

El cárcamo de bombeo consistirá en una lumbrera vertical, designada como la 7C, constituida por un cilindro hueco con paredes de concreto, de aproximadamente 22 m de profundidad, y el diámetro necesario para alojar en su periferia a los equipos de bombeo, mamparas entre bombas, muro amortiguador y paredes de transición, de acuerdo con el caudal máximo que maneje la planta.

La clave del túnel influente al cárcamo de bombeo quedará al mismo nivel del NAMIN y tendrá el diámetro necesario de acuerdo con el caudal que maneje la planta, para permitir la intercomunicación de dicho cárcamo y la lumbrera de rejillas.

El cárcamo de bombeo soportará en su parte superior a los equipos de bombeo, motores, y al tanque de traspaleo. Este colectará las aguas descargadas por las bombas y las llevará hasta una caja de descarga, y después a un conducto que los conducirá finalmente al cajón del río Churubusco.

La planta de bombeo manejará un gasto total de $20 \text{ m}^3/\text{s}$ mediante 10 bombas, siendo conveniente que el tanque de traspaleo quede ubicado debajo del terreno natural, a fin de reducir la altura de la casa de motores diesel, y de este modo librar la altura que tiene la losa inferior del metro elevado.

Independientemente de la definición del conducto que conecta la P.B. con el cajón Churubusco, fue necesario revisar el nivel máximo en la caja de descarga. En virtud de que el nivel de lecho inferior de la losa-tapa del cajón del río Churubusco es el máximo que admite antes del desborde, se pensó que la planta deba suspender su funcionamiento antes de que el agua llegue a dicho nivel. Por tanto, el nivel máximo del agua en el tanque de traspaleo no debe rebasar dicho nivel, esto es, el nivel 33.60 m

sin fluctuación alguna, toda vez que la P.B. no podrá operar para esas condiciones. A fin de que la disposición en planta de los equipos siga arreglos geométricos similares a los de las plantas Central de Abastos II y Canal Nacional Miramontes, se aceptó entonces un arreglo par de bombas, con ángulo de 27.50 entre las mismas.

Los cálculos para el diseño de cada una de las partes de la planta se presentan a continuación, junto con sus respectivos esquemas.

3.4 DISEÑO DE LOS COMPONENTES

Antes de diseñar cada uno de los componentes de la Planta de Bombeo Zaragoza, se debe definir la ubicación exacta de las lumbreras dentro del predio disponible.

La lumbrera 7c es la que necesita mayor área en el terreno, debido a que alojará mayor cantidad de estructuras. Se estima que el radio máximo para ubicar la lumbrera es de 16 m más uno de margen. Si el eje de lumbreras se acerca lo más posible a la colindancia del hotel, y se alinean a las otras dos sobre el mismo eje a separaciones máximas de 4.00 m, se gana espacio del lado poniente del terreno para ubicar las estructuras de conexión con el cajón del río Churubusco y de captación de los colectores Zaragoza-Norte, Pantitlán y cajón del río Churubusco.

La ubicación en planta de las lumbreras dentro del predio se muestra en la figura 3.1 donde se aprecia el reducido espacio destinado al resto de las estructuras. En línea discontinua aparecen la vialidad planeada por COVITUR por medio de un puente, además de la cimentación y la losa elevada del metro de la línea 9

actualmente en operación. Con esto último, se tiene que cuidar más aún los espacios para el dimensionamiento de las estructuras.

3.4.1 Lumbra de rejillas

Antes se había mencionado que el diámetro de la lumbra de rejillas está en función de la longitud mayor que resulte de la suma de las partes y espacios necesarios para alojar compuertas y rejillas en los sentidos paralelo y perpendicular al eje del escurrimiento, las dimensiones propuestas tienen que ser revisadas en el aspecto hidráulico para verificar su funcionalidad.

Como no se conoce todavía los niveles que se presentan en la lumbra de rejillas, se considera que el tirante de agua en la misma es como un metro arriba de la clave del segundo conducto influente. proponiendo un diámetro del conducto influente de 4.0 m.

Por lo tanto, el tirante antes de las rejillas es

$$y = 4.0 + 1.0 = 5.0 \text{ m}$$

Una velocidad de 0.6 m/s es adecuada en las rejillas para evitar grandes pérdidas, por tanto, el área necesaria en las mismas es

$$A_r = 20/0.6 = 33.33 \text{ m}^2$$

El ancho de las rejillas

$$a = 33.33/5.0 = 6.66 \text{ m}$$

Si se proponen dos rejillas de 3.60 de ancho y 6.0 de altura cada una el área de rejillas es

$$A_r = 3.60 \times 6.0 \times 2 = 43.2 \text{ m}^2$$

La velocidad

$$V = 20/43.2 = 0.463 \text{ m/s} \dots\dots\dots \text{ aceptable}$$

La longitud que necesitan las rejillas en el sentido perpendicular al flujo, considerando el espacio para las ataguías de las mismas

$$L_1 = 3.60 \times 2.0 + 0.60 = 7.8 \text{ m}$$

La separación entre barras de rejillas debe ser de cinco centímetros para no permitir el paso de objetos grandes que puedan dañar los equipos de bombeo.

En virtud de que las rejillas están provistas de mecanismos automáticos, requieren de compuertas para dejarlas fuera de servicio. Esto significa calcular la longitud mínima necesaria para integrarlas a la lumbrera de rejillas.

Si el ancho de las rejillas es de 3.60 m , se proponen 2 pares de compuertas antes y después de las mismas, cada una de 3.0x3.0 m.

Área de cada par de compuertas frente a rejillas

$$A_c = 3.0 \times 3.0 \times 2 = 18 \text{ m}^2$$

Al dividir el gasto de diseño entre el área de las compuertas, se

obtiene la velocidad del flujo

$$V_c = 20/18 = 1.11 \text{ m/s}$$

que se considera razonable.

La longitud necesaria en el sentido perpendicular al flujo para alojar a las compuertas se obtiene considerando por lo menos 0.30 m más en cada extremo de las mismas, con el fin de dar espacio a las guías.

De esta manera, la longitud necesaria en cada vano de compuerta es

$$L = 3.0 + 0.30 \times 2 = 3.60 \text{ m}$$

Ya que existe un muro divisorio entre los dos vanos, deben sumarse su dimensión para obtener la longitud buscada.

$$L_2 = 3.60 \times 2 + 0.60 = 7.8 \text{ m}$$

Para situaciones de emergencia, la lumbrera de rejillas queda provista de compuertas de emergencia tipo aguja frente a cada compuerta de operación, con el fin de que actúen en caso que alguna compuerta deslizante quede bloqueada.

La longitud paralela al flujo define el diámetro de la lumbrera de rejillas, ya que contempla varios espacios entre cada uno de las partes que se han mencionado anteriormente (conducto influente → agujas → compuertas → rejillas).

El espacio a definir entre cada una de las partes es de acuerdo con las labores del personal que se encargará de la operación y mantenimiento, y se proponen las siguientes longitudes entre ejes

- conducto influente-2 ^{as} agujas	2.0 m
- 2 ^{as} agujas-2 ^{as} compuertas	2.0 m
- 2 ^{as} compuertas-rastrillo limpiador y rejillas	2.5 m
- rejillas-1 ^{as} compuertas	2.0 m
- 1 ^{as} compuertas- 1 ^{as} agujas	2.0 m

La longitud total necesaria para la lumbrera de rejillas y compuertas en el sentido paralelo al eje del escurrimiento es

$$L_3 = 2.00+2.00+2.50+2.00+2.00 = 10.5 \text{ m}$$

dimensión que se ajusta al diámetro inmediato superior que se utiliza para el drenaje profundo

Diámetro de la lumbrera de rejillas $D = 12.00 \text{ m}$

Con el diámetro de 12.00 m se ajustan las dimensiones entre ejes de cada parte de los vanos, quedando finalmente la geometría que se muestra en las figuras 3.2 a la 3.4 .

El dimensionamiento de cada una de las partes queda sujeta a cambios hasta verificar la funcionalidad hidráulica con los niveles de operación obtenidos del perfil de toda la estructura hidráulica.

3.4.2. Conductos influentes. Nivel mínimo de operación

Estos son los que comunican a las lumbreras del sistema, hechos de acero y colocados con el sistema de tubo hincado, La longitud de los conductos es de 4.00 m por razones constructivas.

Figura 3.3 Vista de frente en las rejillas .

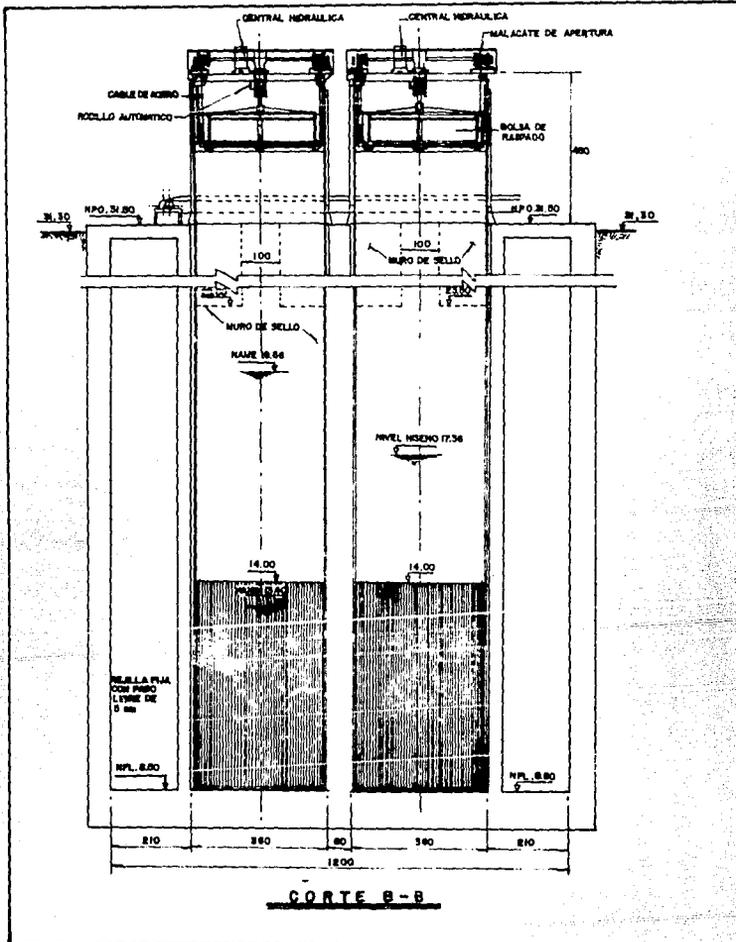
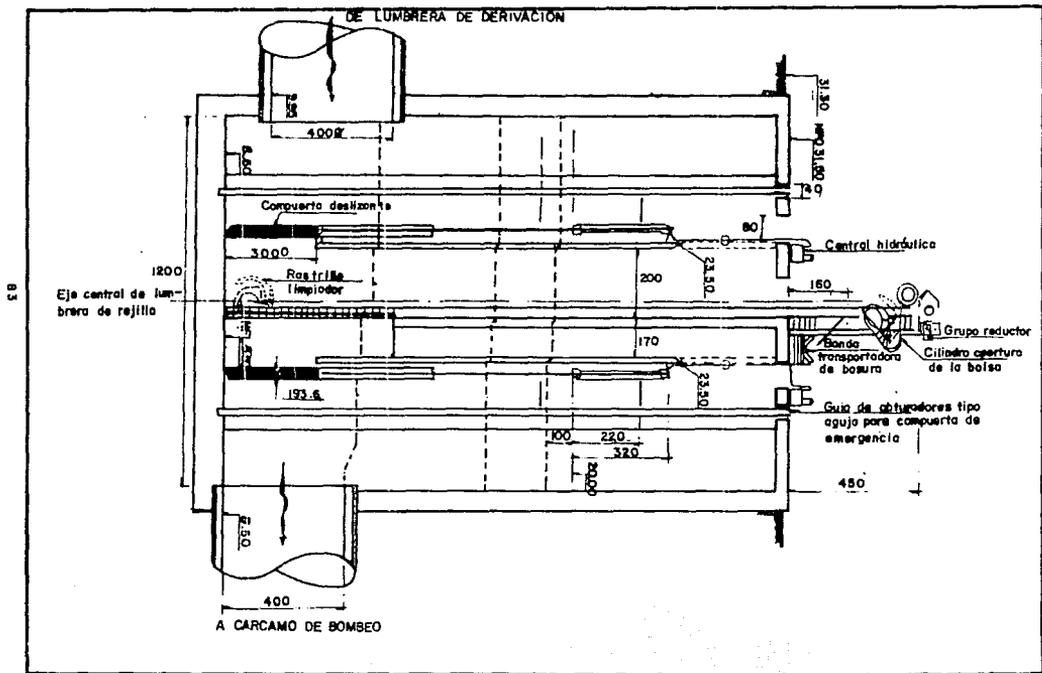


Figura 3.4 Perfil de la lumbrera de rejillas



Los conductos influentes se dimensionan para el nivel mínimo de operación de la planta, ya que para este nivel se podrían presentar mayores problemas para el comportamiento hidráulico de los conductos, y el que además, define su elevación.

Se designa al conducto influente que comunica a la lumbrera 7b con la 7c como el C.I. # 2 , y al que comunica a la lumbrera 7a con la 7b, como el C.I. # 1 .

Un valor tentativo del nivel mínimo de operación se obtiene calculando el nivel de energía mínima del interceptor. Con dicho nivel se calcula el perfil para verificar si es funcional, en caso contrario, se prueba con otro, hasta obtener el nivel mínimo del agua que satisfaga todos los requerimientos hidráulicos.

-Nivel mínimo de operación (NAMIN)

De la ecuación 2.7 el tirante mínimo en el Interceptor Oriente-Sur es

$$y_c = (20)^{1/2} / (9.81^{0.25} \times 5.0^{0.26}) = 1.663 \text{ m}$$

$$A_c = 5.712 \text{ m}^2 ; \quad V_c = 20/5.33 = 3.501 \text{ m/s} ; \quad V_c^2/2g = 0.625 \text{ m}$$

La energía mínima en el interceptor resulta

$$E_c = 1.663 + 0.625 = 2.288 \text{ m}$$

Por tanto, el nivel mínimo de la lumbrera 7a antes del interceptor es

$$N_c = 9.95 + 2.288 = 12.238 \text{ m}$$

1. Nivel en la succión de los equipos de bombeo
se toma $N_{min} = 12.50 \text{ m}$ como nivel mínimo de operación en la

luzbrera 7c antes de la succión de los equipos de bombeo.

Se procede ahora a dimensionar el C.I. # 2, recordando que la velocidad en su interior debe ser baja, De las recomendaciones hechas de la referencia 2 se toma una velocidad de 2.0 m/s y se acepta que el conducto trabaje totalmente lleno (ver figura 2.2a).

El diámetro del conducto se obtiene de la ecuación 2.2

$$D_t = \left[\frac{(4 \times 20)}{(\pi \times 2.0)} \right]^{1/2} = 3.568 \text{ m}^2$$

Se propone un diámetro interior de C.I.#2 de $D_t = 4.0 \text{ m}$

$$A_t = \pi \times (4.0)^2 / 4 = 12.566 \text{ m}^2 ; \quad v_t = 20 / 12.566 = 1.591 \text{ m/s}$$

2. Nivel antes del muro amortiguador

Como no se conoce de que orden es la pérdida por el paso del flujo a través de los orificios, se supone

$$\Delta y_1 = 0.15 \text{ m}$$

El nivel del agua después del C.I.#2 es aproximadamente la suma del NAMIN y Δy_1

$$N_2 = 12.50 + 0.15 = 12.65 \text{ m}$$

De la ecuación 2.3 se obtiene la pérdida por fricción y entrada en el C.I.#2

$$h_{f1} = \left[1 + \frac{2.00 \times 9.81 \times (0.015)^2 \times 4.00}{(4.0/4.0)^{4/3}} + 0.5 \right] \frac{(20 \times 4.0)^2}{19.62 \times (\pi \times (4.0)^2)^2} =$$

$$h_{r1} = 0.1959 \text{ m}$$

Para garantizar que el C.I.#2 trabaje siempre a presión, se hace que el nivel de arrastre del C.I.#2 sea igual al N.A.M.I.N. menos la dimensión interior del diámetro del mismo.

$$N_{c12} = 12.5 - 4.0 = 8.50 \text{ m}$$

que debe ser además, nivel obligado de plantilla para la lumbrera de rejillas.

3. Nivel antes del C.I.#2

El nivel del agua en la lumbrera de rejillas es entonces

$$N_3 = 12.65 + .1959 = 12.8459 \text{ m}$$

y el tirante $y_3 = 12.8459 - 8.5 = 4.3459 \text{ m}$

La velocidad promedio en ese punto $V_3 = 20/7.8 \times 4.3459 = 0.59 \text{ m/s}$
y la carga de velocidad $V^2/2g = (0.59)^2/19.62 = 0.0177 \text{ m}$

4. Nivel después de la segunda compuerta

La lumbrera de rejillas contiene dos vanos divididos por un muro central, a partir del cual se produce una ampliación después de su extremo, ver figura 3.2, cuya pérdida se obtiene de la ecuación

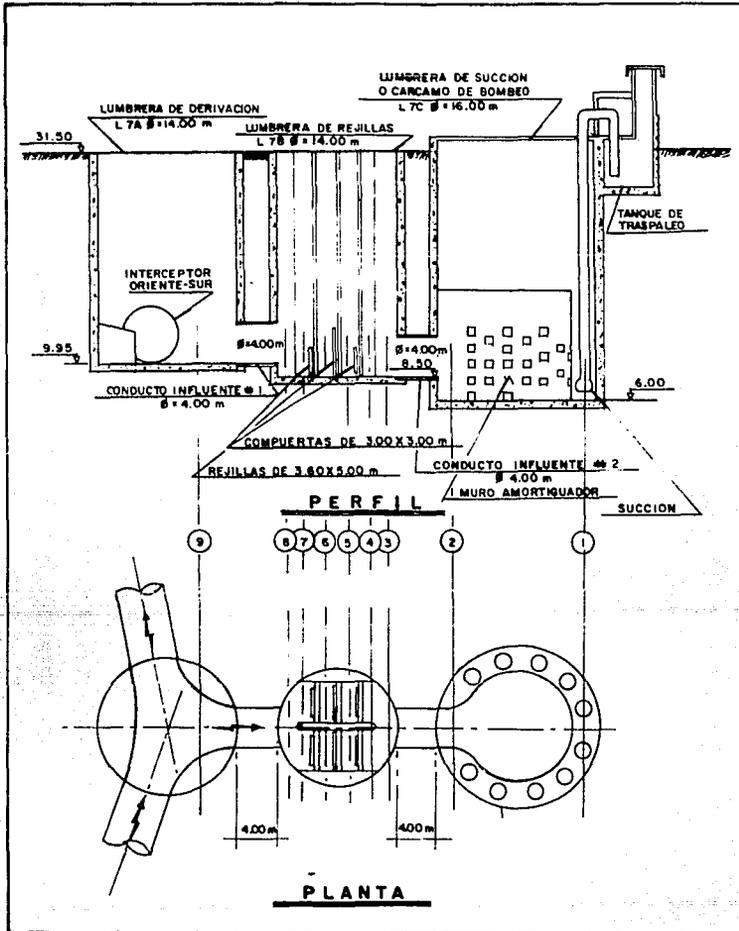
$$h_a = c (V_4 - V_3)^2 / 2g \quad (3.1)$$

donde

$$c \text{ coeficiente por ampliación} = 0.82 \text{ (referencia 6)}$$

De la ecuación de la energía entre las secciones 3 y 4, (ver figura 3.5); esto es

Fig. 3.5 Disposición de la planta de bombeo zaragoza .



$$y_4 + V_4^2/2g = 4.347 + .011773 + 0.82 (V_4 - 0.5898)^2/19.62$$

Cuya solución es con

$$y_4 = 4.344 \text{ m} ; \quad E_4 = 4.3648 \text{ m} ; \quad N_4 = 12.844 \text{ m}$$

5. Nivel antes de la segunda compuerta

El tirante aguas arriba de la segunda compuerta se calcula mediante el desnivel entre tirantes provocado por la pérdida por el paso de compuertas.

De la ecuación de descarga de compuertas, y con un coeficiente de descarga del orden de 0.65, se tiene

$$\Delta y = \frac{1}{2g} \left[\frac{Q}{c_d ab} \right]^2 \quad (3.2)$$

donde

a ancho de compuerta, en m

b altura de compuerta, en m

c_d coeficiente por paso de compuerta, sin dimensiones.

Sustituyendo valores en la ecuación 3.2

$$\Delta y = (1/19.62) (20/(0.65 \times 2 \times 3 \times 3))^2 = 0.149 \text{ m}$$

De la figura 4.4 referencia 7, para una relación de $(y_1 - y_2)/a = 0.05$ su coeficiente de pérdida es $c_d = 0.65$, por lo que el estimado, es correcto. Por tanto

$$\Delta y = 0.149 \approx 0.15 \text{ m}$$

El tirante antes de la segunda compuerta es

$$y_5 = 4.344 + 0.149 = 4.493 \text{ m}$$

$$V_5 = 20 / (7.2 \times 4.493) = 0.618 \text{ m}$$

$$E_5 = 4.493 + 0.01948 = 4.51248 \text{ m}$$

6. Nivel antes de las rejillas

Si se considera que la relación $s/b = 5.0$ y la rejilla completamente vertical ($\text{sen } \theta = 1.0$), y barras rectangulares con bordes agudos, de la tabla 2.2 $\beta = 2.42$, y de la ec. 2.38 resulta

$$k_r = 2.42 \times (5.0)^{4/3} \times (1) = 20.69071$$

De la ecuación 2.39 la pérdida por el paso de rejillas

$$h_r = 20.69071 \times 0.01948 = 0.4031 \text{ m}$$

Por lo tanto, con un ancho $b=7.20$ m, el tirante antes de las rejillas se obtiene de la ecuación de la energía en la forma

$$y_6 + v_6^2/2g = 4.493 + 0.01948 + 0.4031 = 4.9156 \text{ m}$$

$$y_6 + 0.3933/y_6^3 = 4.9156 \text{ m}$$

Resolviendo la ecuación: $y_6 = 4.899 \text{ m}$; $N_6 = 13.399 \text{ m}$

7. Nivel antes de la primera compuerta

La primera compuerta tiene las mismas características geométricas e hidráulicas, y la pérdida por el paso de compuerta es igual que en

la segunda; es decir

$$\Delta y = 0.149 \text{ m}$$

Por lo tanto, el tirante aguas arriba de la primera compuerta es

$$y_7 = 4.899 + 0.149 = 5.048 \text{ m} ; N_7 = 13.548 \text{ m} ; E_7 = 5.063 \text{ m}$$

8. Nivel después del C.I.#1

De la ecuación de la energía entre las secciones 7 y 8, se obtiene el tirante aguas abajo del C.I. #1, como sigue

$$y_8 + \frac{V_8^2}{2g} = y_8 + (20/7.8y_8)^2/19.62 = 5.063 \text{ m}$$

$$y_8 + .3351/y_8^2 = 5.063 \text{ m}$$

cuya solución es

$$y_8 = 5.05 \text{ m} ; E_8 = 5.063 ; N_8 = 8.5 + 5.05 = 13.55 \text{ m}$$

La velocidad después del C.I.#1 resulta $V = 20 / (7.8 \times 5.05) = 0.508 \text{ m/s}$, aceptable para la lumbrera de rejillas.

9. Nivel en la lumbrera 7A

El diámetro para el C.I.#1 se propone igual que el del segunda $D=4.0\text{m}$, por lo tanto, aplicando la ecuación de la energía entre las secciones 8 y 9, se puede obtener el tirante en la lumbrera 7A.

El nivel de arrastre del C.I.#1 está obligado a la 9.95 por ser el nivel de plantilla de la lumbrera 7a

$$9.95 + y_9 + V_9^2/2g = 13.563 + (V_9 - 0.508)^2/2g$$

Si $y_9 = 3.53$ m ; área parcial= $A_9 = 11.764$ m² ; $V_9 = 20/11.764 = 1.70$ m/s Siendo éste un valor aceptable de la velocidad en el conducto influente; $V_9^2/2g = 0.1473$ m , la energía en la sección 9 es $E_9 = 3.54 + 0.1473 = 3.6873$ m ; al verificar la igualdad con la energía en 8 $E_8 = 3.613 + (1.7 - 0.508)^2/19.62 = 3.6854$ resulta correcto.

La pérdida por entrada en el conducto influente se evalúa como el valor de la carga de velocidad aguas abajo de la entrada por un coeficiente que en este caso es de 0.5, por lo tanto

$$h_e = 0.5 (0.1479) = 0.074 \text{ m}$$

Finalmente, el tirante en la lumbrera 7a es

$$N_9 = 9.95 + 3.6873 + 0.074 = 13.711 \text{ m}$$

y el nivel de la energía

$$N_{E9} = 13.711 + 0.1479 = 13.8586 \text{ m}$$

Se verifica que esta energía sea mayor que la mínima que se puede presentar en el conducto influente. De la ecuación 2.7

$$y_c = (20)^{1/2} / [(9.81)^{0.25} \times (4)^{0.26}] = 1.762 \text{ m}$$

$$A_c = 5.333 \text{ m}^2 ; V_c = 20/5.333 = 3.75 \text{ m/s}$$

y el nivel de energía mínima en el conducto influente

$$N_c = 9.95 + 1.762 + (3.75)^2/19.62 = 12.43 \text{ m} < E_9$$

Con lo anterior se concluye que el nivel mínimo propuesto de $N_{min} = 12.50 \text{ m}$ es satisfactorio para lograr un buen funcionamiento hidráulico en todo el sistema.

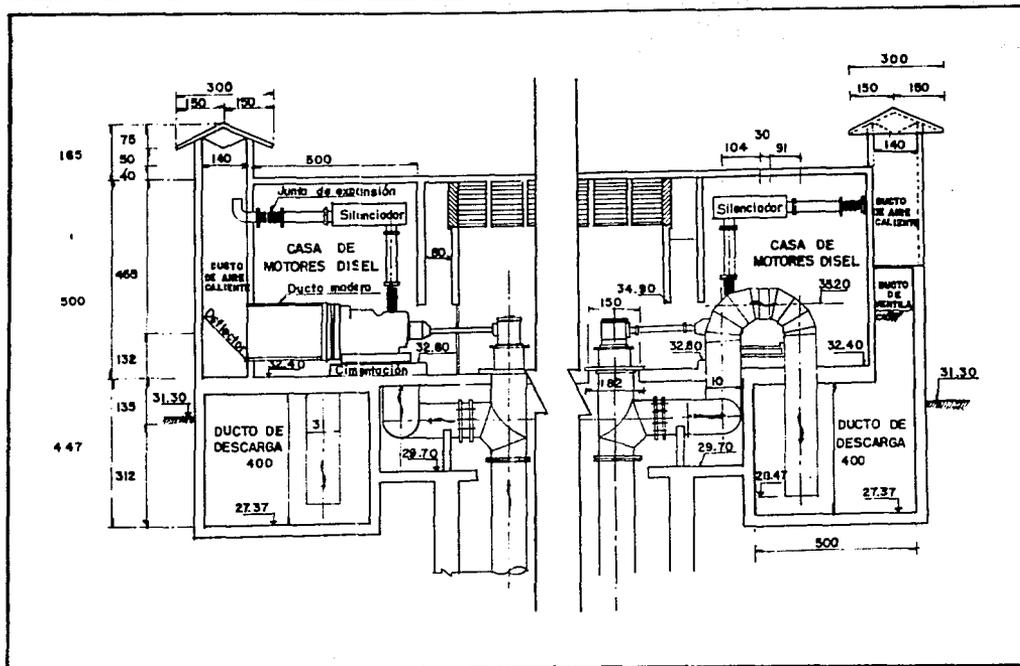
El nivel máximo de operación y el de diseño se eligen de acuerdo con lo que puedan descargar las bombas que se escojan y después quedan sujetas a revisión, calculando su respectivo perfil hidráulico en la estructura.

3.4.3. Selección de los equipos de bombeo

Si bien el ingeniero encargado del proyecto electromecánico es quien decide finalmente el tipo de equipo que se utilizará en la planta, es indispensable hacer cálculos previos y estimar el equipo necesario que defina los intervalos de operación. Por lo que se revisarán los niveles propuestos de operación y se calcularán los perfiles dentro de las demás estructuras, verificando el buen comportamiento hidráulico del sistema.

En las figuras 3.6 y 3.7 se observa cómo los tubos de descarga doblan en varias ocasiones para librar los espacios que ocupan los motores de combustión interna y llegar al tanque de traspaleo. Por lo mismo que las bombas funcionan con estos motores diesel, es deseable colocar material acústico en paredes y techo de la casa de motores y un silenciador a los mismos para evitar la contaminación de ruido. Obsérvese también la altura de las chimeneas para desalojar los humos producidos por los motores diesel.

Figura 3.7 Perfil del piso de operación (casa motores)



Cabe señalar que esta planta es diseñada con el tanque de traspaleo por debajo del piso de operación como ya se había mencionado anteriormente. De esta manera se gana espacio tanto en el sentido horizontal como en el vertical (ver figura 3.7).

Los motores de combustión interna para accionar las bombas se utilizaron por el elevado costo y el espacio insuficiente para ubicar una planta generadora de electricidad para los motores eléctricos. Los motores diesel tienen la desventaja de ocupar mucho espacio dentro de piso de operación, por el cual se tiene la necesidad de cambiar de dirección los tubos de descarga varias veces para librar los motores (ver figura 3.6) .

- Calculo de la curva H-Q del sistema de tuberías de succión y de descarga

Se acepta la bomba Worthington 30 KMD a 590 RPM. Para ello el diámetro de la tubería de succión es de 42 pulgadas = 1.067 m, para lo cual se marca una carga mínima de sumergencia (CSNP) de $Q=60\text{pulg}$ y $K=25\text{pulg}$

$$\text{CSNP} = 60 + 25 = 85\text{pulg} = 2.16\text{m}$$

Por lo tanto, el nivel de fondo de la lumbrera de succión, queda

$$N = 8.50 - 2.16 = 6.34 \text{ m} ; \text{ se deja al nivel } 6.00 \text{ m}$$

Para obtener la carga dinámica total del sistema se aplica la ecuación de la energía, De la ecuación 2.38, se tiene

$$H_d = z + h_r$$

$$h_r = h_p + h_{sc} + h_f + h_o + h_v$$

donde

h_p pérdida por pichancha = $0.5 V^2/2g$, en m

h_c pérdida por codo, en m

h_f pérdida por fricción en el tubo, en m

h_o cargas de velocidad no consideradas, en m

h_v carga de velocidad, en m.

+ El coeficiente de pérdida en codos se toma de la figura 2.10

$$h_c = 0.25 V^2/2g$$

la longitud de la tubería es de aproximadamente 32.45 m.

Area de la tubería = $\pi(1.067)^2/4 = 0.894167 \text{ m}^2$ y $Q = 20 \text{ m}^3/\text{s}$

$$V = 2.237 \text{ m/s.}$$

+ Cálculo de la pérdida por fricción en la columna (h_f)

De la ecuación 2.40

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}$$

donde el coeficiente de rozamiento f se determina en función del número de Reynolds y de rugosidades relativas, empleando para ello, el nomograma de Moody, referencia 5.

con una viscosidad cinemática igual a 1.2×10^6 , se obtiene

$$Re = \frac{2.237 \times 1.0668}{1.2 \times 10^6} = 2.0 \times 10^6$$

De la tabla 8.1 de la referencia 5 se obtiene la rugosidad absoluta ϵ en tubos comerciales. Para tubo de acero liso nuevo $\epsilon = 0.05$ mm

$$\epsilon/D = 0.05/1067 = 0.0000469 \text{ por lo tanto } f = 0.012$$

$$h_f = 0.012 (32.45/1.067)^2 v^2/2g = 0.36495 v^2/2g$$

+ La pérdida por pichanचा se toma como

$$h_p = 0.5 v^2/2g$$

Por lo tanto, la carga dinámica total de bombeo resulta

$$H_d = z + (0.5 + 1.25 + 0.36495 + 0.15 + 1) \frac{v^2}{2g}$$

$$= z + 3.26495 \frac{v^2}{2g} \Rightarrow h_d = z + 0.16641 v^2$$

$$\text{O bien } H_d = z + \left[0.16641 / (0.894167)^2 \right] Q^2$$

$$H_d = z + 0.2081 Q^2 \quad (3.3)$$

que sería la ecuación del sistema.

Para vencer la carga, necesitaremos que la bomba sea de dos pasos.

Tabulando la ecuación, exclusivamente en pérdidas resulta

Q	m ³ /s	1.262	1.388	1.514	1.640	1.766	1.893	2.019	2.145	2.271
	GPM x 10 ⁴	2.000	2.200	2.400	2.600	2.800	3.000	3.200	3.400	3.600
D _n	2 pasos m	0.331	0.400	0.477	0.560	0.649	0.746	0.848	0.957	1.073
	1 paso m	0.166	0.200	0.239	0.280	0.325	0.373	0.424	0.479	0.537
	1 paso pie	0.544	0.658	0.782	0.918	1.065	1.223	1.392	1.571	1.761

Tabla 3.1

En cada caso

$$2 \text{ pasos} \quad H_{d2} = Z + \sum n_{2\text{pasos}}$$

$$1 \text{ paso} \quad H_{d1} = H_{d2}/2$$

los niveles de operación propuestos para el cárcamo de bombeo son los siguientes :

$$\text{NAMIN} : \quad 12.50 \text{ m} ; \quad Z = 33.60 - 12.50 = 21.10 \text{ m}$$

$$\text{NA interm} : \quad 14.50 \text{ m} ; \quad Z = 33.60 - 14.50 = 19.10 \text{ m}$$

$$\text{NADIS} : \quad 16.76 \text{ m} ; \quad Z = 33.60 - 16.76 = 16.84 \text{ m}$$

$$\text{NAME} : \quad 19.00 \text{ m} ; \quad Z = 33.60 - 19.00 = 14.60 \text{ m}$$

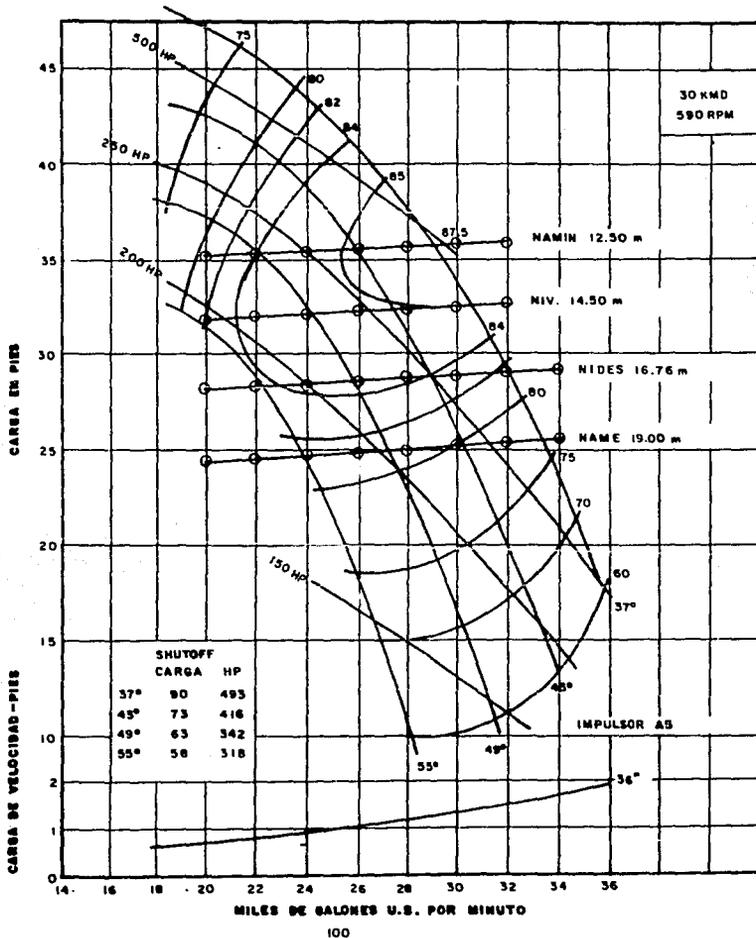
Tabulando las curvas del sistema para cada nivel de operación

	$\frac{3}{m^3/s}$	1.262	1.388	1.514	1.640	1.766	1.893	2.019	2.145	2.271
	GPM $\times 10^4$	2.000	2.200	2.400	2.600	2.800	3.000	3.200	3.400	3.600
Σh	2 pasos m	0.331	0.401	0.477	0.560	0.649	0.746	0.848	0.957	1.073
Hd NAMIN 12.50 m	2 pasos m	21.431	21.501	21.577	21.660	21.749	21.846	21.948	22.057	22.173
	1 paso m	10.716	10.751	10.789	10.830	10.875	10.923	10.974	11.029	11.087
	1 paso pie	35.156	35.271	35.395	35.531	35.677	35.837	36.004	36.183	36.373
Hd N. INTER 14.50 m	2 pasos m	19.431	19.501	19.577	19.660	19.749	19.846	19.948	20.057	20.173
	1 paso m	9.716	9.751	9.789	9.833	9.875	9.923	9.974	10.029	10.087
	1 paso pie	31.875	31.990	32.115	32.251	32.397	32.556	32.732	32.902	33.082
Hd NADIS 16.76 m	2 pasos m	17.171	17.241	17.317	17.400	17.489	17.586	17.688	17.797	17.913
	1 paso m	8.586	8.621	8.659	8.700	8.745	8.793	8.844	8.899	8.957
	1 paso pie	28.163	28.282	28.407	28.543	28.689	28.848	29.016	29.195	29.385
Hd NAME 19.0 m	2 pasos m	14.931	15.001	15.077	15.160	15.249	15.346	15.448	15.557	15.673
	1 paso m	7.466	7.501	7.539	7.580	7.625	7.673	7.724	7.779	7.837
	1 paso pie	24.493	24.608	24.733	24.869	25.015	25.174	25.341	25.52	25.710

Tabla 3.2

Las cuatro curvas aparecen dibujadas sobre las características correspondientes a la bomba en la figura 3.8. En ellas se observa que el gasto de diseño de cada bomba solo se puede alcanzar con la curva de 37° de inclinación en los álabes del impulsor, con

Fig. 3.8 Curva característica de la bomba 30 KMD, 590 RPM
 tipo propela, simple succión, cárcamo húmedo .



eficiencias que varían entre 87.5 y 77% desde el el NAMIN hasta el NAME. Para $Q = 2 \text{ m}^3/\text{s}$ (31700 GPM), $H_d = 29.50 \text{ pies} = 8.99 \text{ m}$. Por tanto

$$Z = 2 \times 8.99 - 0.2081 (2)^2 = 17.151 \text{ m}$$

$$\text{Niv} = 33.60 - 17.15 = 16.45 \text{ m}$$

Esto es, el nivel de diseño puede disminuir hasta la 16.45 m, con eficiencia de 80 por ciento.

La intersección de las curvas ocurre para:

NAMIN 12.50 m

$Q = 28540 \text{ GPM} = 1.8 \text{ m}^3/\text{s}$; $18 \text{ m}^3/\text{s}$ (10 bombas)

$H_d = 35.7 \text{ pies} = 10.881 \text{ m}$ (1 paso) ; 21.763 m (2 pasos)

$\eta = 87.5\%$; de la ec 2.43 obtenemos la potencia del sistema.

$$P_b = \frac{1000 \times 1.8 \times 21.763 \times 1.03}{0.875 \times 76} = 606.7 \text{ HP}$$

Efic. cabezal engranaje = 94%

$$\text{Pot.} = \frac{606.7}{0.94} = 645.5 \text{ HP}$$

Niv. Intermedio : 14.50 m

$Q = 30600 \text{ GPM} = 1.93 \text{ m}^3/\text{s}$; $19.3 \text{ m}^3/\text{s}$ (10 bombas)

$H_d = 32.7 \text{ pies} = 9.97 \text{ m}$ (1 paso) ; 19.93 m (2 pasos)

$\eta = 85\%$

$$P_b = \frac{1000 \times 1.93 \times 19.93 \times 1.03}{0.85 \times 76} = 613.3 \text{ HP}$$

$$\text{Pot.} = \frac{613.3}{0.94} = 652.4 \text{ HP}$$

NADIS : 16.76 m

Q = 32000 GPM = 2.018 m³/s ; 20.18 m³/s (10 bombas)

H_d = 29 pies = 8.839 m (1 paso) ; 17.678 m (2 pasos)

η = 81.7%

$$P_b = \frac{1000 \times 2.018 \times 17.678 \times 1.03}{0.817 \times 76} = 591.8 \text{ HP}$$

$$\text{Pot.} = \frac{591.8}{0.94} = 629.6 \text{ HP}$$

NAME : 19.00 m

Q = 33600 GPM = 2.1196 m³/s ; 21.2 m³/s (10 bombas)

H_d = 25.5 pies = 7.772 m (1 paso) ; 15.548 m (2 pasos)

η = 77%

$$P_b = \frac{1000 \times 2.1196 \times 15.548 \times 1.03}{0.77 \times 76} = 580 \text{ HP}$$

$$\text{Pot.} = \frac{580}{0.94} = 617 \text{ HP}$$

El último punto de operación de la bomba corresponde a:

Q = 35600 GPM = 2.2458 m³/s ; 22.46 m³/s (10 bombas)

H_d = 18.5 pies = 5.639 m (1 paso) ; 11.278 m (2 pasos)

η = 62.5%

$$P_b = \frac{1000 \times 2.2458 \times 11.278 \times 1.03}{0.625 \times 76} = 549.2 \text{ HP}$$

$$\text{Pot.} = \frac{549.2}{0.94} = 584.3 \text{ HP}$$

H_e = H_s - 0.2081 Q² = 11.278 - 0.2081 (2.2458)² = 10.2284 m

MAX MAX = 33.60 - 10.2284 = 23.37 m

El diámetro de flecha de línea, según la figura 2.11 es de tres pulgadas.

De acuerdo con los resultados anteriores, un motor de 700 HP cubre las necesidades de cualquier condición de operación y garantiza hasta las pérdidas de potencia en flecha de línea.

A continuación se resumen las características del equipo seleccionado

DATOS DE LA BOMBA

Bomba centrífuga vertical, flujo mixto, modelo 30 KMD a 700 RPM, succión simple, tipo inatascable, para instalarse en cárcamo húmedo con las siguientes características:

Número de pasos	Dos
Eficiencia	87%
Sumergencia requerida	2.16m (85 pulg.)
Diámetro de flecha de línea	76mm (3 pulg.)
Diámetro de la columna	1067mm (42 pulg.)

Con los resultados anteriores, se puede calcular el perfil hidráulico para cada uno de los niveles de operación obtenidos. El procedimiento es igual que el seguido en la obtención del perfil del nivel de agua mínima (NAMIN).

3.4.4 Cárcamo de bombeo

-Diseño de cárcamo y arreglo geométrico de los equipos de bombeo

Las especificaciones del Instituto de Hidráulica de los Estados Unidos de Norteamérica (referencia 1), aplicables al caso, se muestran en las figuras 3.9 y 3.10. De esta última se obtienen los siguientes valores:

FIG. 3.9 Vista del cárcamo con las recomendaciones del Instituto de Hidráulica de los Estados Unidos.

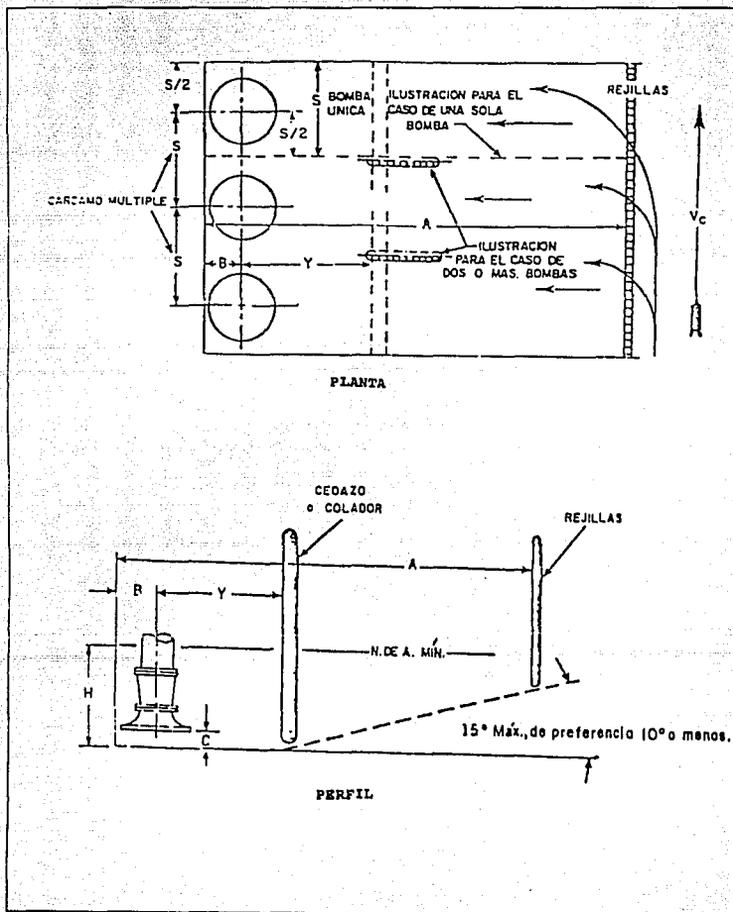
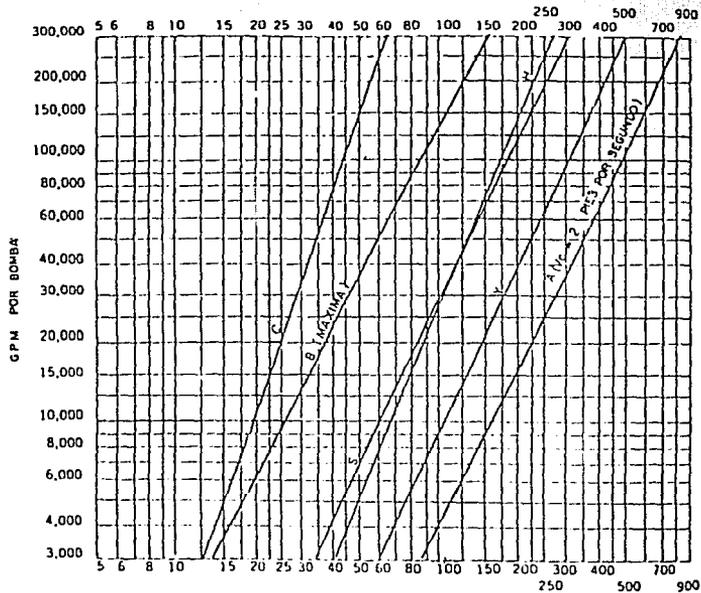


FIG. 3.10 Dimensiones de cárcamos en términos del gasto según el Instituto de Hidráulica de los Estados Unidos.



Nota. 1 pulgada = 0.0254 m.

DIMENSIONES RECOMENDADAS DE CARCAMOS (EN PULGADAS)

Separación entre bombas	$S = 100\text{pulg} = 2.54\text{m}$
Distancia entre ejes	$B = 45\text{pulg} = 1.15\text{m}$
Separación campana del piso	$C = 27\text{pulg} = 0.69\text{m}$

Se acepta el diámetro de campana propuesto $d = 1.397\text{m}$, un espesor de mampara $E = 0.25\text{m}$, y el muro amortiguador $A = 0.30\text{m}$. De este modo, aplicando la ecuación 2.18 el diámetro mínimo del cárcamo es

$$D = (1/\pi) \times [10(2.54 + 0.25) + 4.0 + 2 \times 0.3] + 2 \times 1.15 = 12.64 \text{ m}$$

Tomando el diámetro inmediato superior para las lumbreras constructivas, el de 14m sería suficiente, pero en el proyecto electromecánico del piso de operación, se requiere que el diámetro de la lumbrera constructiva sea de 16m .

En vista de que la lumbrera es de mayor diámetro que el requerido, hay cierta holgura en las dimensiones de los nichos de las bombas. Por lo tanto conviene cambiar las dimensiones de B y S .

Se propone la distancia entre ejes de $B=1.50\text{m}$ y una separación entre bombas de alrededor de $S= 2.90\text{m}$.

Por lo tanto, manteniendo B y $R= 8.0\text{m}$, de la ec. 2.16 se obtiene

$$r_b = 8.0 - 1.50 = 6.50\text{m}$$

De la ec. 2.13, el ángulo α estrictamente indispensable es

$$\alpha = \frac{180}{\pi} \left[\frac{2.90 + 0.25}{6.5} \right] = 27.77^\circ$$

Si se elige $\alpha=27.5^\circ$; $S= 2.87\text{m}$ y el valor de β debe ser

$$\beta = 360 - 10 \times 27.5 = 85^\circ > 45^\circ$$

Por consiguiente, se eligen los siguientes valores:

$$R = 8.0 \text{ m}$$

$$r_b = 6.5 \text{ m}$$

$$\alpha = 27.5^\circ$$

$$\beta = 85.0^\circ$$

-Mamparas

La longitud horizontal de las mamparas debe ser

$$F = 1.50 + 1.397/2 = 2.199 \approx 2.20 \text{ m}$$

Ancho del hueco entre mampara y pared de lumbreira, de la ecuación 2.20 .

$$0.2 F = 0.2 \times 2.20 = 0.44 \text{ m}$$

Altura del hueco

$$H_{\min} = 12.50 - 6.00 = 6.50 \text{ m}$$

Para unir a las mamparas en su parte superior con la lumbreira, se coloca una trabe de liga de 0.50 m de peralte, a menos que en el diseño estructural se defina otra dimensión. Para mayor claridad, ver la figuras 3.13 y 3.14

-Muro amortiguador y de transiciones

El radio interior del muro amortiguador se determina de las ecuaciones 2.21, 2.22 y 2.23

$$r_a = 0.63 \times 6.5 = 4.095 \text{ m}$$

$$r_a = 0.50 \times 4.0 = 2.00 \text{ m}$$

de la 2.31 y la 2.33

$$\Delta y = 1/19.62 (0.85/0.51)^2 = 0.142 \text{ m}$$

$$H_{min} = 12.50 - 6.00 = 6.50 \text{ m}$$

$$r_a > 20/[1.3(6.5 + 0.142)] = 2.316 \text{ m}$$

De acuerdo con la ecuación 2.24, el espacio geométrico entre el eje de los equipos y la pared exterior del muro es

$$C \geq 1.15 \times 1.397 = 1.607 \text{ m}$$

y con la ecuación 2.25

$$C \geq 1.397/2 + 1 = 1.699 \text{ m}$$

$$r_a \leq 6.50 - 1.70 - 0.40 = 4.40 \text{ m}$$

De las ecuaciones 2.27, 2.28 y 2.29

$$\text{sen } \delta = 4/(2 \times 6.5) = 0.307692 ; \delta = 17^\circ 55' 13''$$

$$\text{cos } \delta = 0.9514859$$

$$M = 8.0 - 6.5 \times 0.9514859 = 1.81534 \text{ m}$$

$$r_t = \frac{(8.0 - 1.81534)^2 + (4/2)^2 - (r_a)^2}{2r_a - 4.0} = \frac{42.25 - r_a^2}{2r_a - 4} \quad (3.4)$$

si se elige $r_a = 3.70 \text{ m}$; $r_t = 8.40 \text{ m}$; $C = 2.40 > 1.699 \text{ m}$ y se satisface el resto de condiciones.

Para facilitar el trazo y la construcción del muro amortiguador y

de los arcos de transición, se propone ajustar su geometría para hacer coincidir la línea radial desde el centro del cárcamo a la última bomba con el final del área de transición, dejando nuevamente libres de elección, r_a , r_t , M y δ . De la figura 3.11.

$$\tan 33.75^\circ = \frac{6.18466}{r_t + 2} \rightarrow r_t = \frac{6.18466}{\tan 33.75} - 2 = 7.256 \text{ m}$$

Por lo tanto, de la ecuación 3.4

$$\begin{aligned} (2r_a - 4)r_t &= 42.25 - r_a^2 \\ r_a^2 - 14.512 r_a - 71.274 &= 0 \end{aligned}$$

Resolviendo la ecuación anterior, se obtiene

$$r_a = 3.876 \text{ m}$$

Con el cual se obtiene los valores que siguen (ver figura 3.11).

$$A = 6.5 \sin 42.5 = 4.39134 \text{ m}$$

$$B = 9.256 - 4.39134 = 4.86466 \text{ m}$$

$$C = 6.18466 - 6.5 \cos 42.5 = 1.39236 \text{ m}$$

$$\delta = \arctan [1.39236 / 4.86466] = 15.97^\circ$$

$$\Delta = 33.75 - 15.97 = 17.78^\circ$$

$$\Delta_0 = 180 - 28.56545 = 151.4346 = 151.5^\circ$$

Se selecciona de manera definitiva

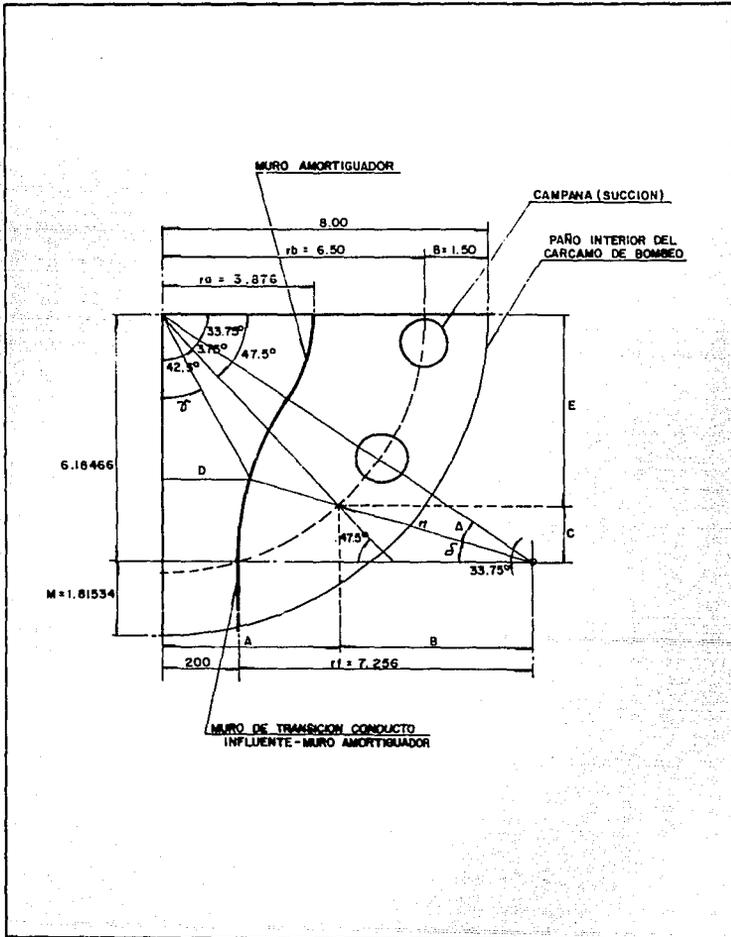
$$r_a = 3.876 \text{ m}$$

$$r_t = 7.256 \text{ m}$$

Cumplendose las ecuaciones. 2.24 y 2.25 para la distancia C

$$C = 8 - 3.876 - 0.30 - 1.5 - 1.067/2 = 1.7905 \text{ m} > 1.699 \text{ m}$$

Figura 3.11 Geometría del muro de transición de la Planta de Bombeo Zaragoza .



-Area y distribución de los orificios

La altura mínima del agua en el cárcamo de bombeo está dada por la diferencia entre el NAMIN y el nivel de fondo de la lumbrera

$$H_{\min} = 12.50 - 6.00 = 6.50 \text{ m}$$

El nivel del canto superior de orificios más altos no debe exceder del 80 por ciento de la H_{\min}

$$0.8 H_{\min} = 6.5 \times 0.8 = 5.20 \text{ m}$$

De la ecuación 2.36b y proponiendo 6 orificios máximo en el sentido vertical, con una separación de 0.32 m, se obtiene

$$a = \frac{5.20 - (6-1)0.32}{6} = 0.60 \text{ m}$$

Por lo tanto $N_v = 6$; $t = 0.32 \text{ m}$; $a = 0.60 \text{ m}$

Proponiendo un número de orificios completos sobre la pantalla entre dos líneas radiales coincidentes con dos mamparas consecutivas de $N_h = 1$, $r_a = 3.876 \text{ m}$ y un ancho horizontal de orificios igual al vertical $b = a = 0.60 \text{ m}$, de la ecuación 2.35b se obtiene

$$S = \frac{27.5}{180} \pi \times \frac{3.876}{2} - 0.60 = 0.3302 \approx 0.33 \text{ m}$$

Por lo tanto $N_h = 1$; $S = 0.33 \text{ m}$ y $b = 0.60 \text{ m}$

El área de cada orificio resulta

$$A_{or} = 0.60 \times 0.60 = 0.36 \text{ m}^2$$

De la ecuación 2.30 y 2.31 obtenemos el área total necesario de los orificios.

$$A_0 = 10/0.85 = 11.7647 \text{ m}^2$$

De lo anterior se obtiene el número aproximado de orificios en el muro amortiguador

$$N_{or} = 11.7647/0.36 = 32.68 \approx 33 \text{ orificios}$$

alojados entonces en líneas verticales de orificios, como sigue:

1. La mampara sobre el eje del cárcamo (la mitad para cada lado).
2. Frente a cada una de las cinco bombas.
3. Frente a cada una de las cinco mamparas.

En total 10.5 líneas verticales a cada lado del cárcamo.

De la figura 2.6 se obtiene el número de orificios frente a mamparas y bombas, según la distribución lineal ascendente que se requiera.

$$Q_0 = 5 \times 27.5^0 = 137.5^0 ; A_{or} = 0.36 \text{ m}^2 ; A_0 = 11.76 \text{ m}^2$$

De la tabla 3.3 se calcula el número de orificios necesarios por cada línea vertical.

LINEA VERTIC	BOMBA MAMP.	θ°	θ/θ°	A/A_0	A_{m^2}	$A_{rec m^2}$	# orif neces.	# orif selecc	$A_{agua m^2}$
E.C.	M	0.00	0.0	0.03	0.3529	0.3529	0.9803	1/2=0.5	0.18
1	B	13.75	0.1	0.045	0.5294	0.3494	0.9706	0.0	0.18
2	M	27.50	0.2	0.09	1.0588	0.8788	2.4411	4/2=2.0	0.90 1.62
3	B	41.25	0.3	0.17	2.0000	0.3800	1.0556	2.0	2.34
4	M	55.00	0.4	0.28	3.2941	0.9541	2.6503	5/2=2.5	3.24 4.14
5	B	68.75	0.5	0.39	4.5882	0.4482	1.2450	2.0	4.86
6	M	82.50	0.6	0.51	6.0000	1.1400	3.1667	5/2=2.5	5.76 6.66
7	B	96.25	0.7	0.62	7.2941	0.6341	1.7614	2.0	7.38
8	M	110.00	0.8	0.74	8.7059	1.3259	3.6831	5/2=2.5	8.28 9.18
9	B	123.75	0.9	0.86	10.1176	0.9376	2.6044	2.0	9.90
10	M	137.50	1.0	1.00	11.7647	1.8047	5.1797	6.0	12.06

TABLA 3.3

33.5ORIF

El número total de orificios en la mitad de la periferia del muro amortiguador obtenido de la tabla 3.3, es igual a 33.5

El área total en la mitad del muro resulta

$$A = 33.5 \times 0.36 = 12.06 \text{ m}^2$$

y la velocidad del flujo

$$v = 10/12.06 = 0.829 \text{ m/s} \quad \text{correcto}$$

De la ecuación 2.26 se obtiene la altura del muro amortiguador, que debe ser mayor al NADIS para compensar la sobreelevación del flujo al chocar contra el muro.

$$H_d = 16.76 - 6.00 = 10.76 \text{ m}$$

$$H_a > 1.05 \times 10.76 = 11.298 \text{ m} \approx 11.30 \text{ m} \quad ; \quad N_a = 17.30 \text{ m}$$

De la ecuación 2.33 se obtiene la pérdida por paso de los orificios.

Con 67 orificios de $0.60 \times 0.60 \text{ m}$, el área total es

$$A_t = 67 \times 0.60 \times 0.60 = 24.12 \text{ m}^2$$

$$V_t = 20/24.12 = 0.829 \text{ m/s}$$

$$\Delta y = 1/19.62 (0.829/0.48)^2 = 0.152 \text{ m}$$

casí igual al supuesto en cálculos anteriores.

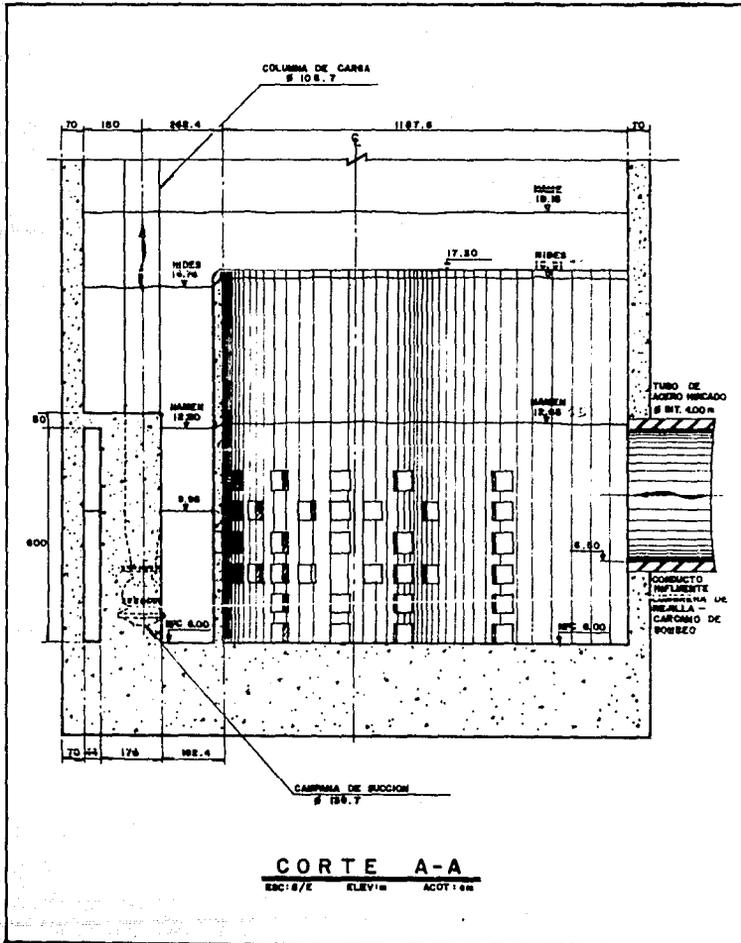
En la figura 3.12 se muestra la distribución de los orificios en un plano extendido del muro amortiguador.

En las figuras 3.13 y 3.14 se muestra finalmente la geometría en planta y corte de la parte inferior del cárcamo de bombeo.

3.4.5 Perfil hidráulico

Para conocer el comportamiento hidráulico de la estructura, se debe calcular el perfil hidráulico partiendo de los niveles de operación propuestos para el funcionamiento de los equipos de bombeo, para verificar, de este modo, la eficiencia de la estructura hidráulica.

Figura 3.14 Perfil de la parte inferior del cárcamo de bombeo



Como ya se calculó el perfil para el NAMIN, solo se hace para el NADIS y NAME.

-Nivel de agua de diseño (NIDES)

1. Nivel en la succión de los equipos de bombeo

$$\text{NIDES} = 16.76 \text{ m}$$

Este nivel también se encuentra en la zona de succión de las bombas, por lo que se debe calcular la pérdida por el paso de los orificios en el muro amortiguador, que es igual a la calculada en el inciso anterior.

$$\Delta y = 0.152 \text{ m}$$

2. Nivel antes del muro amortiguador

$$N_2 = 16.76 + 0.152 = 16.912 \text{ m}$$

3. Nivel antes del C.I.#2

pérdida en el C.I.#2

Dado que las condiciones de cálculo no cambian, la pérdida es la misma para el NAMIN.

$$h_{r1} = 0.1959 \text{ m}$$

Por lo tanto, el tirante antes del C.I.#2 (con $b = 7.80 \text{ m}$)

$$E_3 = E_2 + h_{r1} = 16.912 + 0.1959 = 17.1079 \text{ m}$$

$$y_3 = 17.1079 - 8.50 = 8.6079 \text{ m}$$

$$V_3 = 20 / (7.80 \times 8.6079) = 0.29787 \text{ m/s} ; V_3^2 / 2g = 0.004522 \text{ m}$$

Pérdidas en la lumbrera de rejillas

4.- Nivel después de la segunda compuerta

$$y_4 + V_4^2/2g = 8.6079 + 0.004522 = 8.6124 \text{ m}$$

Despreciando la pérdida por ampliación, y tomando el ancho de 7.20 m

$$y_4 + \frac{(20)^2}{(7.2)^2 (19.62) y_4^2} = 8.6124 \text{ m}$$

$$y_4 + 0.3933/y_4 = 8.6124$$

cuya solución es

$$y_4 = 8.6071 \text{ m} ; V_4 = 0.3227 \text{ m/s} ; V_4^2/2g = 0.005309 \text{ m}$$

5. Nivel antes de la segunda compuerta (b = 7.20 m)

El desnivel necesario en la compuerta es el mismo calculado para el NAMIN

$$\Delta y = 0.149 \text{ m}$$

$$y_5 = 8.6071 + 0.149 = 8.7561 \text{ m}$$

$$V_5 = 20/(8.7561 \times 7.2) = 0.31724 \text{ m/s}$$

$$V_5^2/2g = 0.005129 \text{ m}$$

-Pérdida en las rejillas

El coeficiente k_r es igual al calculado para el NAMIN

$$(k_r = 20.6907)$$

$$h_r = 20.6907 \times 0.005129 = 0.106133 \text{ m}$$

6.- Tirante antes de las rejillas (b = 7.20 m)

$$y_6 + V_6^2/2g = 8.7561 + 0.005129 + 0.106133 = 8.8674 \text{ m}$$

$$y_6 + 0.39327/y_6^2 = 8.8674$$

cuya solución es

$$y_6 = 8.862393 \text{ m} ; V_6 = 0.3134 \text{ m/s} ; V_6^2/2g = 0.0050072 \text{ m}$$

7.- Nivel antes de la primer compuerta (b = 7.20 m)

La pérdida es la misma que la calculada para la segunda compuerta, por lo tanto

$$y_7 = 8.862393 + 0.149 = 9.011393 \text{ m}$$

$$V_7 = 0.308252 \text{ m} ; V_7^2/2g = 0.004843 \text{ m} ; E_7 = 9.016236 \text{ m}$$

8. Nivel después del C.I.#1 (b = 7.80)

En este punto se produce una reducción de la sección y se despreja la pérdida por ser muy pequeña con respecto a los niveles que se están manejando

$$E_8 = y_8 + \frac{(20)^2}{(7.8)^2 (19.62) (y_8)^2} = 9.016236 \text{ m}$$

$$y_8 + 0.335098/y_8^2 = 9.016236$$

cuya solución es

$$y_8 = 9.0121 \text{ m} ; V_8 = 0.284517 \text{ m/s} ; V_8^2/2g = 0.0041259 \text{ m}$$

$$N_8 = 8.5 + 9.0121 = 17.5121 \text{ m}$$

$$E_8 = 17.5121 + 0.0041259 = 17.5162259 \text{ m}$$

9. Nivel del agua en la lumbrera 7A

$$E_9 = 17.5162259 + (0.5 + 0.0097) 0.1291 + \frac{(1.59155 - 0.284517)^2}{19.62}$$

$$E_9 = 17.6691 \text{ m}$$

$$y_9 = 17.6691 - 9.95 = 7.7191 \text{ m}$$

$$y_9/D_1 = 7.7191/5.0 = 1.54382$$

Conclusiones

- Al observar los niveles del agua y sus respectivas velocidades, se verifican los niveles de fondo propuestos para las lumbreras 7B y 7C.
- Las dimensiones propuestas para las compuertas y rejillas, son también adecuadas para el comportamiento hidráulico.
- El nivel del agua en la lumbrera 7A es 1.55 veces mayor que el diámetro del interceptor Oriente-sur, siendo este nivel muy razonable.

- Nivel de agua máxima extraordinaria (NAME)

1. Nivel en la succión de los equipos de bombeo

$$NAME = 19.00 \text{ m}$$

Pérdida en los orificios del muro amortiguador (igual que en el NAMIN y el NIDES)

$$\Delta y_1 = 0.152 \text{ m}$$

2. Nivel antes del muro amortiguador

$$E_2 = 19.00 + 0.152 = 19.152 \text{ m}$$

Pérdida en el C.I.#2 (igual que en el NAMIN y el NIDES)

$$h_r = 0.1959 \text{ m}$$

3. Nivel antes del C.I.#2 (b= 7.80)

$$E_3 = 19.152 + 0.1959 = 19.3474 \text{ m}$$

$$y_3 = 19.3479 - 8.5 = 10.8479 \text{ m}$$

$$V_3 = 20/(7.8 \times 10.8479) = 0.236368 \text{ m/s} ; V_3^2/2g = 0.0028476 \text{ m}$$

Pérdidas en la lumbrera de rejillas

4. Nivel después de la segunda compuerta (b = 7.20 m)

$$y_4 + V_4^2/2g = 10.8479 + 0.002849 = 10.850748 \text{ m}$$

$$y_4 + 0.393275/y_4^2 = 10.850748$$

cuya solución es

$$y_4 = 10.8474 \text{ m} ; V_4 = 0.256078 \text{ m/s} ; V_4^2/2g = 0.003342 \text{ m}$$

5. Nivel antes de la segunda compuerta (b= 7.20 m)

$$y_5 = 10.8474 + 0.149 = 10.9964 \text{ m}$$

$$V_5 = 20/(7.2 \times 10.9964) = 0.252608 \text{ m/s} ; V_5^2/2g = 0.00325233 \text{ m}$$

Pérdida en las rejillas

$$h_r = 20.6907 \times 0.00325233 = 0.0672931 \text{ m}$$

6. Nivel antes de las rejillas (b = 7.20 m)

$$y_6 + V_6^2/2g = 10.9964 + 0.00325233 + 0.0672931$$

$$y_6 + 0.3932747/y_6^2 = 11.06694543 \text{ m}$$

cuya solución es

$$y_6 = 11.063732 \text{ m} ; V_6 = 0.2510706 \text{ m/s} ; V_6^2/2g = 0.003212866 \text{ m}$$

7. Nivel antes de la primera compuerta (b = 7.20 m)

$$y_7 = 11.063732 + 0.149 = 11.212732 \text{ m}$$

$$V_7 = 0.247734 \text{ m/s} ; V_7^2/2g = 0.003128 \text{ m} ; E = 11.21586005 \text{ m}$$

8. Nivel después del C.I.#1 (b = 7.80)

Despreciando la pérdida por reducción de sección $E_7 = E_8$

$$y_8 + 0.335098/y_8^2 = 11.21586005$$

cuya solución es

$$y_8 = 11.213195 \text{ m} ; V_8 = 0.228668 \text{ m/s} ; V_8^2/2g = 0.0026651 \text{ m}$$

$$N_8 = 8.5 + 11.213195 = 19.7132 \text{ m}$$

$$E_8 = 8.5 + 11.21586005 = 19.71586 \text{ m}$$

9. Nivel del agua en la lumbrera 7A

$$E_9 = 19.71586 + (0.5+0.0097) 0.1291 + \frac{(1.59155 - 0.228668)^2}{19.62}$$

$$E_9 = 19.8763 \text{ m}$$

$$y_9 = 19.8763 - 9.95 = 9.92633 \text{ m}$$

$$y_9/D = 1.98 \text{ aproximadamente } 2D \text{ por lo que es correcto}$$

De los niveles obtenidos del NAMED, NIDES Y NAME, se ordenan en una tabla con el siguiente orden:

1. Nivel en la succión de los equipos de bombeo.
2. Nivel antes del muro amortiguador.
3. Nivel antes del conducto influente #2.

4. Nivel despues de la segunda compuerta.
5. Nivel antes de la segunda compuerta.
6. Nivel antes de las rejillas.
7. Nivel antes de la primera compuerta.
8. Nivel despues del conducto influente #1.
9. Nivel en la lumbrera 7A.

NIVEL	1	2	3	4	5	6	7	8	9
NAMIN	12.50	12.65	12.85	12.84	12.99	13.40	13.55	13.55	13.71
NIDES	16.76	16.91	17.11	17.11	17.26	17.36	17.51	17.51	17.66
NAME	19.00	19.15	19.35	19.35	19.50	19.56	19.71	19.71	19.88

Tabla 3.4

En la figura 3.15 se muestra el perfil hidráulico para los distintos niveles de operación en la estructura hidráulica.

3.4.6 Tanque de traspaleo

Hasta el punto anterior, solo se ha tratado el diseño de la planta de bombeo en su parte inferior, pero ahora se trata el dimensionamiento de su parte superior referente al tanque de traspaleo. Es importante ubicar el punto de salida de la confluencia de los dos canales en el lugar adecuado para que esté lo más cerca posible del cajón del río Churubusco sin interferir en las otras obras que se necesitan en el mismo terreno. Como ya se había mencionado anteriormente, estas obras son principalmente las que se refieren a la captación de los colectores de alivio Zaragoza-Norte, Pantitlán y cajón del río Churubusco.

Por la problemática de espacio, se optó por unir a los colectores Zaragoza-Norte y Pantitlán en una caja común, para orientar el flujo hacia una caja de control, la cual es a su vez común a los controles del flujo que lleva el cajón de derivación del río Churubusco. Al mismo tiempo, este último cajón será de doble funcionamiento ya que se aprovechará también para desalojar el agua que entregue el tanque de traspaleo por medio de otra caja de control próxima a la planta de bombeo. Finalmente se llegó a la solución definitiva mostrada en la figura 3.16.

Como se aprecia en la figura 3.16, las dos cajas de control y la salida de la confluencia del tanque de traspaleo se ubican exactamente en medio de las dos pilas de cimentación del metro elevado, siendo dividido el tanque de traspaleo en dos canales de 10 y 27 tramos en cada uno para fines de cálculo del flujo espacialmente variado. En lo que se refiere a las cajas de control, solo se mencionará a la que corresponde a la planta de bombeo, ya que la otra lo es a las estructuras de la captación en la lumbrera 7A del interceptor Oriente-Sur las cuales se salen del tema aquí tratado.

La construcción de la caja de control antes mencionada, tiene por objeto evitar que el flujo del río Churubusco se introduzca en el tanque de traspaleo durante su mantenimiento. De este modo, se puede seccionar el agua que quede estancada dentro de los canales, y se achica mediante una válvula, de este modo, se deja en seco al tanque de traspaleo para hacer labores de mantenimiento.

Por otro lado, el dimensionamiento de esta caja de control debe tener también el espacio suficiente para la operación y mantenimiento del personal encargado.

Con el arreglo final mostrado en la figura 3.16, se puede alternar el funcionamiento de la planta de bombeo Km 6 1/2 con la planta de bombeo Zaragoza, según sea el requerimiento. Es decir, si es época de estiaje la planta de bombeo Km 6 1/2 funcionará normalmente bombeando las aguas negras al cajón del río Churubusco, estando cerradas las compuertas de las dos cajas de control de la captación y de la planta de bombeo Zaragoza, para no permitir el ingreso del flujo al drenaje profundo y no interferir en el mantenimiento del tanque de traspaleo. En época de lluvias y durante la primera fase de la construcción del interceptor Oriente-Sur, la planta de bombeo Zaragoza bombeará en su totalidad las aguas provenientes del interceptor antes mencionado al cajón de río Churubusco, teniendo cerradas las compuertas la caja de control de la captación para evitar que el flujo retorne al interceptor. En la segunda fase de la construcción del interceptor, consistente en su conexión con el sistema restante del drenaje profundo, se pueden tomar dos alternativas de funcionamiento, la primera consiste en que si el río Churubusco maneja un gran caudal, se aliviará por medio de la captación de la lumbrera 7A y se aprovechará también para captar las aguas de los colectores Zaragoza-Norte y Pantitlán, si es que el interceptor tiene capacidad de recibirlos. Por el contrario, si el río Churubusco tiene capacidad de conducir más agua y el drenaje profundo maneja grandes volúmenes, se puede aliviar el interceptor Oriente-Sur por medio de la planta de bombeo Zaragoza.

Definido el número de tramos de los canales y la geometría del conducto de conducción al río Churubusco, se procede a definir la geometría para el tanque de traspaleo. La longitud del piso de operación desde el paño exterior de la lumbrera constructiva hacia afuera es bastante amplia, y se puede proponer una dimensión de plantilla de 5.0 m. De este modo, se ayuda al estructurista a no

tener que calcular el piso de operación en voladizo. El nivel de piso de los canales queda a la misma elevación de plantilla del cajón del río Churubusco, o sea, al $N=27.87m$.

Para calcular la altura necesaria de los canales se debe obtener el tirante del agua al pie de la confluencia, esto se consigue a partir del nivel más crítico en el cajón del río Churubusco y del perfil hasta el tanque de traspaleo.

Las condiciones más desfavorables del nivel del agua en el tanque de traspaleo se presenta cuando el cajón del río Churubusco trabaja totalmente lleno. Para esta condición el nivel del agua en este cajón llega al nivel del lecho inferior de la losa, esto es, el $N=33.611$.

Si se considera que el nivel del agua dentro del cajón está cerca del nivel del lecho inferior de la losa, se puede tomarlo al nivel $N=33.60m$, obteniendo un tirante dentro del cajón del río Churubusco de $y=33.60 - 27.86 = 5.74m$.

La ecuación de pérdidas para este caso es

$$h_t = h_s + h_r + h_c + h_d + h_e$$

donde

- h_t pérdida total en el perfil, en m.
- h_s pérdida por salida, en m.
- h_r pérdida por fricción en el cajón de doble funcionamiento, en m.
- h_c pérdida por cambio de dirección, en m.
- h_d pérdida por paso de compuertas, en m.
- h_e pérdida por entrada, en m.

-Pérdida por salida (h_s)

La ecuación general de pérdida por salida

$$h_s = k (V_1 - V_2)^2 / 2g$$

donde

k coeficiente de pérdida, para este caso $k = 1$
 V_1 y V_2 velocidades en la transición, en m.

Por tanto, obteniendo las características hidráulicas en la transición

$$A_0 = 5.74 \times 13.00 = 74.62 \text{ m}^2$$

$$V_0 = 134.3 / 74.62 = 1.80 \text{ m/s}$$

$$A_1 = 4.0 \times 2.5 = 10.00 \text{ m}^2$$

$$V_1 = 20 / 10 = 2.0 \text{ m/s}$$

de modo que

$$h_s = 1 (2.00 - 1.80)^2 / 19.62 = 0.002 \text{ m}$$

-Pérdida por fricción (h_r)

Debido a que el cajón de doble funcionamiento trabajará a presión, se calculará la pérdida despejando la pendiente de fricción de la ecuación de Manning y multiplicándola por la longitud del tramo considerado, es decir

$$h_r = L (V_1 n / R_h^{2/3})^2$$

donde

L longitud del tramo considerado, en m. En este caso $L=54\text{m}$.

V_1 velocidad media en el conducto, en m/s.

n coeficiente de rugosidad relativa de Manning para concreto liso, $n=0.014$.

R_h radio hidráulico en el tramo, en m.

$$R_h = A_1 / P_1 = 10 / (2 \times 6.5) = 1.111 \text{ m}$$

por tanto

$$h_f = 54 \times \left(\frac{2 \times 0.014}{1.111^{2/3}} \right)^2 = 0.0368 \text{ m}$$

-Pérdida por cambio de dirección (h_c)

La ecuación que define la pérdida por cambio de dirección es

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

donde

k es el coeficiente de pérdida por cambio de dirección, que depende del número de Reynolds, se tiene que

$$Re = v_1 D / \nu$$

donde

Re número de Reynolds

D diámetro equivalente del conducto, en m

ν viscosidad cinemática del fluido, en m^2/s

Por tanto

$$Re = 2 (3.568) / 2.6 \times 10^{-6} = 2.745 \times 10^6$$

De la figura 8.19 en la referencia 5 se obtiene $k = 0.12$

Finalmente

$$h_c = 0.12 \times 2.0^2 / 19.62 = 0.024 \text{ m}$$

-Pérdida por paso de compuertas (h_d)

Hasta aquí se tiene un tirante aguas abajo de las compuertas de

$$Y = 5.74 + 0.024 + 0.0368 + 0.002 = 5.803 \text{ m}$$

De la ecuación de pérdida por paso de compuertas de la referencia 7 y tomando un coeficiente de pérdida $k=0.65$, resulta

$$y_0 - y_a = \frac{1}{2g} \left(\frac{20}{0.65 \times 8} \right)^2 = 0.754 \text{ m}$$

$$y_0 = 5.802 + 0.754 = 6.557 \text{ m}$$

-Pérdida por entrada (h_e)

Por último, con un coeficiente de pérdida por entrada $k = 0.5$ se tiene

$$h_e = 0.5 \times 2.0^2 / 19.62 = 0.102 \text{ m}$$

Finalmente, el tirante inicial del cálculo del perfil del tanque de traspaleo es de

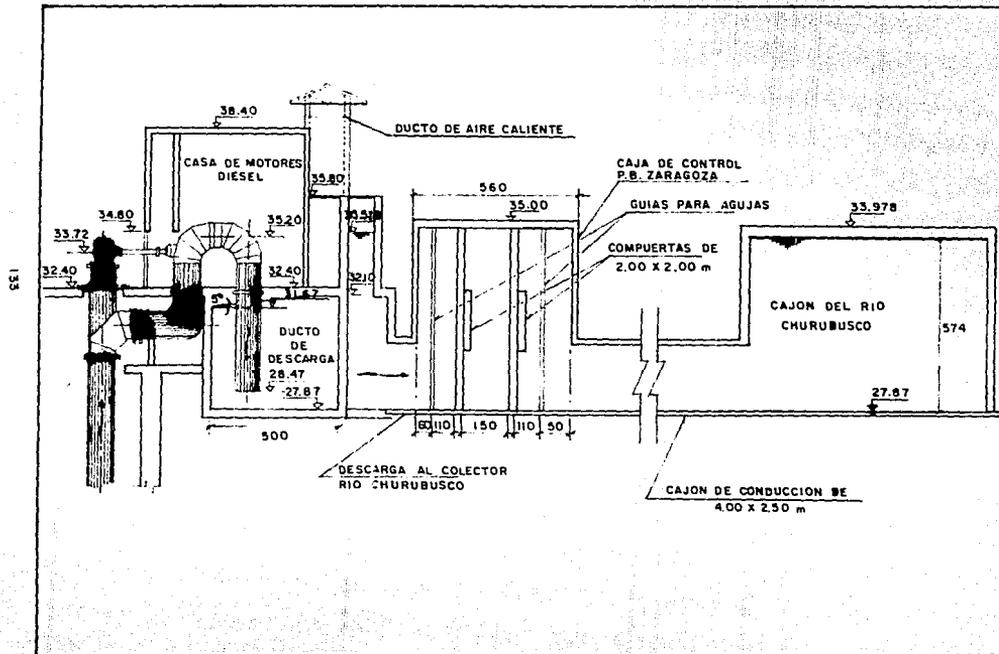
$$y = 6.557 + 0.102 = 6.659 \text{ m}$$

En la figura 3.17 se aprecia el perfil hidráulico del cajón de conducción de la planta de bombeo hacia el cajón del río Churubusco.

A partir de este punto se puede ya aplicar la metodología de la sección 2.4.3, para resolver el perfil que se presenta dentro del tanque de traspaleo. Para hacerlo, conviene apoyarse en un programa de computadora que facilita hacer los cálculos iterativos del método.

Como primer paso, se tienen que discretizar los canales en tramos que conserven la misma sección. Esto se debe a que hay tres tipos

Fig. 3.17 Perfil del cajón del río Churubusco, al tanque de traspaleo.



diferentes de sección hidráulica que fueron explicados en las secciones antes mencionadas.

En la figura 3.18 se muestran los tramos en que se dividió a los canales donde también se indican las distancias respectivas tomadas al centro de la plantilla del tanque de traspaleo.

Como se puede observar en las tablas 3.5 Y 3.6 de resultados de las corridas, el tirante aguas arriba de los canales del tanque de traspaleo no es significativo, ya que en el canal más largo, donde los niveles del agua fueran más grandes, apenas alcanza los 0.024m de diferencia con respecto al tirante aguas abajo del canal. Por otro lado, lo anterior da la certeza que las descargas de los equipos de bombeo a lo largo de los canales no representan un problema en la estabilidad del flujo y no se generan grandes pérdidas.

RESULTADOS DE LAS CORRIDAS DEL TANQUE DE TRASPALCO PARA FLUJO ESPACIALMENTE VARIADO (S = 0.00 n = 0.014)				
TRAMO	C A N A L		C O R R I D O	
	GASTO Q (m ³ /s)	ESTACION E (m)	TIRANTE Y (m)	VELOCIDAD V (m/s)
1	6	0.000+2.122	6.659	0.180
2	6-4	2.123+3.036	6.661	0.120
3	4	3.0370+5.158	6.661	0.120
4	4	5.1590+6.408	6.661	0.120
5	4	6.4090+8.530	6.661	0.120
6	4-2	8.5310+9.444	6.662	0.060
7	2	9.445+11.566	6.662	0.060
8	2	11.567+12.816	6.662	0.060
9	2	12.817+14.938	6.662	0.060
10	2-0	14.939+15.852	6.662	0.000

Tabla 3.5

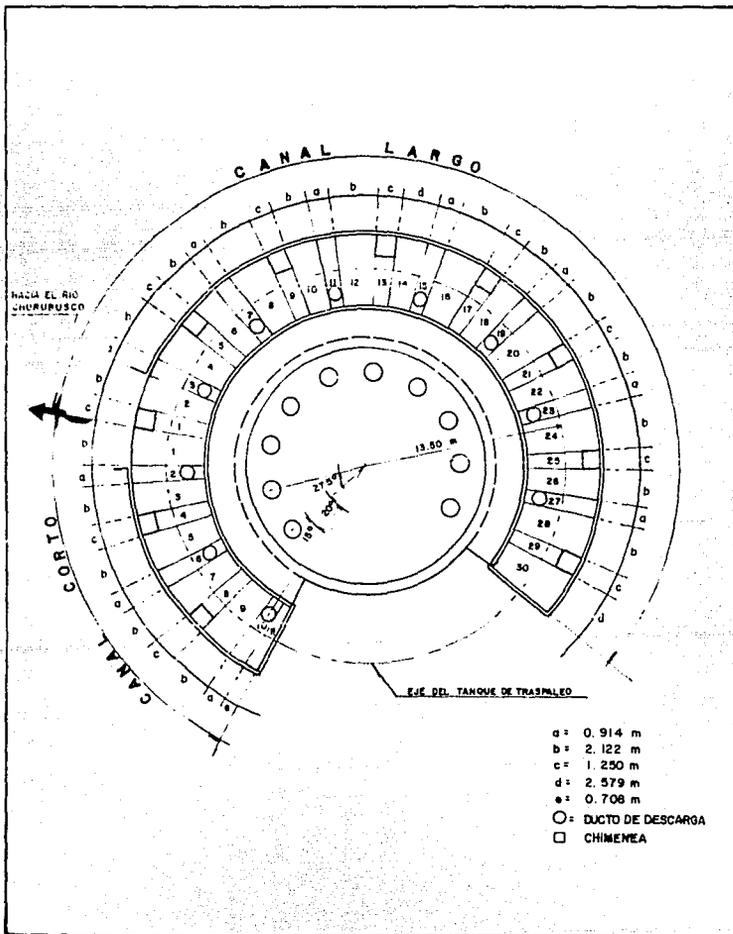
RESULTADOS DE LAS CORRIDAS DEL TANQUE DE TRASPALO PARA FLUJO
ESPACIALMENTE VARIADO ($S = 0.00$ $n = 0.014$)

C A N A L L A R G O				
TRAMO	GASTO Q (m^3/s)	ESTACION E (m)	TIRANTE Y (m)	VELOCIDAD V (m/s)
1	14	0.000+1.250	6.659	0.420
2	14	1.2510+3.372	6.659	0.420
3	14	3.3730+4.288	6.664	0.360
4	12	4.2890+6.048	6.664	0.360
5	12	6.0490+7.658	6.664	0.360
6	12	7.6590+9.780	6.664	0.360
7	12-10	9.781+10.696	6.668	0.300
8	10	10.697+12.836	6.668	0.300
9	10	12.837+14.066	6.668	0.300
10	10	14.067+16.188	6.668	0.300
11	10-8	16.189+17.102	6.671	0.240
12	8	17.103+19.224	6.671	0.240
13	8	19.225+20.474	6.671	0.240
14	8	20.475+22.598	6.671	0.240
15	8-6	22.599+23.510	6.674	0.180
16	6	23.511+25.632	6.674	0.180
17	6	25.633+26.882	6.674	0.180
18	6	26.883+29.006	6.674	0.180
19	6-4	29.007+29.918	6.676	0.120
20	4	29.919+32.040	6.676	0.120
21	4	32.041+33.290	6.676	0.120
22	4	33.291+35.412	6.676	0.120
23	4-2	35.412+36.326	6.677	0.060
24	2	36.327+38.448	6.677	0.060
25	2	38.449+39.698	6.677	0.060
26	2	39.699+41.820	6.677	0.060
27	2-0	41.821+42.734	6.677	0.000

Tabla 3.6

Finalmente, el nivel máximo del agua en el canal más largo llega a la 34.550m, el bordo libre de los canales es de 1.247m para alcanzar la elevación del muro de 35.80m. Con lo anterior se previene el caso crítico de un arranque simultaneo de varias bombas y un fenómeno transitorio dentro del tanque de traspaleo

Figura 3.18 Discretización del tanque de traspaño de la planta de bombeo Zaragoza .



que provocara niveles mayores a los previstos ocasionados por una honda de flujo.

En la figura 3.17 se muestra la sección final con sus niveles respectivos del tanque de traspaleo.

V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El diseño de la planta de bombeo Zaragoza ha sido estudiado igualmente por la vía experimental, como en las otras plantas de bombeo Central de abastos II y Canal Nal. Miramontes. Cada una ha contribuido a mejorar el diseño hidráulico de la siguiente. Es de suponer que la proposición de nuevas dimensiones y geometrías en los elementos que conforman la planta de bombeo no llevan a la obtención de mejores resultados, sino es con la ayuda de la experimentación. Con ella se logran variantes que se pueden analizar físicamente para crear nuevos criterios de diseño; Además, de una generalización del método para el diseño de otras plantas de bombeo.

De este modo, son dignas de mencionar algunas de las conclusiones más importantes que se obtuvieron de la experimentación del modelo reducido de la planta de bombeo Zaragoza y que se presentan en el texto.

Se concluye que el proyecto original de la planta de bombeo Zaragoza cumple de manera apropiada con los requerimientos hidráulicos y operacionales.

La derivación del interceptor Oriente-Sur a la lumbrera de rejillas trabaja adecuadamente para las condiciones de operación que puedan presentarse. Dentro de la lumbrera de rejillas el comportamiento también es apropiado.

El estudio experimental realizado muestra que la geometría propuesta en el proyecto para el interior del cárcamo de bombeo es adecuada, específicamente en lo que se refiere al muro amortiguador, a la distribución de orificios en él, a las mamparas ubicadas en ambos lados de las succiones y, en general, al arreglo en la zona de succión de los equipos de bombeo.

En las figuras 4.1 a la 4.3 se muestra el modelo reducido de la planta de bombeo Zaragoza estudiado experimentalmente, donde se observa el buen comportamiento hidráulico de la planta.

Por otro lado, es recomendable estudiar un poco más a fondo el tanque de traspaleo, pues aunque el comportamiento hidráulico es satisfactorio, las velocidades que resultan de él, son pequeñas y pueden provocar precipitación de sedimentos arrastrados por el flujo y esto ocasionar problemas de azolve en general a los canales.

Para resolver lo anterior, se estudian otras modificaciones; por ejemplo, dar pendiente a los canales o diseñar escalones para aumentar la velocidad del flujo y disminuir la sección hidráulica del tanque de traspaleo.

También sería recomendable tratar de hacer más largos los conductos influente, pues esto ayudaría a cerrar en toda su periferia al tanque de traspaleo y de ese modo, obtener una mejor distribución del flujo a lo largo del canal, además, de facilitar los cálculos estructurales del mismo.

Otro punto importante es el de cuidar la geometría de la confluencia de los canales del tanque de traspaleo, ya que se observa que al suavizar la salida del flujo en la confluencia, se logran reducir pérdidas de energía y turbulencias innecesarias.

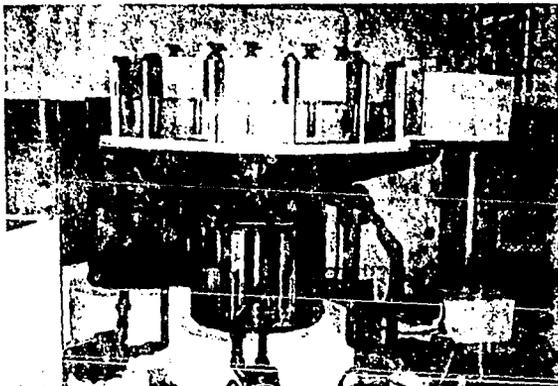


Fig. 4.1 Vista del modelo hidráulico reducido de la planta de bombeo Zaragoza, ubicado en el Laboratorio de Hidráulica de Xotepingo. A la izquierda se encuentra la lumbrera de derivación, al centro la de rejillas y enseguida el cárcamo de bombeo, con el tanque de traspalear y la descarga al canal de retorno en la parte superior.

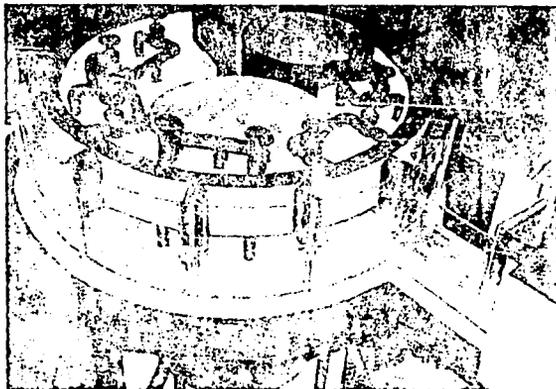


Fig. 4.2 Vista superior del tanque de traspalear, al que descargan las bombas. A la derecha se puede ver el modelo de la descarga al cajón Río Cuauahuacán.



Fig. 4.3 Funcionamiento del cárcamo de bombeo para un gasto en -
prototipo de 20 m³/s y el NAMI. Observe la estabilidad
del agua una vez que pasa a través de los orificios del
muro amortiguador.

BIBLIOGRAFIA

- 1.-Manual de plantas de bombeo de aguas residuales (AL- 700- 86), D.G.C.O.H., México, 1986.
- 2.-Estudio experimental en modelo hidráulico de la planta de bombeo Central de Abasto II y Miramontes, de las cajas de control de descarga al sistema de drenaje profundo, de las lumbreras de conexión de colectores con el mismo sistema, y una red de aprovisionamiento de agua al D.F. Primera etapa, México 1987.
- 3.-Estudio experimental en modelo hidráulico de la planta de bombeo Miramontes. D.G.C.O.H., México 1988.
- 4.-Hidráulica II, Hidráulica de los canales abiertos apuntes de la Facultad de Ingeniería. M. en Ing. Gilberto Sotelo Avila, México 1991.
- 5.-Hidráulica General I, fundamentos. M. en Ing. Gilberto Sotelo Avila, Ed. Limusa, México, 1985.
- 6.-Hidráulica de los canales abiertos. Ven Te Chow. Ed. Diana, México, 1982.
- 7.-Manual de diseño Hidráulico de cajas de control de planta circular, para el control de caudales descargados al drenaje profundo. México, 1989.
- 8.-Proyecto experimental en el modelo hidráulico de la planta de bombeo Zaragoza sobre el interceptor Oriente-Sur. D.G.C.O.H., México, 1991.