

2934



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO DE ADECUACION DEL CANAL PRINCIPAL
IGNACIO LOPEZ RAYON, CALTIMACAN HIDALGO.

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A ;
JAVIER GUTIERREZ REYNOSO

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.

I N D I C E

- I. INTRODUCCION
 - I.1 GENERALIDADES
 - I.2 NECESIDAD E IMPORTANCIA DE LA AGRICULTURA DE RIEGO
 - I.3 HISTORIA DE LA IRRIGACION EN MEXICO
 - I.4 POLITICA DE IRRIGACION ACTUAL
 - I.5 ACTUALIDAD DEL RIEGO EN MEXICO
 - I.6 FUTURO DE LA AGRICULTURA DE RIEGO EN MEXICO
 - I.7 PROYECTOS DE ZONAS DE RIEGO
 - I.8 EVALUACION DE LA FACTIBILIDAD TECNICA Y ECONOMICA DE UN PROYECTO DE UNA ZONA DE RIEGO

- II. PROYECTO BAJO ALFAJAYUCAN
 - II.1 GENERALIDADES
 - II.1.1 HIDROGRAFIA
 - II.1.2 OROGRAFIA
 - II.1.3 CLIMATOLOGIA
 - II.1.4 VIENTOS
 - II.1.5 HELADAS
 - II.1.6 GEOLOGIA
 - II.2 SISTEMA PANALES
 - II.3 SISTEMA CALTIMACAN
 - II.4 PLANEACION DE LA ZONA DE RIEGO DEL SISTEMA CALTIMACAN

- III. ADECUACION DEL CANAL PRINCIPAL IGNACIO LOPEZ RAYON
 - III.1 GENERALIDADES
 - III.2 DETERMINACION DE LAS CARACTERISTICAS DE OPERACION DEL FUNCIONAMIENTO ACTUAL
 - III.2.1 CARACTERISITICAS GEOMETRICAS
 - III.2.2 DETERMINACION DEL GASTO
 - III.2.3 DETERMINACION DE LA PENDIENTE DE LA RASANTE
 - III.2.4 DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD n
 - III.3 REVISION HIDRAULICA DEL FUNCIONAMIENTO ACTUAL
 - III.4 DETERMINACION DE LAS CARACTERISTICAS DE OPERACION PARA LA ETAPA DE PROYECTO
 - III.4.1 GASTO PARA LA ETAPA DE PROYECTO
 - III.4.2 DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD n
 - III.5 ANALISIS DEL FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO PARA LA ETAPA DE PROYECTO
 - III.6 ADECUACIONES PROPUESTAS PARA EL CANAL
 - III.7 PRESENTACION DE RESULTADOS

- IV. ADECUACION DE ESTRUCTURAS EXISTENTES EN EL CANAL
 - IV.1 CLASIFICACION DE LAS ESTRUCTURAS EXISTENTES EN EL CANAL
 - IV.2 DETERMINACION DE LAS CARACTERISTICAS ACTUALES DE OPERACION DE LAS ESTRUCTURAS
 - IV.3 BASES PARA LA ADECUACION
 - IV.4 ESTRUCTURAS DE DISTRIBUCION REGULACION Y/O CONTROL DEL GASTO
 - IV.4.1 REPRESAS
 - IV.4.2 ESTRUCTURA DE DISTRIBUCION LOPEZ RAYON ALTO CALTIMACAN
 - IV.4.3 TOMAS GRANJA Y TOMAS LATERALES
 - IV.5 ESTRUCTURAS DE CRUCE
 - IV.5.1 SIFONES INVERTIDOS
 - IV.5.2 ALCANTARILLAS
 - IV.5.3 PUENTES CANAL
 - IV.5.4 PUENTES PEATONALES Y PUENTES VEHICULARES
 - IV.5.5 TUNELES
 - IV.6 ESTRUCTURAS DE PROTECCION Y DE EXCEDENCIAS
 - IV.6.1 DESAGUES

V. CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFIA

capitulo

I

INTRODUCCION.

CAPITULO I. INTRODUCCION

1.1 GENERALIDADES.

Para atender sus necesidades, los hombres se han organizado, han creado instituciones, han establecido determinado tipo de relaciones. Las relaciones del hombre con el medio que lo rodea y de los hombres entre sí a través del medio llenan una larga historia de explotación, transformación y apropiación de recursos para atender unas necesidades en continua expansión.

La producción de alimentos constituye una de las necesidades básicas del hombre; para satisfacer su demanda, el hombre desarrolló la agricultura, es decir, el arte de cultivar, beneficiar y hacer productiva la tierra como medio de vida y desarrollo de las plantas; buscó obtener de ella los productos necesarios para cubrir sus necesidades de alimentación y vestido. Prácticamente inmutable en sus métodos, la agricultura sirvió durante milenios como soporte esencial de la economía de cualquier sociedad, hasta la revolución industrial del siglo XIX en que fué desplazada a segundo término, económicamente hablando; desde entonces, ha alcanzado importantes progresos mediante la aplicación de técnicas más racionales y científicas del uso y explotación de los recursos.

Una de las técnicas en que se apoya la agricultura es el riego, actividad consistente en proporcionar artificialmente agua a los terrenos para favorecer la vegetación de las plantas o también para evitar el excesivo enfriamiento del terreno, aportar sustancias fertilizantes, arrastrar productos nocivos, ablandar las tierras con la finalidad de facilitar las labores, etc.

En nuestro país se distinguen dos tipos de agricultura: la de riego y la de temporal. La agricultura de temporal es aquella que se basa en la temporada de lluvias para el suministro de agua necesaria para el desarrollo de los cultivos, por lo cual está condicionada a una época del año, un tiempo limitado de actividad y a las características de la precipitación.

La agricultura de riego es aquella que apoyándose en cierto tipo de obras, aprovecha el agua artificialmente proporcionada para el desarrollo de los cultivos.

1.2 NECESIDAD E IMPORTANCIA DE LA AGRICULTURA DE RIEGO.

Debido a la naturaleza aleatoria de la agricultura de temporal, la producción agrícola de un país no debe basarse solamente en ella; dicha situación incide negativamente en la economía de un país.

CAPITULO I. INTRODUCCION

Siendo México un país con una elevada tasa de crecimiento demográfico, surge la necesidad de incrementar la producción agrícola. Del análisis de las necesidades de nuestro país se han determinado las siguientes prioridades que debe atender la agricultura:

- a) Elevar la oferta necesaria de alimentos por habitante.
- b) Abastecer a la industria nacional de materias primas.
- c) Contribuir al fortalecimiento y diversificación de la economía, destinando excedentes para la exportación, generando así captación de divisas.

Se establece la necesidad de incrementar la incorporación de superficie regable, aumentando la calidad y cantidad de los productos agrícolas necesarios, consiguiendo altos rendimientos de producción y asegurando las cosechas durante todo el año; de igual forma, establecer las bases y las acciones necesarias para aumentar la productividad de las zonas de riego en operación.

México ocupa el séptimo lugar mundial en lo que a superficie bajo riego se refiere, después de China, India, Estados Unidos, Pakistán, URSS e Indonesia.

Haciendo una comparación, los rendimientos obtenidos de la producción agrícola en zonas de riego son mayores que los rendimientos obtenidos en las zonas donde se practica la agricultura de temporal. Los rendimientos de la agricultura de riego en promedio, dominan a los de la agricultura de temporal en un rango que va desde 1.56 a 2.67 veces. De aquí surge la importancia de abrir más tierras al riego o por lo menos, rehabilitar y mejorar las condiciones funcionales y operativas de las ya existentes con la finalidad de aumentar la producción (principal ventaja del riego sobre el temporal).

Sin embargo, los rendimientos en las zonas de riego son bajos en relación con su potencial productivo, debido principalmente a la poca eficiencia del proceso, que alcanza sólo en promedio el 60 %.

I.3 HISTORIA DE LA IRRIGACION EN MEXICO.

México es un país que cuenta con una antigua tradición hidráulica. Se tienen conocimientos de obras de irrigación de las culturas mesoamericanas. Los aztecas practicaban el riego utilizando chinampas, huertos y cultivos flotantes y construyeron un sistema de diques en el Valle de México para evitar inundaciones en Tenochtitlán, beneficiando y protegiendo mediante el control de niveles de agua en los lagos a los campos de cultivo ribereños.

CAPITULO I. INTRODUCCION

Durante la época colonial se construyeron numerosas e importantes obras hidráulicas, destacando el bordo para formar la actual laguna de Yuriria, Guanajuato y el Tajo de Nochistongo para auxiliar el desagüe del Valle de México.

En la época independiente del país, la situación económica no permitió al gobierno realizar obras públicas como no fueran las de más urgente necesidad.

En la segunda mitad del siglo pasado se realizaron numerosas obras de irrigación a concesión por particulares; por lo consiguiente, el gobierno aún no podía controlar el uso de las aguas.

Durante el porfiriato la construcción de obras de irrigación hicieron posible regar el Valle de Mexicali y el Valle del Yaqui entre otras regiones. Se estima que se logró cubrir un total de 1'500,000 hectáreas con riego en esta época.

Con la Constitución de 1917 se busca entre otras cosas, organizar y controlar el aprovechamiento de los recursos del país. Se crea el Departamento de Irrigación, cuya finalidad es el controlar el aprovechamiento de las corrientes de los ríos para riego; también es creada la Dirección de Irrigación, cuyo propósito era el incrementar la superficie cultivada y asegurar cosechas, favoreciendo a la producción y dictando las bases de la Comisión Nacional de Irrigación, organismo con el cual se inicia una mayor participación gubernamental en la agricultura de riego. Se crean entonces los antecedentes de los programas y políticas de irrigación actuales.

I.4 POLITICA DE IRRIGACION ACTUAL.

Al crearse en 1926 la Comisión Nacional de Irrigación se buscaba desarrollar la política gubernamental de regadío en el país para el mejor aprovechamiento de los recursos agrícolas y propiciar el desarrollo agrícola. Esta política se basó en la realización de grandes y medianas obras de riego, mismas que permitieron poner bajo régimen de riego unas 827,000 hectáreas en sus 21 años de vida institucional.

En 1946, la Comisión Nacional de Irrigación se transformó en la Secretaría de Recursos Hidráulicos, cuyo objetivo era el coordinar los aprovechamientos múltiples de las obras hidráulicas y fomentar con un mayor control la irrigación. Durante sus 30 años de funciones se pusieron bajo riego 2'447,000 hectáreas, descentralizándose la política de irrigación y dando un gran impulso al desarrollo hidráulico regional por cuencas.

Se elaboraron en 1982 los planes hidráulicos regionales, cuyo objetivo era el redistribuir en forma racional, espacial y en el tiempo el agua y tener información precisa de la relación

CAPITULO I. INTRODUCCION

disponibilidad-demanda-dotación de agua a nivel regional y nacional. los planes eran:

- a) Plan Hidráulico del Noroeste (PLHINO).
- b) Plan Hidráulico del Golfo Norte (PLHIGNON).
- c) Plan Hidráulico del Centro (PLHICEN).

Sus objetivos eran el control de ríos, la retención de agua, su conducción y distribución, así como la utilización racional de aguas superficiales y subterráneas.

Con el fin de que tierra y agua fueran manejadas por una sola dependencia, son fusionadas en 1976 la Secretaría de Agricultura y Ganadería y la Secretaría de Recursos Hidráulicos. Paralelamente se crea la Comisión del Plan Nacional Hidráulico, la cual busca conjugar y unificar las acciones encaminadas a planear el mejor provecho y preservación de los recursos hidráulicos. Dicho plan tuvo a su cargo la regionalización por cuencas hidrológicas del país, indicando sus características naturales, económicas y sociales.

Esta comisión funcionaba al mismo tiempo, estrechamente y como instrumento de apoyo del Plan Alianza para la Producción, establecido entre los sectores público, privado y social para alcanzar la autosuficiencia en alimentos básicos; de esta conjunción se derivó el Sistema Alimentario Mexicano. La Comisión del Plan Nacional Hidráulico continuó sus actividades hasta 1986.

Al finalizar 1982, la SARH logró incorporar a la agricultura de riego alrededor de 850,000 hectáreas.

La política actual de irrigación se basa en la elaboración de criterios para jerarquizar los proyectos según su importancia, creándose programas, leyes y dependencias que se ajustaban a la directriz de la política hidráulica del gobierno. Se pusieron en marcha el Programa Nacional de Control de Pérdidas y Uso Eficiente del Agua en las ciudades, el Programa Nacional de Uso Eficiente de la Infraestructura Hidroagrícola, la Ley de Contribución de Mejoras por Obras Públicas de Infraestructura Hidráulica. En 1986 la Comisión del Plan Nacional Hidráulico se transforma en el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.

La política de irrigación actual busca como principal objetivo el encontrar la mejor manera de abrir más tierras a la agricultura de riego para equilibrar la productividad agrícola con las demandas generadas por el crecimiento poblacional.

I.5 ACTUALIDAD-DEL RIEGO EN MEXICO.

La agricultura de riego es la actividad más importante después de la generación de la energía eléctrica, a la cual se destina el agua almacenada en los embalses del país, ocupándose

CAPITULO I. INTRODUCCION

actualmente un volumen de 45'950'000.000 m3 para satisfacer la demanda de productos agrícolas.

Del volumen de agua consumido para riego, el maíz y el trigo utilizan aproximadamente el 34 % de dicho volumen; el frijol, arroz, soya y cártamo consumen el 13 % mientras que el jitomate, la caña de azúcar, la alfalfa y algodón utilizan el 35 %, el 18 % restante es destinado a otros cultivos.

En lo referente al suelo, el 18 % del territorio nacional -unas 36'000,000 hectáreas-, es apto para la agricultura, utilizándose cerca de 6'000,000 hectáreas para riego y 20'000,000 hectáreas para temporal.

El uso del agua para riego presenta una seria dificultad, debida principalmente al elevado orden de las pérdidas en la conducción y distribución, provocando descensos en la productividad de las tierras y por ende, en la eficiencia general del proceso.

La producción agrícola ha sufrido modificaciones notorias desde mediados de siglo. En la década de los cuarentas la producción era tal que permitía las exportaciones de algunos cultivos, importándose cereales únicamente. En 1960 se logra que desaparezca el déficit alimentario y es en 1963 en que la producción nacional supera a la demanda interna.

Sin embargo, en la siguiente década esta situación ha cambiado hasta el grado de invertirse, debido principalmente a que el aumento de la demanda ha crecido en mayor proporción que la producción. Esta situación se mantiene hasta la fecha, ya que las importaciones de cereales básicos han llegado a representar el 20 % del consumo del país.

I.6 FUTURO DE LA AGRICULTURA DE RIEGO EN MEXICO.

Dentro de los estudios hechos por la Comisión del Plan Nacional Hidráulico durante sus funciones, en 1966 se realizó una estimación de la superficie bajo riego que se requiere para cubrir las demandas de una población futura, determinada para el año 2000.

La demanda futura de los productos agrícolas se determinó proyectando los requerimientos de tales productos únicamente destinados para la alimentación; estos productos agrícolas son aquellos que están incluidos dentro de la canasta básica, considerando el consumo necesario de calorías por individuo, agrupándolo en diferentes niveles de alimentación de acuerdo con el ingreso. Se estableció así un modelo que considera una tasa de incremento poblacional de 1.7 % hasta el año 2000, valuando la demanda interna de productos agrícolas (el objetivo buscado es la autosuficiencia).

CAPITULO I. INTRODUCCION

Se consideraron patrones de consumo de alimentos por grupos de población de diferentes ingresos, la evolución de estos patrones y la transformación de la demanda de alimentos para consumo familiar en demanda de productos agrícolas a nivel de productor. De esta forma se han obtenido indicadores que constituyen los objetivos a cumplir.

Se pretende satisfacer la demanda futura de productos agrícolas mediante aumentos en la productividad unitaria y de la superficie cultivada, asociando entre varios factores el empleo y mejoramiento de semillas, fertilizantes, etc., así como el empleo de tecnología adecuada y de variedades genéticamente mejoradas de los cultivos.

Con estas medidas se planea aumentar el rendimiento de producción por unidad de superficie, considerando como punto importante la incorporación a la agricultura de riego de áreas nuevas.

La relación entre las demandas futuras y la producción agrícola necesaria para satisfacerlas permite cuantificar la superficie que se requiere incorporar al riego, considerando también la evolución histórica del crecimiento de las superficies bajo riego y rendimientos de las zonas de riego existentes.

Bajo estas consideraciones, los requerimientos a un futuro cercano son:

- a) Tasa de incremento anual de los rendimientos en las zonas de riego del 2 %.
- b) Tasa de incremento anual de los rendimientos en la agricultura de temporal del 1.8 %.
- c) Índices de crecimiento de superficies bajo riego de 240,000 hectáreas/año.
- d) Se estima por tanto que para finales de siglo se debe contar con 9'000,000 de hectáreas bajo riego.

I.7 PROYECTOS DE ZONAS DE RIEGO.

La importancia que tiene el riego consiste en la disponibilidad del agua (según el tipo de fuente), prácticamente en todo el año, complementando así a la agricultura de temporal.

Al definir el riego se menciona la palabra "artificialmente"; los medios y las obras que se utilizan para proporcionar artificialmente el agua hasta las tierras de labor son planeadas, diseñadas y construidas por la ingeniería hidráulica, definida como la profesión consistente en proyectar, construir y operar las obras necesarias para generar energía, producir alimentos, preservar la salud y facilitar las comunicaciones valiéndose del agua.

CAPITULO I. INTRODUCCION

Para el diseño de las obras de una zona de riego es necesario conocer varios conceptos que, interrelacionados, permiten estimar la cantidad de agua que se pierde por evaporación en grandes depósitos, como presas, sistemas de conducción, lagos, etc. y la cantidad de agua con que es necesario dotar a los cultivos para determinar las fuentes y dimensiones de los sistemas de abastecimiento.

La evaporación es el proceso en el que el agua pasa del estado líquido en el que se encuentra en las grandes masas de agua y en el suelo, en las capas cercanas a la superficie, a estado gaseoso, transfiriéndose a la atmósfera.

Por otro lado, la actividad clorofiliana de las plantas estimula el intercambio de gases entre la atmósfera y la misma planta, formando parte de este intercambio el vapor de agua liberado en las hojas; dicha agua es tomada por las plantas del suelo, conociéndose a dicho proceso como transpiración.

La evapotranspiración es la combinación o acción conjunta de los procesos anteriores, pero hay cierta cantidad de agua que las plantas requieren para nutrirse, cantidad que representa el 1 % de la evapotranspiración; el uso consuntivo de un cultivo es la cantidad de agua que requiere la planta para su desarrollo y para efectuar los procesos de evapotranspiración.

El uso consuntivo depende principalmente de factores tales como el suelo (textura, estructura, fertilidad, salinidad, capacidad de retención del agua, profundidad del nivel freático, etc.), el cultivo (especie, variedad, ciclo vegetativo, fase de desarrollo, fisiología), el agua (disponibilidad, prácticas de riego, eficiencia de la aplicación del riego) y el clima (temperatura, calor aprovechable, precipitación, estado higrométrico del aire, vientos, nubosidad).

El uso consuntivo es importante para el diseño de sistemas de riego, ya que en base a éste se pueden dimensionar las obras de almacenamiento, conducción, distribución y drenaje, así como la factibilidad de la fuente. En México se utilizan fundamentalmente dos métodos para el cálculo del uso consuntivo, el método de Thorntwaite, que considera las temperaturas medias mensuales, y el método de Blaney-Criddle, mucho más específico, ya que considera el tipo de cultivo, temporada de siembras y zona en la cual se localiza el cultivo.

La naturaleza de las fuentes de aprovisionamiento del agua establece las condiciones de suministro a la zona de riego; dichas fuentes pueden ser una presa de almacenamiento, captación directa, bombeo de aguas subterráneas o aguas incluidas en tratados internacionales.

Generalmente, las tierras por regar no estarán en las proximidades de la fuente y tampoco estarán todas juntas, por lo

CAPITULO I. INTRODUCCION

que será necesario construir una red de canales que lleve el agua hasta las parcelas. Esta red empezará por una obra de toma, dimensionada de tal modo que, tomando en cuenta las demandas y la disponibilidad de la fuente, tengan la capacidad adecuada. La obra de toma abastecerá a un canal principal del cual saldrán canales laterales que llevarán el líquido hasta la zona de riego; estos canales abastecerán a los canales sublaterales para conducir el agua a las unidades de riego y a su vez, estos servirán a los ramales que la llevarán hasta cada usuario. Se procurará localizar todos estos canales hacia los parteaguas o zonas altas, a fin de entregar el agua por gravedad. También se hace necesaria la construcción de una serie de obras de control para asegurar la distribución y tener previstos drenes para manejar los excedentes del riego o el agua pluvial.

Para atender a las demandas es necesario establecer una ley de operación y control del volumen de agua que manejarán los canales. Normalmente, esta ley de operación se realiza de tal forma que se cubra el máximo de tierras con un mínimo gasto.

I.8 EVALUACION DE LA FACTIBILIDAD TECNICA Y ECONOMICA DE UN PROYECTO DE UNA ZONA DE RIEGO.

Como en todo proyecto de ingeniería, es vital analizar su justificación económica y financiera. Para realizar la evaluación de un proyecto de diseño de una zona de riego, se sigue el criterio de la relación beneficio/costo o bien, el método de la tasa interna de retorno (TIR).

El estudio de los factores que intervienen en esta evaluación es un proceso complicado, que se traduce en un estudio de factibilidad económica y financiera. Para realizar lo anterior es necesario considerar como aspectos más importantes los siguientes:

- a) Factores económicos y sociales.
Es necesario considerar que el área que se va a modificar con un proyecto de riego inicialmente está destinada a una actividad y como tal, tiene un valor determinado. En lo referente al campo social, se deben cubrir aspectos relativos a la situación de las personas de la zona, al progreso de aquellas que dependen directamente del sitio en estudio, la organización de los productores, etc.
- b) Planeación.
Es decir, determinar cual es la solución más favorable o conveniente que debe adoptarse, tomando en cuenta en una forma integral los aspectos técnicos, financieros y administrativos.
- c) Factores técnicos.
Estos se dividen en:
Aspectos técnicos-hidráulicos.- Consistentes en las

CAPITULO I. INTRODUCCION

obras y los medios por los cuales el agua llega desde la fuente de aprovisionamiento hasta el punto más alejado, y

Aspectos técnicos agronómicos.- Consistentes en los estudios concernientes a las relaciones de producción economía de las tierras, incremento del valor de la producción, suelos, cultivos, mercado, insumos para la producción, etc.

- d) Organización, operación y mantenimiento.
Comprenden los aspectos necesarios para el correcto funcionamiento de la infraestructura a lo largo de toda su vida útil (normalmente establecida en 50 años).

El análisis de estos aspectos genera una serie de indicadores para fines económicos y financieros, los cuales se manejarán como beneficios y costos en dos condiciones

- 1) Antes de realizado el proyecto.
Costos.- Insumos mínimos y mano de obra.
Beneficios.- Producto de la venta menos los costos (utilidad).
- 2) Después de realizado el proyecto.
Costos.- Amortización de la deuda, costos por equipo y maquinaria, así como por mano de obra.
Beneficios.- Incremento de las utilidades.

Con estos datos se hace una evaluación de la relación beneficio/costo, donde para valores mayores o iguales a la unidad justifican la realización del proyecto, o bien, un análisis de TIR para determinar que tan atractiva puede ser dicha tasa en relación con la tasa de interés manejada en grandes proyectos, a cierto período de años de recuperación de capital.

Como en todo análisis adecuadamente realizado, es conveniente determinar la sensibilidad de dichos indicadores económico-financieros, variando algunos de los factores siempre y cuando sea posible controlar esta variación dentro del proyecto.

capitulo

II

**PROYECTO BAJO
ALFAJAYUCAN.**

CAPITULO II. PROYECTO BAJO ALFAJAYUCAN

II.1 DESCRIPCION GENERAL.

Las características climatológicas del territorio mexicano y las demandas crecientes de la población, hacen del riego una actividad indispensable.

Debido a su cercanía con el Distrito Federal y la zona conurbada, en el estado de Hidalgo se han desarrollado zonas de riego como Ixmiquilpan y Tasquillo, que utilizan las aguas negras procedentes de la Ciudad de México y del Valle de México. Además, el potencial de tierras aprovechables para riego y el aumento del suministro de agua potable para la zona metropolitana, provoca que estas zonas estén aumentando continuamente.

De todo el estado de Hidalgo, la superficie cultivable representa el 20.82 % del área total del estado; 15.8 % son tierras de temporal y 5.02 % de riego. Los productos agrícolas de mayor importancia son la cebada, alfalfa, maíz, café, chile verde, papa, jitomate, caña de azúcar, trigo, aguacate, manzana, perón y naranja.

La demanda futura de los productos agrícolas condiciona que se aumente la productividad de las zonas de riego y la superficie cultivada. De acuerdo a estos lineamientos, se ha establecido que en los municipios de Caltimacán, Ixmiquilpan y Tasquillo, en la parte occidental del estado de Hidalgo, existen más de 3,000 hectáreas con posibilidades de incrementarlas al riego, aprovechando los volúmenes de agua excedentes registrados en el río Tula.

Las condiciones climatológicas y meteorológicas prevalentes en la región, además de los períodos de lluvias cortos e irregulares, hacen que la zona se considere como semárida. Con frecuencia, los períodos de lluvia resultan insuficientes para cubrir las demandas de los cultivos de temporal, provocando en consecuencia pésimos rendimientos en la producción.

Considerando las necesidades de una población creciente y que el sustento de las familias con derecho a cultivar estas tierras depende de la producción agropecuaria, se vio la necesidad de desarrollar los estudios y el diseño de las obras requeridas para implantar un sistema de riego en esta superficie, denominando al proyecto "Bajo Alfajayucán", consistente en regar por bombeo en dos sistemas las 3,000 hectáreas correspondiendo 1,500 hectáreas aproximadamente al Sistema Panales y 1,500 al Sistema Caltimacán (fig. 1)

El proyecto se basa en el aprovechamiento de los excedentes que se registran en el río Tula después de cubrir las demandas aguas arriba; esto se hará mediante la sobre-elevación de la presa derivadora Felipe Angeles, que actualmente sirve a la

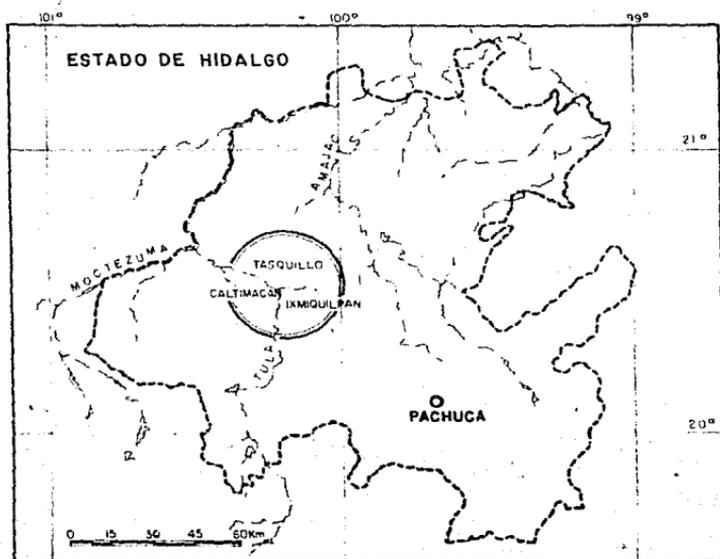


FIGURA 1.
PROYECTO "BAJO ALFAJAYUCAN"
LOCALIZACION GENERAL

CAPITULO II. PROYECTO BAJO ALFAJAYUCAN

zona de riego Tasquillo y que con las adecuaciones tanto a la derivadora como a los canales Ignacio López Rayón y Alto Caltimacán, se logrará derivar el nuevo gasto para que, con las obras correspondientes, se establezcan los nuevos sistemas de riego.

Las características físicas más importantes de la zona son:

HIDROGRAFIA.

La corriente más importante del estado es el río Moctezuma que forma parte de la cuenca Moctezuma-Pánuco, perteneciente a la Vertiente del Golfo de México y que se extiende por toda la región oriental de la mesa del Anáhuac. Sus principales afluentes son el río Tula, el río Mondo y el río Amajac o Amajaque. Generalmente se considera al río Tula como el inicio del río Pánuco, cuyo curso nace en la afluencia del Tajo de Nochistongo.

La corriente de mayor importancia que atraviesa la zona del proyecto es el río Alfajayucan, afluente del Tula.

El Gran Canal del Desagüe del Valle de México desemboca al río Tula por medio del río Tequixquiac. Entre los afluentes principales de aguas torrenciales del río Tula se tienen al río Del Salto, el Tlautla, el Sayula, el Coyutlán y otros de menor importancia. De igual forma, las aguas negras del emisor central provenientes de la Ciudad de México desembocan al río Tula aguas abajo de la cortina de la presa Requena y se almacenan en la presa Endhò.

OROGRAFIA.

En cuanto al relieve de la zona, la Sierra Madre Oriental cubre a la zona de Noroeste a Sureste, recibiendo en las proximidades de Caltimacán los nombres de Sierra de Pachuca, que cierra por el Noroeste de la cuenca del Valle de México; y Sierras de Zimapan, Jacala y Zacualtipan.

La zona de riego de Alfajayucan se encuentra separada de la margen izquierda del río Tula por una pequeña cordillera formada por los cerros de Sombretete, Zinthé, Alberto, Panales, Santa Cruz y Deca.

CAPITULO II. PROYECTO BAJO ALFAJAYUCAN

CLIMATOLOGIA.

En las proximidades de la zona del proyecto se localizan las estaciones termopluviométricas de Mixquihuala e Ixmiquilpan, de cuyos registros se han obtenido los siguientes datos:

Precipitación media anual.....	456.5 mm.
Temperatura media anual.....	18.5 a 17.2 oC.
Temperatura mínima extrema.....	-8.0 a -5.2 oC.
Temperatura máxima absoluta.....	40.0 a 41.0 oC.

Se pueden considerar cinco meses lluviosos, de junio a octubre.

VIENTOS.

Los vientos dominantes son del Este y Sureste, logrando su mayor intensidad en los meses de febrero y marzo, con velocidades de hasta 3 m/s.

HELADAS.

La temporada en la que predominan las bajas temperaturas es importante por los efectos que éstas tienen en los cultivos. Las heladas principian en el mes de noviembre y finalizan en marzo; ocasionalmente se presentan heladas tardías -en el mes de abril- y heladas tempranas -a fines de septiembre y principios de octubre-.

GEOLOGIA.

Los suelos de la región se han originado principalmente de rocas ígneas, encontrándose en menor escala rocas de origen sedimentario y metamórfico.

Las principales rocas de origen ígneo de la zona son las tobas, los basaltos y las tobas. Las principales rocas de origen sedimentario y metamórfico son el tepetate, la caliza y el mármol.

Como se mencionó anteriormente, para cumplir los objetivos propuestos, el proyecto Bajo Alfajayucan se divide en dos sistemas: el Sistema Caltimacán y el Sistema Panales.

Debido a la independencia que existe entre ambos sistemas y a que el tema central de éste trabajo forma parte del Sistema Caltimacán, se hará una descripción más detallada de éste.

CAPITULO II. PROYECTO BAJO ALFAJAYUCAN

II.2 SISTEMA PANALES.

Según datos oficiales, el Sistema Panales contempla el aprovechamiento de 1,305 hectáreas para integrarlas al riego. Al igual que para el Sistema Caltimacán, el agua necesaria para cubrir las demandas de los cultivos se obtendrá del río Tula mediante la sobreelevación de la presa derivadora Felipe Ángeles.

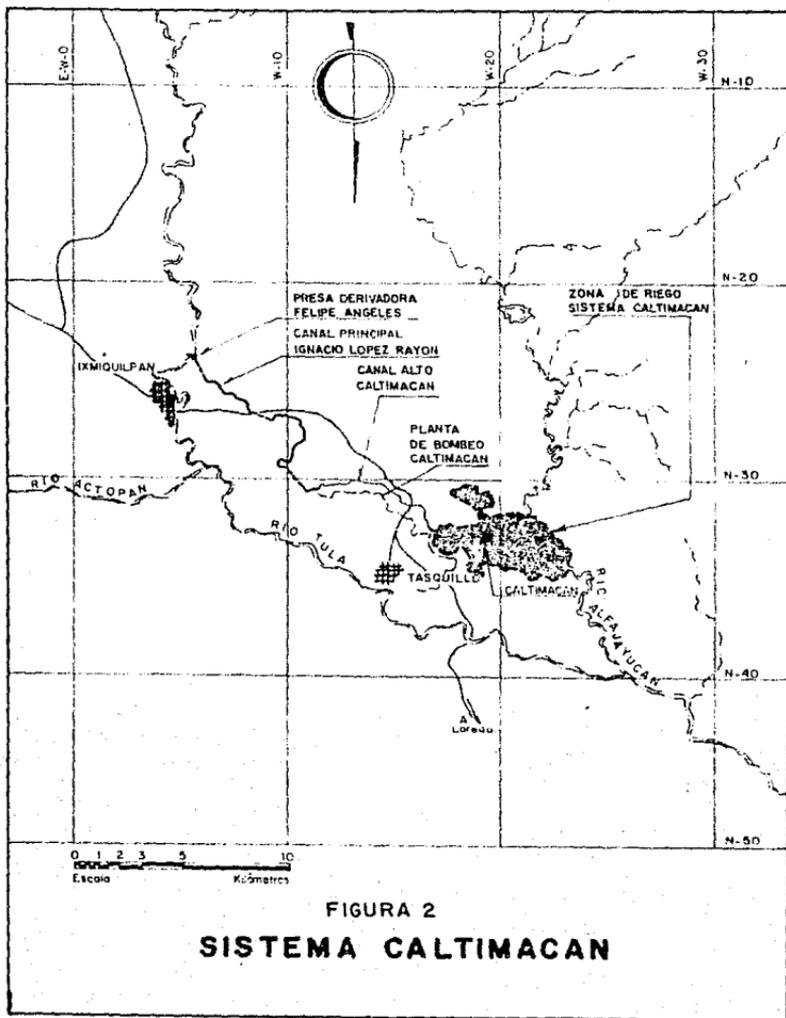
II.3 SISTEMA CALTIMACAN.

El Sistema Caltimacán contempla el aprovechamiento de 1,128 hectáreas brutas para la ampliación de la zona de riego Tasquillo, para lo cual se requiere de un incremento de 1.54 m³/s al gasto que fluye actualmente por los canales existentes. Este sistema requiere de un conjunto de obras que se pueden definir en: (Fig. 2)

- a) Adecuación de 14.514 kilómetros de canales existentes correspondiendo 11.3 kilómetros al Canal Ignacio López Rayón y 3.214 al Canal Alto Caltimacán. Se entiende por adecuación las medidas adoptadas y diseños propuestos para que, aprovechando las estructuras existentes y de acuerdo con determinadas condiciones, se adapte el canal para los nuevos requerimientos correspondientes al proyecto.
- b) Planta de bombeo Caltimacán, localizada en el punto final de los 3.214 kilómetros del Canal Alto Caltimacán, la cual elevará el agua una altura aproximada de 30 metros, hasta la zona de riego propiamente dicha.
- c) Zona de riego constituida por el diseño de 23.4 km de canales que formarán la red de distribución que conducirá el agua hasta las 1,128 hectáreas que se regarán, así como las estructuras de conducción, operación, distribución, control y de protección que integran este tipo de aprovechamiento hidráulico.

La red de distribución está integrada por los canales:

Canal Principal Caltimacán.....	(10,183.47 m).
Canal Lateral Derecho 1+250.....	(1,577.31 m).
Canal Lateral Derecho 2+160.....	(5,095.86 m).
Canal Sublateral Izquierdo 0+255.....	(175.48 m).
Canal Sublateral Izquierdo 0+916.....	(875.61 m).
Canal Sublateral Izquierdo 1+060.....	(493.04 m).
Canal Sublateral Derecho 1+875.....	(573.94 m).
Canal Sublateral Izquierdo 2+680.....	(1,012.54 m).
Canal Lateral Izquierdo 3+425.....	(3,415.29 m).



CAPITULO II. PROYECTO BAJO ALFAJAYUCAN

La figura No. 3 muestra el esquema general de la zona de riego.

II.4 PLANEACION DE LA ZONA DE RIEGO DEL SISTEMA CALTIMACAN.

La planeación de la zona de riego se basó en estudios agrológicos, mediante los cuales se obtuvo información del origen y clasificación de los suelos, así como su calidad agrícola.

Se realizaron estudios de geotecnia mediante los cuales se puede hacer una descripción general del suelo en los cuales se construirán las obras del proyecto.

Primeramente existe una capa de suelo de espesor variable, entre 10 y 50 centímetros, formada básicamente por arenas, arcillas y arenas limo-arcillosas, con un contenido orgánico regular. Subyaciendo la capa superficial se define un estrato formado principalmente por gravas limo-arcillosas y arenas limosas, con profundidad variable hasta 1 metro. Finalizando el estrato anterior, se encuentra otro que dada la naturaleza de la exploración y muestreo, no se determinó su nivel inferior, pero que se definió estar formado por arenas limo-arcillosas, gravas limosas y tobas calcáreas.

A excepción de la capa superficial, los estratos pueden incluirse en los grados de duros y muy duros, además de poseer las características de ser intemperizables con la humedad, sin embargo, debido a su baja permeabilidad, sólo se alteran superficialmente, conservando su dureza en la profundidad.

Los planos aerofotográficos proporcionaron los datos mediante los cuales se obtuvo la configuración topográfica de la zona, con curvas de nivel a cada metro de altura, con la finalidad de señalar el trazo de los canales.

Se determinó la localización de los canales secundarios de acuerdo con la topografía, de tal forma que el escurrimiento sea por gravedad, partiendo por tanto de las partes más altas de la región.

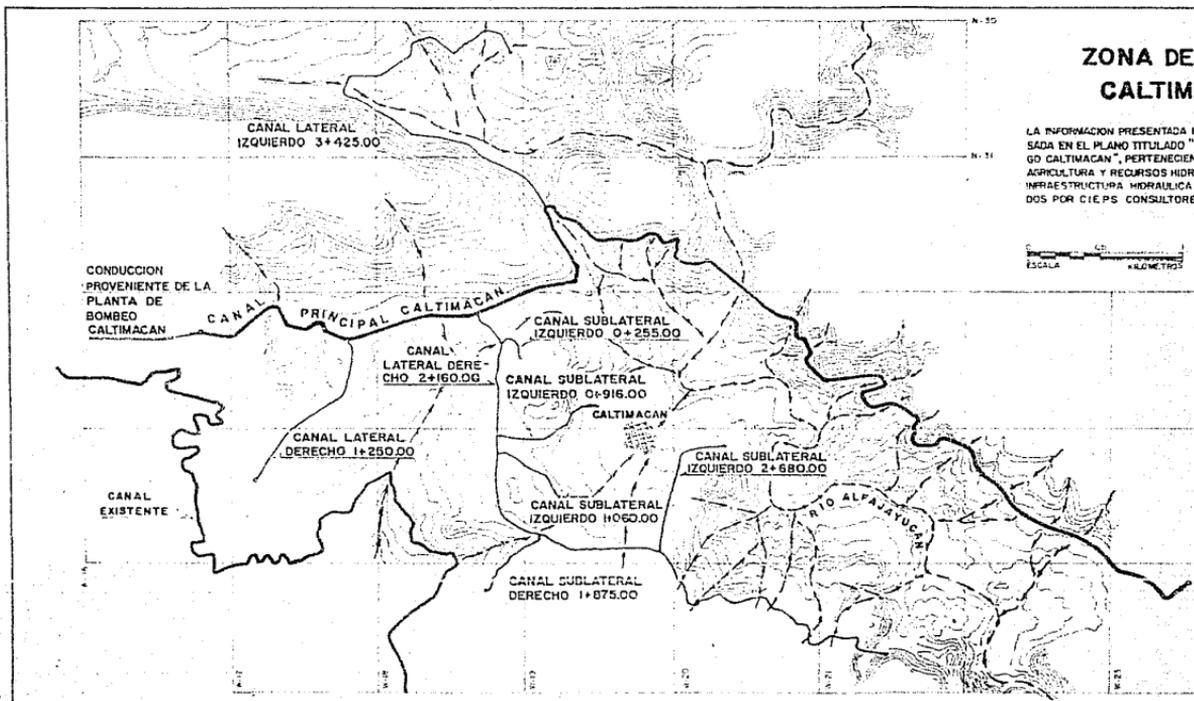
Determinando los coeficientes unitarios de riego establecidos de acuerdo con los cultivos que se pretende cosechar, es decir, el gasto que es requerido por hectárea, se determinó la capacidad de los canales en función directa del Área tributaria que dominan.

Una vez determinado el gasto y una pendiente adoptada por cada tramo de canal con apoyo en la topografía, se estimó la geometría de la sección del canal. Se adoptaron de esta manera revestimientos de concreto y taludes en las paredes de 1.25:1. Estos taludes se establecieron en la consideración de que, dada la buena calidad del suelo de cimentación, estos taludes son

ZONA DE CALTIMACÁN

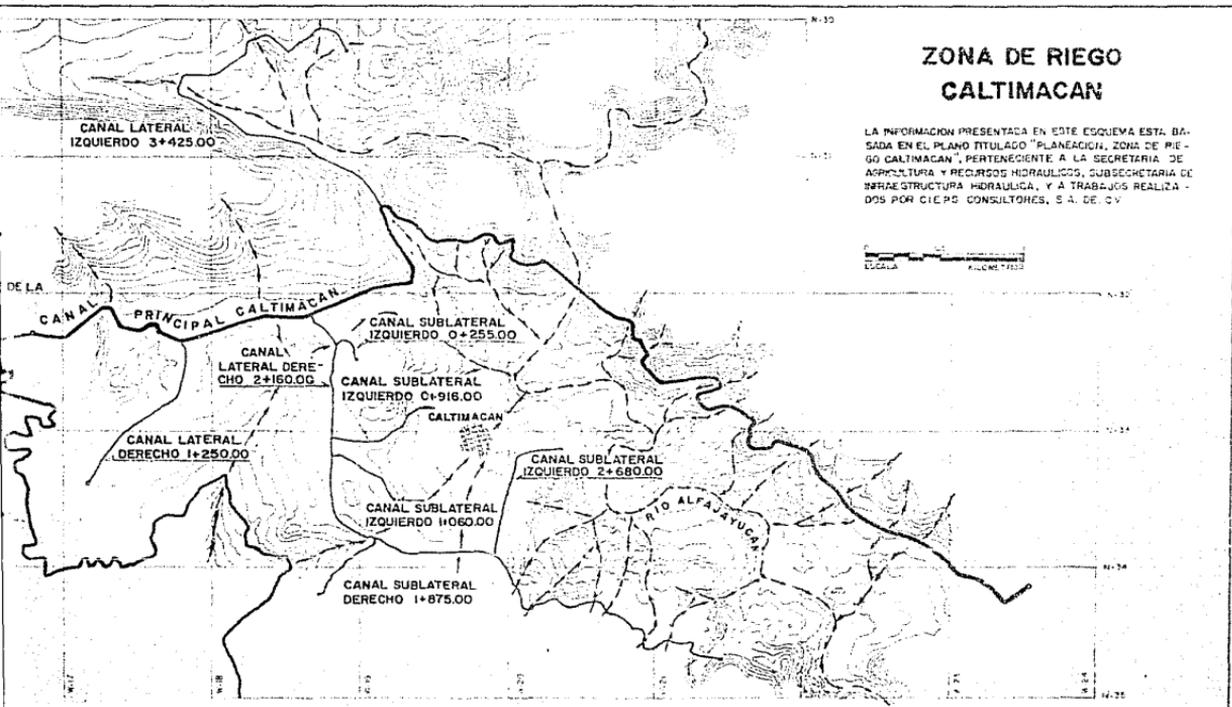
LA INFORMACION PRESENTADA EN
ESTA EN EL PLANO TITULADO "P
GO CALTIMACÁN", PERTENECE EN
AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRA
INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA,
DOS POR DIE PS CONSULTORES

0 50 100
ESCALA KILOMETROS



ZONA DE RIEGO CALTIMACAN

LA INFORMACION PRESENTADA EN ESTE ESQUEMA ESTA BASADA EN EL PLANO TITULADO "PLANIFICACION, ZONA DE RIEGO CALTIMACAN", PERTENECIENTE A LA SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS, SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA, Y A TRABAJOS REALIZADOS POR CIEPS CONSULTORES, S.A. DE C.V.



CAPITULO II. PROYECTO BAJO ALFAJAYUCAN

adecuados en lo referente a su estabilidad representando además economía en relación a la sección con taludes de 1.5:1, frecuentemente usados.

En cuanto a las dimensiones de los canales, estas se establecieron respetando las especificaciones de diseño e instrucciones de la Residencia de Alfajayucan, con lo cual se fijaron las siguientes características:

Las dimensiones mínimas de la sección trapezoidal son:

- ancho de plantilla de 0.45 metros.
- altura total del canal (considerando tirante y bordo libre) de 0.60 metros.

Se especificó que el tirante máximo en los canales fuera menor o igual al ancho de plantilla.

El bordo libre se dimensionó de acuerdo con el gasto, adoptándose los valores de

- 0.25 metros para gastos entre 1 y 2 m³/s.
- 0.20 metros para gastos entre 0.5 y 1 m³/s.
- 0.15 metros para gastos menores a 0.5 m³/s.

El espesor del revestimiento de concreto es de 0.05 metros en todos los canales, con una resistencia de f'c igual a 210 Kg/cm² a los 28 días de colado.

Estas especificaciones de diseño están establecidas de tal manera que originan características adecuadas de funcionamiento hidráulico.

Con lo anterior, se realizó un trazo afinado de la zona de riego marcándose la disposición de los canales, además de la localización de las posibles estructuras de distribución y de protección, así como las de cruce de arroyos y caminos.

capitulo

III

**ADECUACION DEL
CANAL PRINCIPAL
IGNACIO LOPEZ
RAYON.**

CAPITULO III. ADECUACION DEL CANAL PRINCIPAL IGNACIO LOPEZ RAYON

III.1 GENERALIDADES

El Canal Principal Ignacio López Rayón forma parte de la red de distribución que conduce el agua necesaria para cubrir las demandas de la zona de riego Tasquillo.

El canal es el origen del Sistema Bajo Alfajayucansiendo alimentado directamente por el río Tula mediante la presa derivadora Felipe Angeles y se inicia propiamente en su estación 0+000.00, en el portal de salida del túnel López Rayón.

El canal Ignacio López Rayón es un canal de sección trapecial que según datos oficiales, tiene taludes de 0.5:1 y 1.5:1, pendiente de plantilla de 0.0005 y está revestido de concreto en su mayor parte, con pequeños tramos de mampostería.

Según los estudios hidrológicos de la Residencia Especializada de Diseños de la SARH, se desea adecuar este canal y sus estructuras para que permita el flujo de su gasto actual más un incremento de 1.54 m³/s en una parte de su desarrollo.

Para las finalidades del proyecto, de todo el desarrollo del canal se requiere adecuar una longitud de 11.3 kilómetros, incluyendo en éstos dos túneles, el túnel Panales y el túnel Tasquillo, de 615.5 y de 1,537 metros de longitud respectivamente, ambos de sección tipo herradura. (fig. 4)

La distancia por adecuar corresponde a la longitud comprendida entre el portal de salida del túnel López Rayón y la estructura de distribución que alimenta al canal Alto Caltimacán.

La adecuación se puede definir como el conjunto de medidas adoptadas y requeridas para adaptar al canal de tal manera que pueda conducir el nuevo gasto. Las adecuaciones están condicionadas por las siguientes restricciones:

- Se conservará el ancho de plantilla de la sección existente.
- Se conservará la pendiente del canal.
- Se admite la solución general en el sentido de que para la nueva capacidad se sobreleve el nivel del agua desde el origen del canal y por tanto, se sobreleve la corona del revestimiento.

Aparentemente, la sección tipo herradura de ambos túneles tiene capacidad para conducir el incremento de gasto sin ahogarse. Confirmar la anterior suposición, además de revisar el funcionamiento hidráulico de las estructuras que existen en el canal, forman parte de los estudios de adecuación.

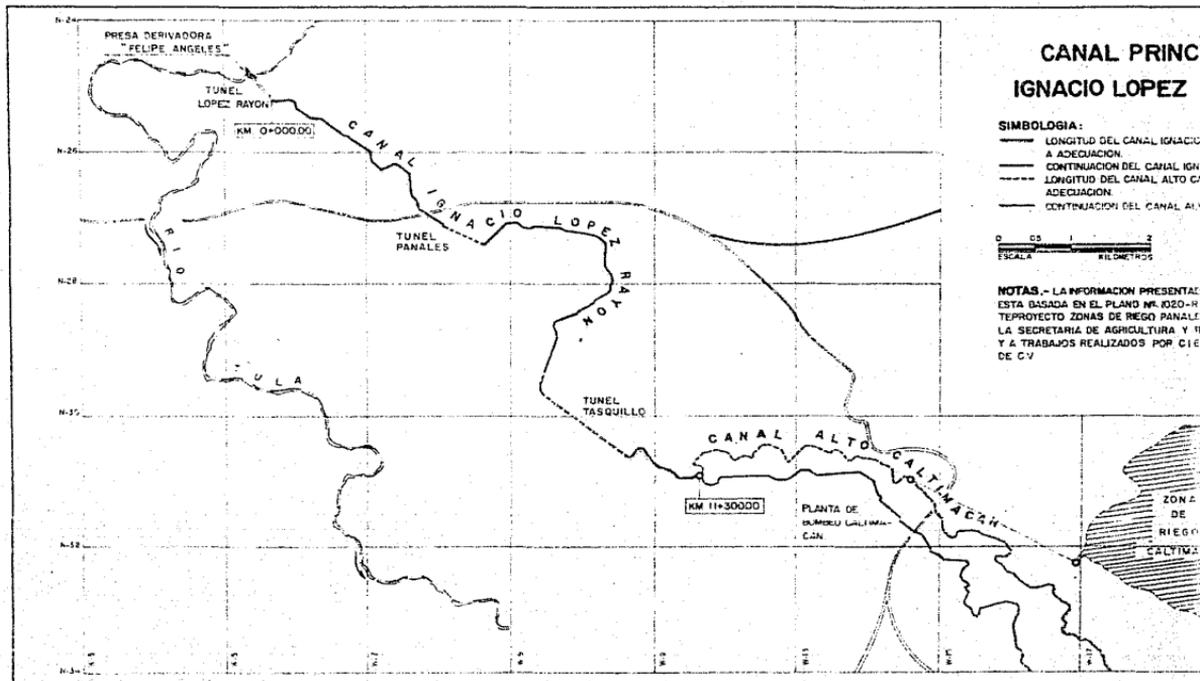
CANAL PRINCIPAL IGNACIO LOPEZ

SIMBOLOGIA:

- LONGITUD DEL CANAL IGNACIO LOPEZ A ADECUACION
- CONTINUACION DEL CANAL IGNACIO LOPEZ A ADECUACION
- LONGITUD DEL CANAL ALTO CALTIMACHEN A ADECUACION
- CONTINUACION DEL CANAL ALTO CALTIMACHEN A ADECUACION



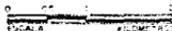
NOTAS: - LA INFORMACION PRESENTADA EN ESTE DISEÑO ES EN EL PLANO NO. 1020-R DEL PROYECTO ZONAS DE REGO PANALE. LA SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RIEGO Y A TRABAJOS REALIZADOS POR CIE DE CV



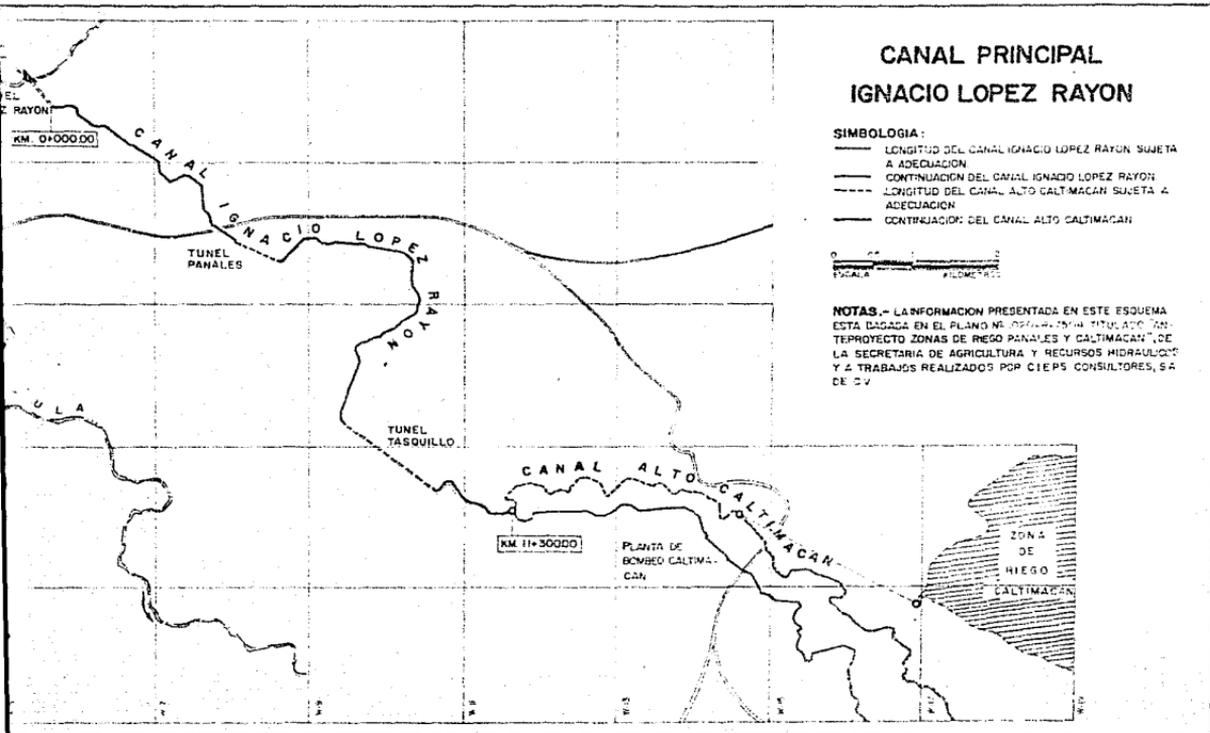
CANAL PRINCIPAL IGNACIO LOPEZ RAYON

SIMBOLOGIA:

- LONGITUD DEL CANAL IGNACIO LOPEZ RAYON SUJETA A ADECUACION
- - - CONTINUACION DEL CANAL IGNACIO LOPEZ RAYON
- LONGITUD DEL CANAL ALTO CALTIMACAN SUJETA A ADECUACION
- CONTRIACCION DEL CANAL ALTO CALTIMACAN



NOTAS. - LA INFORMACION PRESENTADA EN ESTE ESQUEMA ESTA BASADA EN EL PLANO NO. 0511-1/70-104 TITULADO "CONTRAPROYECTO ZONAS DE REGO PANALES Y CALTIMACAN" DE LA SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS Y 2 TRABAJOS REALIZADOS POR CIEPS CONSULTORES, S.A. DE C.V.



CAPITULO III. ADECUACION DEL CANAL PRINCIPAL IGNACIO LOPEZ RAYON

Conociendo las características geométricas y la pendiente del canal, se podría pensar en la sencilla determinación de las características hidráulicas correspondientes al nuevo gasto y por tanto, la sobreelevación necesaria de la corona del revestimiento para la condición de proyecto; sin embargo, debido a las irregularidades de su operación principalmente en lo que se refiere al efecto de las estructuras, se determinó hacer un análisis de funcionamiento hidráulico.

De esta manera, el proyecto de adecuación del canal Ignacio López Rayón comprende:

- Revisión hidráulica para las condiciones de operación y funcionamiento actual.
- Análisis de funcionamiento hidráulico para el incremento de gasto.
- Diseño de las adecuaciones requeridas.

III.2 DETERMINACION DE LAS CARACTERISTICAS DE OPERACION DEL FUNCIONAMIENTO ACTUAL.

Para poder realizar la revisión hidráulica del canal operando en las condiciones actuales, es necesario determinar las características existentes.

La determinación de dichas características se realizó con base en los trabajos topográficos realizados, consistentes en:

- a) Levantamiento topográfico de una poligonal de apoyo en el desarrollo del canal, localizada aproximadamente a 10 metros sobre la margen izquierda.
- b) Levantamiento topográfico de secciones transversales del canal a cada 20 metros, o en cadenas correspondientes a estructuras o transiciones geométricas. Dichas secciones contienen datos como la elevación de la plantilla, la elevación de la corona del revestimiento, el nivel medio de la huella máxima del agua, la localización del camino existente, etc.
- c) Localización del canal con base en un sistema de coordenadas N-S, E-W, con los datos correspondientes a los puntos de inflexión de la poligonal y la localización y elevación de los bancos de nivel.

Además de los trabajos topográficos mencionados anteriormente se realizó un censo de estructuras existentes en el canal (Tabla No. 1).

CAPITULO III. ADECUACION DEL CANAL PRINCIPAL IGNACIO LOPEZ RAYON

TABLA No. 1

ESTRUCTURAS EXISTENTES EN EL CANAL PRINCIPAL
IGNACIO LOPEZ RAYON.

ESTRUCTURA	ESTACION
Puente peatonal	0+000.00
Puente carretero	0+628.20 - 0+640.70
Toma granja derecha y puente peatonal	0+771.00
Puente peatonal	1+235.00
Toma granja izquierda	1+395.00
Sifón	1+408.54 - 1+556.00
Represa y toma granja derecha	1+895.72
Puente canal	2+171.00 - 2+437.50
Toma granja derecha	2+575.00
Puente carretero	2+765.00
Toma granja derecha	2+835.00
Alcantarilla en cruce carretero	
Nuevo Laredo - México	3+028.46 - 3+052.00
Represa y toma granja derecha	3+060.00
Túnel Panales	3+335.85 - 3+951.90
Toma granja derecha y toma lateral	4+020.00
Puente canal	4+342.00 - 4+354.40
Represa y toma granja derecha	4+510.00
Puente carretero; camino de entrada a tienda López Rayón	4+972.30 - 4+978.90
Toma granja derecha	5+065.00
Represa con desagüe de excedencias y total	5+204.80 - 5+212.80
Puente canal	5+220.00 - 5+270.00
Represa y toma granja derecha	5+290.00
Puente canal	5+817.00 - 6+000.91
Toma granja derecha	6+340.00
Puente carretero	6+382.40
Represa y toma granja derecha	6+702.20
Puente canal	7+200.00 - 7+242.31
Puente carretero	7+434.85 - 7+444.00
Represa y toma lateral	7+487.60
Puente canal	8+082.00 - 8+108.00
Represa y toma lateral	8+360.00
Túnel Tasquillo	8+628.40 - 10+164.75
Toma lateral y desagüe de excedencias y total	10+185.00
Puente carretero	10+355.00
Sifón	10+511.00 - 10+555.50
Toma granja derecha	11+055.00
Represa. Estructura de distribución con toma lateral (Canal Alto Calti-macán) y toma que alimenta una ca- da en la continuación del Canal Ig- nacio López Rayón	11+300.00

CAPITULO III. ADECUACION DEL CANAL PRINCIPAL IGNACIO LOPEZ RAYON

III. 2.1 CARACTERISTICAS GEOMETRICAS.

De acuerdo con los datos proporcionados en las secciones del canal, se determinaron tramos definidos por tener geometría similar. Se consideró el promedio aritmético de cada una de las dimensiones del canal como representativo de los datos geométricos. Los tramos definidos se presentan en la tabla No. 2.

TABLA No. 2
CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DEL CANAL

TRAMO		DIMENSIONES	
Km	Km	b (m)	k
0+000.00	- 1+408.54	1.00	1.44 : 1
1+408.54	- 1+558.00	S I F O N	
1+558.00	- 1+820.00	2.40	0.00 : 1
1+820.00	- 1+885.00	1.00	1.52 : 1
1+885.00	- 1+920.00	2.50	0.51 : 1
1+920.00	- 2+171.00	1.00	1.52 : 1
2+171.00	- 2+437.35	2.30	0.00 : 1
2+437.35	- 2+500.00	1.45	1.54 : 1
2+500.00	- 3+028.00	0.87	1.49 : 1
3+028.00	- 3+052.00	A L C A N T A R I L L A	
3+052.00	- 3+053.28	2.40	0.00 : 1
3+053.28	- 3+335.50	2.52	0.47 : 1
3+335.50	- 3+951.90	T U N E L P A N A L E S	
3+951.90	- 4+345.00	2.34	0.40 : 1
4+345.00	- 4+357.50	2.30	0.00 : 1
4+357.50	- 4+600.00	2.34	0.40 : 1
4+600.00	- 4+967.00	1.00	1.47 : 1
4+967.00	- 4+988.00	2.40	0.42 : 1
4+988.00	- 5+178.50	1.67	1.50 : 1
5+178.50	- 5+353.90	2.30	0.00 : 1
5+353.90	- 5+821.00	1.00	1.46 : 1
5+821.00	- 6+060.00	2.30	0.00 : 1
6+060.00	- 6+358.80	1.00	1.45 : 1
6+358.80	- 6+495.50	2.30	0.00 : 1
6+495.50	- 6+702.20	1.51	1.56 : 1
6+702.20	- 7+200.00	1.50	1.51 : 1
7+200.00	- 7+210.50	0.76	1.55 : 1
7+210.50	- 7+242.31	2.30	0.00 : 1
7+242.31	- 7+480.00	1.56	1.52 : 1
7+480.00	- 7+500.00	2.20	0.44 : 1
7+500.00	- 8+082.70	1.50	1.52 : 1
8+082.70	- 8+133.80	2.25	0.00 : 1
8+133.80	- 8+628.40	1.51	1.53 : 1
8+628.40	- 10+164.75	T U N E L T A S Q U I L L O	
10+164.75	- 10+260.00	2.47	0.48 : 1
10+260.00	- 10+511.35	1.00	1.52 : 1
10+511.35	- 10+600.00	S I F O N	
10+600.00	- 11+300.00	1.00	1.53 : 1

CAPITULO III. ADECUACION DEL CANAL PRINCIPAL IGNACIO LOPEZ RAYON

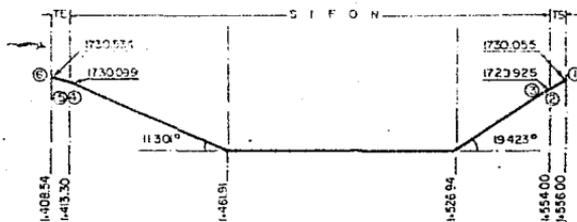
III.2.2 DETERMINACION DEL GASTO.

La determinación del gasto que escurre por el canal correspondiente a la condición de operación actual, se realizó de acuerdo con los siguientes criterios:

Como en todo canal, existe una variación de gasto en su desarrollo. Para poder valorarla, es necesario conocer cual es el gasto en el inicio y al final del canal.

El gasto en el inicio del canal se determinó con base en el funcionamiento hidráulico del sifón localizado entre los cadenamientos 1+408.54 y 1+556.00. Es decir, conocidos los datos del tirante en los extremos de la estructura (medidos en campo) y su geometría, se revisaron en el cálculo varias combinaciones de gasto-coeficiente de rugosidad n , hasta que el comportamiento hidráulico teórico se ajustara a los datos medidos en campo. De acuerdo con lo anterior se obtuvo como resultado:

Esquema del sifón ubicado entre las estaciones 1+408.54 y 1+556.00.



TE: TRANSICION DE ENTRADA
TS: TRANSICION DE SALIDA

H: ALTURA DEL SIFON = 1.50 m

Tirante medido en la est. 1+408.54 66 = 1.420 m.
Tirante medido en la est. 1+556.00 d1 = 1.565 m.

Características del canal aguas abajo del sifón:

b = 2.4 m (sección rectangular).

S = 0.000596

$n = 0.015$

Proponiendo un gasto $Q = 4.3$ m³/s.

De la ecuación de continuidad:

$$v1 = Q/A = 4.3 / (2.4 d1) \dots \dots \dots (i)$$

De la fórmula de Manning:

$$v1 = (1/n) R^{(2/3)} S^{1/2}$$

CAPITULO III. ADECUACION DEL CANAL PRINCIPAL IGNACIO LOPEZ RAYON

$v1 = 1.62754 [2.4d1 / (2.4 + 2d1)]^{(2/3)} \dots\dots(ii)$
 Ambas ecuaciones se cumplen para:
 $d1 = 1.455 \text{ m.}$ $A1 = 3.492 \text{ m}^2.$
 $v1 = 1.231 \text{ m/s.}$ $hV1 = 0.077 \text{ m.}$

Ecuación de la energía entre 1 y 2.
 Geometría en 2. (boca de salida del sifón).
 $A = 1.45d$
 Elev. plantilla = 1729.925

$d2 + hV2 = z + d1 + hts \dots\dots\dots(iii)$
 $z = 0.13 \text{ m.}$
 $hts = \text{pérdida por transición de salida} = 0.2hV1$
 $d2 + hV2 - hts = 1.455 + 0.077 + 0.13 = 1.662$
 La ecuación se cumple para
 $d2 = 1.484 \text{ m.}$ $hV2 = 0.204 \text{ m.}$
 $A2 = 2.152 \text{ m}^2$ $hts = 0.025 \text{ m.}$
 $v2 = 1.998 \text{ m/s}$

De acuerdo con lo anterior, la salida del sifón no trabaja ahogada, ya que $d2 < 1.5 \text{ m.}$, por lo cual las características en el punto 3 son las mismas que las correspondientes al punto 2.

Ecuación de la energía entre 3 y 4.
 $z + d4 + hV4 + P4/\gamma = d3 + hV3 + hf + hc \dots\dots\dots(iv)$
 $z = 0.174 \text{ m}$
 $hc = \text{pérdida por cambio de dirección o codos}$
 $hc = Chv \cdot \gamma / 90$
 $hV = \text{carga de velocidad en el conducto.}$
 $vc = 1.997 \text{ m/s.}$
 $hV = 0.199 \text{ m}$
 $C = \text{coef. por codos} = 0.25$
 $\Delta = \text{deflexión.}$
 $hc = 0.041 \text{ m.}$

$hf = \text{pérdidas por fricción} = Sf \cdot L$
 $L = \text{longitud de desarrollo del sifón} = 143.35 \text{ m}$
 $Sf = \text{pendiente media de fricción} = 0.0030488$
 $hf = 0.437 \text{ m}$

Sustituyendo en (iv)
 $P4/\gamma = 0.305 \text{ m}$

Ecuación de la energía entre 4 y 5.
 $d5 + hV5 = d4 + hV4 + P4/\gamma + h_e \dots\dots\dots(v)$
 $h_e = \text{pérdidas por cambio de sección} = 0.1hV$
 $d5 + hV5 - h_e = 1.50 + 0.199 + 0.305 = 2.004$
 La ecuación se cumple para
 $d5 = 1.886 \text{ m}$ $hV5 = 0.126 \text{ m}$
 $A5 = 2.735 \text{ m}^2$ $hc = 0.007 \text{ m}$
 $v5 = 1.572 \text{ m/s.}$

CAPITULO III. ADECUACION DEL CANAL PRINCIPAL IGNACIO LOPEZ RAYON

Ecuación de la energía entre 5 y 6.

Geometría en 6.

$$A = 1.55d + 1.465d^2$$

$$\text{Elev. plantilla} = 1730.534$$

$$z + d6 + hv6 = d5 + hv5 + hte \dots \dots \dots (vi)$$

$$z = 0.435 \text{ m}$$

$$hte = \text{pérdida por transición de entrada} = 0.1hv_6$$

$$d6 + hv6 - hte = 1.886 + 0.126 - 0.435 = 1.577$$

La ecuación se cumple para

$$d6 = 1.561 \text{ m} \quad hv6 = 0.026 \text{ m}$$

$$A6 = 5.989 \text{ m}^2 \quad hte = 0.010 \text{ m}$$

$$v6 = 0.718 \text{ m/s}$$

Comparando el valor del tirante obtenido en el cálculo hidráulico del sifón con el tirante medido en campo, se puede apreciar que ambos coinciden, por lo cual se acepta que el gasto en el inicio del canal es 4.3 m³/s.

El gasto correspondiente al tramo final del canal se determinó con base en la suposición de que se presentaba el régimen uniforme. Con los datos proporcionados por las secciones se dibujó un perfil decarrollado por el eje del canal en el cual se localizó el nivel del agua en dicho tramo. A la vista del perfil se comprobó la suposición inicial: al unir los puntos de la huella del agua de las secciones, se obtuvo aproximadamente una línea recta, la cual se adoptó como pendiente hidráulica. De acuerdo con la geometría del canal en el tramo, la pendiente hidráulica y un valor del coeficiente de rugosidad definido por las condiciones del canal, se determinó el gasto que escurre al final del canal, esto es:

Tramo definido entre las estaciones 10+980.00 y 11+300.00.

Geometría del canal:

$$b = 1 \text{ m}$$

$$k = 1.525 : 1$$

$$n = 0.018$$

$$S = 0.0003729 \text{ (pendiente hidráulica obtenida en el tramo en estudio).}$$

$$d = 1.116 \text{ m (valor medio medido en campo).}$$

Considerando el establecimiento del flujo normal

$$A = 3.015 \text{ m}^2 \quad P = 5.070 \text{ m}$$

$$R = 0.595 \text{ m} \quad R^{(2/3)} = 0.707 \text{ m}^{(2/3)}$$

$$Q = (A/n)R^{(2/3)}S = 2.287 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Por lo tanto, se establece que el gasto en el tramo final del canal es Q = 2.287 m³/s.

Conocidos los gastos en el inicio y en el final del canal, se conoce la diferencia de gasto por las demandas existentes, siendo esta de 2.013 m³/s.

CAPITULO III. ADECUACION DEL CANAL PRINCIPAL IGNACIO LOPEZ RAYON

Por lo tanto, el gasto que se deriva por la toma lateral en la estación 10+185 es:

$$Q = Q_2 - Q_1 = 2.581 - 2.077 = 0.504 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Siguiendo el mismo procedimiento en los puntos donde se reportan tomas laterales existentes, se obtuvieron los siguientes datos:

ESTACION	ESTRUCTURA	DEMANDA
4+020.00	T.L. y T.G.	0.500 m ³ /s
7+487.00	T.L.	0.341 m ³ /s
8+364.90	T.L.	0.200 m ³ /s
10+185.00	T.L.	0.500 m ³ /s
TOTAL		1.541 m ³ /s

En lo referente a las tomas granja, la variación de gasto total es $Q = 2.012 - 1.541 = 0.472 \text{ m}^3/\text{s}$. La demanda de cada una de las tomas granja se supuso uniforme, es decir, dentro del tramo comprendido entre el sifón y el final del canal hay un total de 10 tomas granja, por lo cual la demanda correspondiente a cada una de ellas es:

$$q = 0.472/10 = 0.047 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Con todo lo anterior se han definido las demandas existentes en el canal. Estas demandas no variarán para la condición de proyecto.

III.2.3 DETERMINACION DE LA PENDIENTE DE LA RASANTE.

Observando los perfiles desarrollados por el eje del canal y para finalidades del cálculo hidráulico, es necesario definir tramos de canal cuya rasante se ajuste a una pendiente determinada.

Esto es importante debido a que como el canal López Rayón tiene por lo menos 20 años de construido, lo que se conjuga a que conduce aguas negras y a una labor de mantenimiento no muy eficiente, la rasante obtenida a partir de las secciones topográficas presenta cambios bruscos que podrían no ser representativos de la realidad en lo concerniente al funcionamiento hidráulico.

Por lo anterior se ajustó la variación del nivel de la rasante a pendientes tales que fueran representativas de tramos de canal.

Así, en forma general se puede afirmar que la pendiente promedio de la rasante para todo el canal es de 0.00056.

CAPITULO III. ADECUACION DEL CANAL PRINCIPAL IGNACIO LOPEZ RAYON

III.2.4 DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD n.

Como ya se mencionó anteriormente, el canal Ignacio López Rayón es un canal revestido en su mayor parte de concreto, con tramos pequeños de mampostería.

Debido a que las condiciones con las que funciona el canal repercuten en cierto grado en la rugosidad del material de revestimiento, se adoptaron valores del coeficiente de rugosidad n , comprendidos entre 0.015 para la condición más favorable (concreto sin acabado) y 0.025 para la condición más desfavorable (mampostería, o bien, concreto considerando efectos de azolve y grados de irregularidad en el canal).

La determinación del coeficiente de rugosidad correspondiente a cada tramo está en función directa del análisis de funcionamiento efectuado.

III.3 REVISION HIDRAULICA DEL FUNCIONAMIENTO ACTUAL.

Una vez definidas las características actuales de operación, se procedió a realizar la revisión hidráulica del funcionamiento.

La revisión hidráulica tiene como objetivo el determinar si el criterio adoptado tanto para definir las características de operación como el propio funcionamiento del canal es confiable, para hacerlo extensivo a la condición de proyecto.

El grado de confiabilidad del criterio adoptado para la revisión hidráulica se traduce en una comparación entre el nivel del agua obtenido en el cálculo y el nivel del agua reportado en las secciones topográficas, aceptándose como rango de precisión diferencias máximas entre los niveles de hasta ± 10 centímetros.

A continuación se definen los lineamientos que se siguieron para la revisión hidráulica.

De acuerdo con el orden de magnitud de las pendientes de la rasante en los tramos del canal, se puede afirmar que éste trabaja en régimen subcrítico; por lo tanto, las condiciones establecidas aguas abajo rigen, condicionando el sentido del cálculo de aguas abajo hacia aguas arriba. Con base en esto, la revisión hidráulica partirá del punto final del canal (en los 11.3 kilómetros estudiados), exactamente en la estructura de distribución que controla el gasto del canal Alto Caltimacán y el gasto en la continuación del López Rayón.

Al analizar los tramos de pendiente definida y geometría similar en los perfiles, se observó que las estructuras modificaban el estricto funcionamiento del canal con régimen uniforme. Es decir, las curvas de remanso formadas aguas arriba

CAPITULO III. ADECUACION DEL CANAL PRINCIPAL IGNACIO LOPEZ RAYON

de las estructuras interfirieran en el escurrimiento uniforme, por lo cual se estudiaron los tramos considerando la regularización del régimen subcrítico y, por lo tanto, la correcta aplicación en ellos de la ecuación Bernoulli (principio de la energía).

Al aplicar la ecuación de la energía en los tramos analizados con los datos correspondientes al gasto, geometría del canal, pendiente de la rasante y coeficiente de rugosidad n , se determinó el nivel de la superficie libre del agua, el cual se comparó con los datos de la huella máxima del agua obtenidos de las secciones. Se observó que la diferencia entre niveles se mantenía dentro del rango de precisión anteriormente establecido.

En el caso de que la diferencia entre niveles fuera mayor que dicho rango, se procedió a ajustar el coeficiente de rugosidad n de tal manera que el comportamiento obtenido en el cálculo hidráulico se acercara mejor a los datos de campo.

Con respecto a las estructuras, la revisión hidráulica realizada fué hecha de acuerdo con las teorías generalmente aplicadas que definen su comportamiento. Por ejemplo, para el caso de las represas se analiza su funcionamiento trabajando como orificio.

Para el caso de los dos túneles existentes, se revisó su funcionamiento a partir de las condiciones establecidas en el portal de salida, definiendo el perfil hidráulico en su interior mediante un análisis basado en el método de incrementos finitos.

Con la finalidad de ejemplificar la secuencia de cálculo establecida, se presenta a continuación la revisión hidráulica del canal en el tramo comprendido entre las estaciones 11+300.00 y 8+000.00.

FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO DE LA ETAPA ACTUAL. TRAMO COMPRENDIDO ENTRE LAS EST. 8+000.00 y 11+300.00

De datos medidos en campo se tienen como características en la estación 11+300.00

Datos del canal:

$b = 1.00$ m	$Q = 2.287$ m ³ /s
$k = 1.525 : 1$	$n = 0.018$
$d_1 = 1.150$ m	$A_1 = 3.167$ m ²
$v_1 = 0.722$ m/s	$h_{v1} = 0.027$ m
$P_1 = 5.194$ m	$R_1 = 0.610$ m
$S_f = 0.000327$	Elev. plantilla = 1724.188

Ecuación de la energía entre 11+300.00 y 11+000.00

$$z+d_2+h_{v2} = d_1+h_{v1}+hf \dots\dots\dots(i)$$

Geometría en 11+000.00

$$A_2 = d+1.525d^2 \quad \text{Elev. plantilla} = 1724.297$$

$$z = 0.109 \text{ m}$$

CAPÍTULO III. ADECUACION DEL CANAL PRINCIPAL IGNACIO LOPEZ RAYON

Sustituyendo en (i)
 $d2+hv2-hf = 1.150+0.027-0.109 = 1.068$
 La ecuación se cumple para
 $d2 = 1.141 \text{ m}$ $hv2 = 0.027 \text{ m}$
 $A2 = 3.122 \text{ m}^2$ $Sf2 = 0.0003397$
 $v2 = 0.733 \text{ m/s}$ $Sf = 0.0003333$
 $hf = 0.100 \text{ m}$

Ecuación de la energía entre 11+000.00 y 10+600.00
 $z+d2+hv2 = d1+hv1+hf \dots\dots\dots(ii)$
 Geometría en 10+600.00
 $A = d+1.516d^2$ $Q = 2.334 \text{ m}^3/\text{s}$
 Elev. plantilla = 1724.447
 $z = 0.149 \text{ m}$

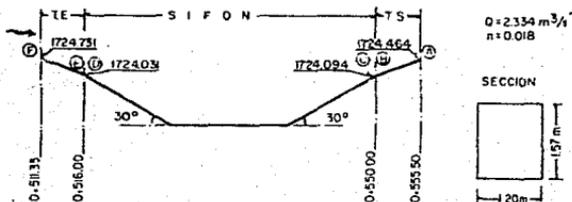
Sustituyendo en (ii)
 $d2+hv2-hf = 1.141+0.027-0.149 = 1.019$
 La ecuación se cumple para
 $d2 = 1.131 \text{ m}$ $hv2 = 0.029 \text{ m}$
 $A2 = 3.074 \text{ m}^2$ $Sf2 = 0.0003878$
 $v2 = 0.759 \text{ m/s}$ $Sf = 0.0003538$
 $hf = 0.142 \text{ m}$

Ecuación de la energía entre 10+600.00 y 10+550.50
 $z+d2+hv2 = d1+hv1+hf \dots\dots\dots(iii)$
 Geometría en 10+550.50
 $A = d+1.516d^2$ Elev. plantilla = 1724.464
 $z = 0.017 \text{ m}$

Sustituyendo en (iii)
 $d2+hv2-hf = 1.131+0.029-0.017 = 1.143$
 La ecuación se cumple para
 $d2 = 1.132 \text{ m}$ $hv2 = 0.029 \text{ m}$
 $A2 = 3.075 \text{ m}^2$ $Sf2 = 0.0003878$
 $v2 = 0.759 \text{ m/s}$ $Sf = 0.0003878$
 $hf = 0.017 \text{ m}$

S I F O N .

Ecuación de la energía entre 10+555.50 y 10+511.35
 Sifón de sección rectangular con la sig. geometría



CAPITULO III. ADECUACION DEL CANAL PRINCIPAL IGNACIO LOPEZ RAYON

Ecuación de la energía entre (A) y (B)

$$dB+hvB = dA+hvA+hts+z \dots\dots\dots(iv)$$

hts= pérdida por expansión = $0.2\Delta hv$

Geometría en (B)

$$A= 1.2d \quad n=0.018$$

$$Q= 2.334 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$z= 0.370 \text{ m}$$

Sustituyendo datos en (iv)

$$dB+hvB-hts = 1.132+0.029+0.370 = 1.531$$

La ecuación se cumple para

$$dB= 1.452 \text{ m} \quad hvB= 0.091 \text{ m}$$

$$AB= 1.742 \text{ m}^2 \quad hv= 0.062 \text{ m}$$

$$vB= 1.340 \text{ m/s} \quad hts= 0.012 \text{ m}$$

$$SfB= 0.001823$$

Como $dB = 1.452 \text{ m} < H$ (altura del sifón, igual a 1.57 m), las características en el punto C son similares a las anteriores.

Ecuación de la energía entre (C) y (D)

$$dD+hvD+PD/\gamma = dC+hvC+hf+hc+z \dots\dots\dots(v)$$

$$z= 0.063 \text{ m}$$

$$dD= 1.57 \text{ m} \quad AD= 1.884 \text{ m}^2$$

$$vD= 1.239 \text{ m/s} \quad hvD= 0.078 \text{ m}$$

bc= pérdidas por cambio de dirección (codos)

$$bc= Chv\sqrt{\Delta}/90^\circ \quad C= 0.25 \text{ (coeficiente)}$$

$$a= 30^\circ$$

$$hc= 0.25 \times 0.078 \times 2\sqrt{30^\circ}/90^\circ = 0.023 \text{ m}$$

$$hf= SFL \quad L= 36.186 \text{ m}$$

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

Sustituyendo en (v)

$$PD/\gamma = 1.452+0.062+0.075+0.063+0.023-1.57-0.078$$

$$= 0.056 \text{ m}$$

Ecuación de la energía entre (D) y (E)

$$dE+hvE = dD+hvD+PD/\gamma + h_e \dots\dots\dots(vi)$$

h_e= pérdida por cambio de sección = $0.1\Delta hv$

Sustituyendo datos en (vi)

$$dE+hvE-h_e = 1.570+0.078+0.056 = 1.704$$

La ecuación se cumple para

$$dE= 1.632 \text{ m} \quad hvE= 0.072 \text{ m}$$

$$AE= 1.958 \text{ m}^2 \quad h_e= 0.001 \text{ m}$$

$$vE= 1.182 \text{ m/s}$$

Ecuación de la energía entre (E) y (F)

$$z+dF+hvF = dE+hvE+h_{te} \dots\dots\dots(vii)$$

h_{te}= pérdida por contracción = $0.1\Delta hv$

$$z= 0.70 \text{ m}$$

Geometría en (F)

$$A= d \times 1.515d^2$$

Sustituyendo datos en (vii)

$$dF+hvF-h_{te} = 1.632+0.072-0.070 = 1.004$$

CAPITULO III. ADECUACION DEL CANAL PRINCIPAL IGNACIO LOPEZ RAYON

La ecuación se cumple para

dF= 0.956 m hvF= 0.051 m
 AF= 2.342 m² hte= 0.002 m
 vF= 0.997 m/s SFF= 0.0007632

Ecuación de la energía entre 10+511.35 y 10+260.00
 $z+d2+hv2 = d1+hv1+hf$ (viii)

Geometría en 10+260.00
 A= d+1.516d² Elev. plantilla = 1724.872
 z= 0.141 m

Sustituyendo datos en (viii)
 $d2+hv2-hf = 0.956+0.051-0.141 = 0.866$

la ecuación se cumple para
 d2= 0.998 m hv2= 0.044 m
 A2= 2.508 m² Sf2= 0.0006348
 v2= 0.931 m/s Sf= 0.000699
 hf= 0.176 m

Ecuación de la energía entre 10+260.00 y 10+250.00
 $z+d2+hv2 = d1+hv1+ht$ (ix)

ht= pérdidas por expansión = 0.2Δhv
 Geometría en 10+250.00
 A= 2.47d+0.48d² Elev. plantilla= 1724.874
 z= 0.002 m

Sustituyendo datos en (ix)
 $d2+hv2-ht = 0.998+0.440-0.002 = 1.042$

La ecuación se cumple para
 d2= 1.014 m hv2= 0.031 m
 A2= 2.998 m² Sf2= 0.0003597
 v2= 0.778 m/s ht= 0.003 m

Ecuación de la energía entre 10+250.00 y 10+190.00
 $z+d2+hv2 = d1+hv1+hf$ (x)

Geometría en 10+190.00
 A= 2.47d+0.48d² Elev. plantilla= 1724.891

Sustituyendo datos en (x)
 $d2+hv2-hf = 1.014+0.031-0.017 = 1.028$ m

La ecuación se cumple para
 d2= 1.023 m hv2= 0.030 m
 A2= 3.029 m² Sf2= 0.0003496
 v2= 0.771 m/s Sf= 0.0003546
 hf= 0.025 m

Para determinar la variación del nivel del agua por efecto de la toma lateral localizada en la estación 10+185.00 se hará el análisis como caso de flujo no permanente y se comparará el resultado con las mediciones hechas en campo.

Según Chow, la variación del nivel de la superficie libre del agua para flujo no permanente con gasto decreciente puede revisarse con la expresión:

$$\Delta y = \frac{Q_1(v_1+v_2)\Delta y}{g(Q_1+Q_2)} \dots\dots\dots(\alpha)$$

CAPITULO III. ADECUACION DEL CANAL PRINCIPAL IGNACIO LOPEZ RAYON

Donde se desprecian los efectos de la fricción.

Datos:

$Q = 0.5 \text{ m}^3/\text{s}$
 $Q1 = 2.334 + 0.5 = 2.834 \text{ m}^3/\text{s}$
 $Q2 = 2.334 \text{ m}^3/\text{s}$
 $v1 = 2.834 / (2.47d1 + 0.48d1^2)$
 $v2 = 0.771 \text{ m/s}$
 $d2 = 1.023 \text{ m}$
 $\Delta y = d1 - 1.023$

Sustituyendo datos en (α) y expresando la ecuación en función de d1, tenemos

$$1.023 = d1 - 0.0509684(v1 + 0.771)(v1 - 0.771)$$

La ecuación anterior se cumple para

$d1 = 1.036 \text{ m}$
 $A1 = 3.074 \text{ m}^2$
 $v1 = 0.922 \text{ m/s}$
 $\Delta y = 0.013 \text{ m}$

Comparando la Δy obtenida con la medida en campo, se tiene que

$\Delta y = 0.151 \text{ m}$ (medida en campo)
 $\Delta y = 0.013 \text{ m}$ (teórica)

Por lo tanto, no se puede considerar aplicable éste criterio.

Se considerará el incremento de tirantes medidos en campo para establecer las condiciones aguas arriba de la toma

Características en 10+185.00

$d = 1.036 + 0.151 = 1.187 \text{ m}$
 $A = 3.68 \text{ m}^2$
 $v = 2.834 / 3.680 = 0.785 \text{ m/s}$
 $h_v = 0.031 \text{ m}$
 $n = 0.018$
 $S_f = 0.0003175$ Elev plantilla = 1724.891

Ecuación de la energía entre 10+185.00 y 10+164.75

$$z + d2 + hv2 = d1 + hv1 + hf \dots \dots \dots (xi)$$

Geometría en 10+164.75

$A = 2.47d + 0.48d^2$ Elev plantilla = 1725.072
 $z = 0.181 \text{ m}$

Sustituyendo datos en (xi)

$$d2 + hv2 - hf = 1.187 + 0.031 - 0.181 = 1.037$$

La ecuación se cumple para

$d2 = 1.000 \text{ m}$ $hv2 = 0.047 \text{ m}$
 $A2 = 2.950 \text{ m}^2$ $S_f2 = 0.000549$
 $v2 = 0.961 \text{ m/s}$ $S_f = 0.0004362$
 $hf = 0.009 \text{ m}$

Ecuación de la energía entre 10+164.75 (fuera del túnel) y 10+164.75 (dentro del túnel).

$$d2 + hv2 = d1 + hv1 + h_e \dots \dots \dots (xii)$$

$h_e =$ pérdida por cambio brusco de sección = $0.2\Delta h_v$

CAPITULO III. ADECUACION DEL CANAL PRINCIPAL IGNACIO LOPEZ RAYON

Geometria en el túnel

D= 2.25 m (sección herradura)
 Sustituyendo datos en (xii)
 $d^2+hv^2-he = 1.047$
 La ecuación se cumple para
 $d^2= 0.940 \text{ m}$ $hv^2= 0.125 \text{ m}$
 $A^2= 1.806 \text{ m}^2$ $Sf= 0.0018982$
 $v^2= 1.569 \text{ m/s}$ $he= 0.016 \text{ m}$

El perfil de flujo desarrollado en el túnel se determinó mediante el método de incrementos finitos
 Las características del túnel son
 $D= 2.250 \text{ m}$ $n= 0.018$
 $Q= 2.834 \text{ m}^3/\text{s}$ $So= 0.000878$
 $Long= 1536.35 \text{ m}$
 $Tirante normal dn= 1.215 \text{ m}$
 $Tirante critico dc= 0.653 \text{ m}$

Como resultado del análisis anterior, tenemos que las características en el inicio del túnel son
 $d= 1.215 \text{ m}$ $hv= 0.070 \text{ m}$
 $A= 2.413 \text{ m}^2$ $Sf= 0.000878$
 $v= 1.175 \text{ m/s}$ Elev. plantilla= 1726.421
 Se presenta un perfil tipo M2 en el túnel.

Ecuación de la energía entre 8+628.40 (dentro del túnel) y 8+628.40 (fuera del túnel)

$d^2+hv^2 = d_1+hv_1+he$ (xiii)
 $he=$ pérdida por cambio brusco de sección= 0.14hv

Geometria fuera del túnel

$A= 2.46d+0.48d^2$
 Sustituyendo datos en (xiii)
 $d^2= 1.262 \text{ m}$ $hv^2= 0.027 \text{ m}$
 $A^2= 3.882 \text{ m}^2$ $he= 0.004 \text{ m}$
 $v^2= 0.730 \text{ m/s}$ $Sf^2= 0.0002025$
 $n= 0.016$

Ecuación de la energía entre 8+523.40 y 8+453.50

$d^2+hv^2 = d_1+hv_1+hf+z$ (xiv)

Geometria en 8+453.50

$A= 2.47d+0.48d^2$ Elev. plantilla = 1726.243
 $z= 0.178 \text{ m}$

Sustituyendo datos en (xiv)

$d^2+hv^2-hf = 1.262+0.027+0.178 = 1.467$

La ecuación se cumple para

$d^2= 1.477 \text{ m}$ $hv^2= 0.019 \text{ m}$
 $A^2= 4.695 \text{ m}^2$ $Sf^2= 0.0001221$
 $v^2= 0.604 \text{ m/s}$ $Sf= 0.0001637$
 $hf= 0.029 \text{ m}$

Ecuación de la energía entre 8+453.50 y 8+440.00

$z+d^2+hv^2 = d_1+hv_1+he$ (xv)

$he=$ pérdida por contracción= 0.2Ahv

CAPITULO III. ADECUACION DEL CANAL PRINCIPAL IGNACIO LOPEZ RAYON

Geometría en 8+440.00

$$A = 1.514d + 1.53d^2 \quad \text{Elev. plantilla} = 1726.251$$

$$z = 0.008$$

Sustituyendo datos en (xv)

$$d_2 + hv_2 - h_e = 1.477 + 0.019 - 0.008 = 1.488$$

La ecuación se cumple para

$$d_2 = 1.476 \text{ m} \quad hv_2 = 0.013 \text{ m}$$

$$A_2 = 5.572 \text{ m}^2 \quad h_e = 0.001 \text{ m}$$

$$v_2 = 0.509 \text{ m/s} \quad Sf_2 = 0.0000883$$

Ecuación de la energía entre 8+440.00 y 8+364.90

$$z + d_2 + hv_2 = d_1 + hv_1 + hf \quad \dots \dots \dots (xvi)$$

Geometría en 8+364.90

$$A = 1.514d + 1.53d^2 \quad \text{Elev. plantilla} = 1726.305$$

$$z = 0.054 \text{ m}$$

Sustituyendo datos en (xvi)

$$d_2 + hv_2 - hf = 1.476 + 0.013 - 0.054 = 1.435$$

La ecuación se cumple para

$$d_2 = 1.427 \text{ m} \quad hv_2 = 0.015 \text{ m}$$

$$A_2 = 5.280 \text{ m}^2 \quad Sf_2 = 0.000102$$

$$v_2 = 0.537 \text{ m/s} \quad Sf = 0.0000952$$

$$hf = 0.007 \text{ m}$$

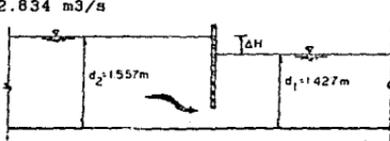
Análisis de la represa y toma lateral localizadas en la estación 8+364.90 (gasto de la toma $Q = 0.2 \text{ m}^3/\text{s}$)

Para finalidades del cálculo, al revisar el funcionamiento hidráulico de la represa como orificio, se determinará el valor del coeficiente de gasto con base al desnivel de la superficie libre del agua medido entre las secciones, esto es

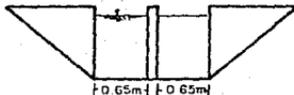
$$\Delta H = 0.13 \text{ m (medido en campo)}$$

$$A = 2 \times 0.65d$$

$$Q = 2.834 \text{ m}^3/\text{s}$$



SECCION TRANSVERSAL



Determinando el coeficiente de gasto

$$C = CA^2g\Delta H$$

$$C = Q/A^2g\Delta H \quad ; \quad \text{con } d = 1.427 \text{ m}$$

$$C = 0.957$$

CAPITULO III. ADECUACION DEL CANAL PRINCIPAL IGNACIO LOPEZ RAYON

Características aguas arriba de la represa

$Q = 2.834 + 0.2 = 3.034 \text{ m}^3/\text{s}$
 $d_2 = 1.427 + 0.130 = 1.557 \text{ m}$
 $A_2 = 1.514 \times 1.557 + 1.532 \times 1.557^2 = 6.071 \text{ m}^2$
 $v_2 = 0.500 \text{ m/s}$
 $h_v = 0.013 \text{ m}$
 $S_f = 0.0000804$
 $n = 0.016$

Ecuación de la energía entre 8+364.90 y 8+133.90
 $z + d_2 + h_v + h_f = d_1 + h_v_1 + h_f \dots\dots\dots(xvii)$
 Geometría en 8+133.90

$A = 1514d + 1.53d^2$ Elev. plantilla = 1726.425
 $z = 0.12 \text{ m}$

Sustituyendo datos en (xvii)
 $d_2 + h_v + h_f = 1.557 + 0.013 + 0.12 = 1.450$

La ecuación se cumple para
 $d_2 = 1.456 \text{ m}$ $h_v = 0.016 \text{ m}$
 $A_2 = 5.452 \text{ m}^2$ $S_f = 0.0001073$
 $v_2 = 0.556 \text{ m/s}$ $S_f = 0.0000939$
 $h_f = 0.022 \text{ m}$

Ecuación de la energía entre 8+133.90 y 8+108.00
 $z + d_2 + h_v + h_f = d_1 + h_v_1 + h_{ts} \dots\dots\dots(xiv)$
 $h_{ts} = \text{pérdida por expansión} = 0.2 \Delta h_v$

Geometría en 8+108.00
 $A = 2.25d$ Elev. plantilla = 1726.439
 $z = 0.014 \text{ m}$

Sustituyendo datos en (xiv)
 $d_2 + h_v + h_f - h_{ts} = 1.456 + 0.016 - 0.014 = 1.458$

La ecuación se cumple para
 $d_2 = 1.418 \text{ m}$ $h_v = 0.046 \text{ m}$
 $A_2 = 3.191 \text{ m}^2$ $h_{ts} = 0.008 \text{ m}$
 $v_2 = 0.951 \text{ m/s}$ $S_f = 0.0004312$

Ecuación de la energía entre 8+108.00 y 8+082.70
 (puente canal)

$z + d_2 + h_v + h_f = d_1 + h_v_1 + h_f \dots\dots\dots(xv)$
 Geometría en 8+082.70

$A = 2.25d$ Elev. plantilla = 1726.454
 $z = 0.015 \text{ m}$

Sustituyendo datos en (xv)
 $d_2 + h_v + h_f = 1.418 + 0.046 - 0.015 = 1.449$

La ecuación se cumple para
 $d_2 = 1.414 \text{ m}$ $h_v = 0.046 \text{ m}$
 $A_2 = 3.182 \text{ m}^2$ $S_f = 0.0004344$
 $v_2 = 0.954 \text{ m/s}$ $S_f = 0.0004328$
 $h_f = 0.011 \text{ m}$

Ecuación de la energía entre 8+082.70 y 8+080.00
 $z + d_2 + h_v + h_f = d_1 + h_v_1 + h_{tc} \dots\dots\dots(xvi)$
 $h_{tc} = \text{pérdida por contracción} = 0.1 \Delta h_v$

CAPITULO III. ADECUACION DEL CANAL PRINCIPAL IGNACIO LOPEZ RAYON

Geometria en 8+080.00

$$A = 1.5d + 1.523d^2 \quad \text{Elev. plantilla} = 1726.455$$

$$z = 0.001 \text{ m}$$

Sustituyendo datos en (xvi)

$$d2 + hv2 - hte = 1.414 + 0.046 - 0.001 = 1.459$$

La ecuación se cumple para

$$d2 = 1.446 \text{ m} \quad hv2 = 0.016 \text{ m}$$

$$A2 = 5.353 \text{ m}^2 \quad hte = 0.003 \text{ m}$$

$$v2 = 0.567 \text{ m/s} \quad Sf = 0.0001124$$

Ecuación de la energía entre 8+080.00 y 8+000.00

$$z + d2 + hv2 = d1 + hv1 + hf \dots\dots\dots(xvii)$$

Geometria en 8+000.00

$$A = 1.5d + 1.523d^2 \quad \text{Elev. plantilla} = 1726.461$$

$$z = 0.006 \text{ m}$$

Sustituyendo datos en (xvii)

$$d2 + hv2 - hf = 1.446 + 0.016 - 0.006 = 1.456$$

La ecuación se cumple para

$$d2 = 1.448 \text{ m} \quad hv2 = 0.016 \text{ m}$$

$$A2 = 5.365 \text{ m}^2 \quad Sf2 = 0.0001118$$

$$v2 = 0.565 \text{ m/s} \quad Sf = 0.0001121$$

$$hf = 0.009 \text{ m}$$

III.4 DETERMINACION DE LAS CARACTERISTICAS DE OPERACION PARA LA CONDICION DE PROYECTO.

La etapa de proyecto del canal Ignacio López Rayón consiste en un incremento del gasto de 1.54 m³/s al gasto con que opera actualmente.

Se requiere entonces realizar el análisis de funcionamiento hidráulico para esta condición, de forma similar al cálculo realizado para la revisión hidráulica de la etapa actual.

Las principales condiciones que se establecen para esta etapa de operación se definen a continuación.

III.4.1 GASTO PARA LA ETAPA DE PROYECTO.

El incremento de gasto que se habrá de manejar en el canal es necesario para integrar a la zona de riego Tasquillo 1.128 hectáreas, correspondiendo éstas a la parte definida dentro del proyecto Bajo Alfajayucan como la zona de riego del Sistema Caltimacán.

Observando el esquema general del Sistema Caltimacán, localizamos la zona de riego aguas abajo del canal Alto Caltimacán y por tanto, aguas abajo del canal López Rayón. Al describir el proyecto Bajo Alfajayucan se mencionó que las demandas aguas arriba de la zona de riego no se modificarían, por

CAPITULO III. ADECUACION DEL CANAL PRINCIPAL IGNACIO LOPEZ RAYON

lo, cual las estimaciones del gasto realizadas para la revisión hidráulica se mantendrán vigentes en cuanto a las demandas de las estructuras de distribución.

Por lo tanto, la función del canal López Rayón así como la del canal Alto Caltimacán dentro del proyecto es constituir la red de conducción del agua para este aprovechamiento hidráulico.

La siguiente tabla muestra las variaciones de gasto para la condición de operación actual y para el proyecto.

TRAMO		G A S T O (m ³ /s)	
Km	Km	ACTUAL	PROYECTO.
0+000.00	- 0+771.00	4.384	5.934
0+771.00	- 1+385.00	4.347	5.887
1+385.00	- 1+885.72	4.300	5.840
1+885.72	- 2+575.00	4.253	5.793
2+575.00	- 2+835.00	4.206	5.746
2+835.00	- 3+060.00	4.158	5.698
3+060.00	- 4+020.00	4.111	5.651
4+020.00	- 4+510.00	3.611	5.151
4+510.00	- 5+065.00	3.564	5.104
5+065.00	- 5+290.00	3.517	5.057
5+290.00	- 6+340.00	3.470	5.010
6+340.00	- 6+702.20	3.422	4.962
6+702.20	- 7+487.60	3.375	4.915
7+487.60	- 8+360.00	3.034	4.574
8+360.00	- 10+185.00	2.634	4.374
10+185.00	- 11+055.00	2.334	3.874
11+055.00	- 11+300.00	2.281	3.827

III.4.2 DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD n.

Estrictamente, al realizar los trabajos constructivos de adecuación del canal se realizarían actividades de limpieza y desazolve. Estas acciones se traducirían en una disminución del valor del coeficiente de rugosidad determinado para la condición actual. Sin embargo, para finalidades del cálculo hidráulico y como condición desfavorable se supondrán los mismos valores, ya que con lo anterior, el nivel del agua aumenta en relación con el cálculo basado en valores menores de n.

III.5 ANALISIS DE FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO PARA LA ETAPA DE PROYECTO.

De manera similar que para la revisión, el análisis de funcionamiento hidráulico está condicionado a realizarse con sentido de aguas abajo hacia aguas arriba. Por lo tanto es necesario establecer cuales son las condiciones que se presentan en el final del canal y a partir de ellas realizar el cálculo.

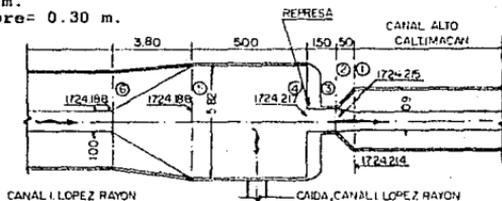
CAPITULO III. ADECUACION DEL CANAL PRINCIPAL IGNACIO LOPEZ RAYON

Las condiciones aguas abajo del canal Ignacio López Rayón se determinan a partir de las condiciones correspondientes al proyecto para el canal Alto Caltimacán. Originalmente, el canal Alto Caltimacán tiene sección trapecial, con ancho de plantilla de 0.549 metros, taludes en sus paredes de 0.482:1, revestido de mampostería, con pendiente en su tramo inicial de 0.00146, diseñado para conducir un gasto de 0.46 m³/s.

Para la condición de proyecto, éste canal manejará un gasto de 2 m³/s, es decir, se requiere un aumento de capacidad del 435 %. A diferencia del canal López Rayón, se pretende proporcionar el aumento en el área hidráulica necesaria mediante la ampliación del ancho de plantilla y la sobreelevación de la corona del revestimiento.

Por lo tanto, las condiciones de operación del canal Alto Caltimacán para la etapa de proyecto determinarán las condiciones de operación al final del López Rayón. Para el canal Alto Caltimacán se tienen como datos de proyecto en su tramo inicial:

Q= 2 m³/s.
 b= 0.90 m.
 k= 0.35 : 1
 S= 0.00146
 n= 0.020
 d= 1.275 m.
 Bordo libre= 0.30 m.



Con los datos anteriores y realizando el análisis hidráulico de la estructura de distribución localizada al final del Canal López Rayón, se tiene:

Condiciones de flujo normal en el Canal Alto Caltimacán para el proyecto:

Q= 2 m³/s.
 d= 1.275 m. b= 0.9 m.
 k= 0.35 : 1 n= 0.020 (mampostería)
 S= 0.00146. v= 1.166 m/s.
 hv= 0.069 m

Estas condiciones corresponden al punto 1 del esquema.

Ecuaación de la energía entre 1 y 2.

$$z+d_2+hv_2 = d_1+hv_1+h_{ts} \dots\dots\dots(i)$$

$$h_{ts}= \text{pérdida por transición de salida}= 0.2hv_1$$

CAPITULO III. ADECUACION DEL CANAL PRINCIPAL IGNACIO LOPEZ RAYON

Geometría en 2:

$$A = 1.16d \quad n = 0.018$$

$$z = 0.001 \text{ m}$$

$$d2+hv2-hs = 1.275+0.069-0.001 = 1.343$$

La ecuación se cumple para
 $d2 = 1.252 \text{ m}$ $hv2 = 0.097 \text{ m}$
 $A2 = 1.452 \text{ m}^2$ $hs = 0.006 \text{ m}$
 $v2 = 1.377 \text{ m/s}$ $Sf = 0.0021119$

Ecuación de la energía entre 2 y 3.

$$z+d3+hv3 = d2+hv2+hf \dots\dots\dots(ii)$$

Geometría en 3:

$$A = 1.16d$$

$$z = 0.002 \text{ m}$$

$$d3+hv3-hf = 1.25+0.097-0.002 = 1.347$$

La ecuación se cumple para
 $d3 = 1.253 \text{ m}$ $hv3 = 0.097 \text{ m}$
 $A3 = 1.453 \text{ m}^2$ $Sf = 0.0021101$
 $v3 = 1.376 \text{ m/s}$ $hf = 0.003 \text{ m}$

Ecuación de la energía entre 3 y 4.

Se trata de una represa, por lo cual se analizará como orificio.

$$Q = CdA\sqrt{2gH} \dots\dots\dots(iii)$$

$$Q = 2 \text{ m}^3/\text{s} \quad Cd = 0.6$$

$$A = 1.16d \quad H = d4 - 1.253$$

Sustituyendo datos en (iii)
 $d4 = 1.453 \text{ m}$

Ecuación de la energía entre 4 y 5.

Ambos puntos definen el tanque de la estructura de distribución. Existe en el tramo una variación de gasto de 1.827 m³/s, gasto que corresponde al que se derivará en la continuación del canal López Rayón. Considerando como características en el punto 4 las siguientes:

$$d4 = 1.453 \text{ m} \quad hv4 = 0.010 \text{ m}$$

$$A4 = 8.456 \text{ m}^2 \quad Sf4 = 0.0000693$$

$$v4 = 0.453 \text{ m/s}$$

$$z+d5+hv5 = d4+hv4+hf \dots\dots\dots(iv)$$

sustituyendo datos
 $d5+hv5-hf = 1.453+0.010 = 1.463$

La ecuación se cumple para
 $d5 = 1.453 \text{ m}$ $hv5 = 0.010 \text{ m}$
 $A5 = 8.46 \text{ m}^2$ $Sf = 0.0000693$
 $v5 = 0.453 \text{ m/s}$ $hf = 0$

Ecuación de la energía entre 5 y 6.

$$d6+hv6 = d5+hv5+hte \dots\dots\dots(v)$$

$hte = \text{pérdida por transición de entrada} = 0.1hv5$

CAPITULO III. ADECUACION DEL CANAL PRINCIPAL IGNACIO LOPEZ RAYON

Geometría en 6.

$$A6 = d + 1.525d^2$$

Sustituyendo datos en (v)

$$d6 + hv6 - hte = 1.453 + 0.010 = 1.463$$

La ecuación se cumple para

$$d6 = 1.430 \text{ m.} \quad hv6 = 0.036 \text{ m}$$

$$A6 = 4.548 \text{ m}^2 \quad hte = 0.003 \text{ m}$$

$$v6 = 0.841 \text{ m/s} \quad Sf = 0.0003479$$

Es decir, las características anteriores corresponden a la estación 11+300.00 del canal Ignacio López Rayón. Partiendo de estos datos se realizará el análisis de funcionamiento, siguiendo los lineamientos ya establecidos, aplicando la ecuación de la energía entre los distintos tramos de canal, obteniéndose de esta manera el nivel del agua correspondiente al nuevo gasto.

Conociendo la elevación que alcanza el nivel del agua es posible determinar la elevación necesaria que habrá de dársele a la corona del revestimiento, agregando un bordo libre adecuado. La determinación del bordo libre se realizó de acuerdo con los valores recomendados por la SARH, en función del gasto manejado en el canal, adoptándose para éste caso el valor de 30 centímetros.

Comparando el nivel del bordo sobreelevado con el nivel del bordo existente se determina la sobreelevación requerida que hay que proporcionar al revestimiento.

Para las estructuras, éstas se analizaron considerando sólo la posibilidad de modificar sus dimensiones en cuanto a elevación, revisándose su capacidad de operar bajo las nuevas condiciones de gasto, observando que los efectos que provoquen en el perfil hidráulico no generen sobreelevaciones excesivas en el canal. Las adecuaciones propuestas para las estructuras se definen más detalladamente en el siguiente capítulo de esta tesis.

Para los túneles es importante determinar que su área hidráulica potencial es suficiente para trabajar bajo las nuevas condiciones sin ahogarse, ya que de suceder lo contrario, los efectos del comportamiento del túnel como conducto trabajando a presión se traducirían en grandes sobreelevaciones y en un funcionamiento ineficiente.

De acuerdo con los resultados del cálculo se determinó que efectivamente, ambos túneles poseen la capacidad suficiente para trabajar como canal en el proyecto.

De forma similar que para la revisión hidráulica, a continuación se presenta el cálculo del funcionamiento hidráulico correspondiente a la etapa de proyecto entre las estaciones 11+300.00 y 8+000.00.

CAPITULO III. ADECUACION DEL CANAL PRINCIPAL IGNACIO LOPEZ RAYON

FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO PARA LA ETAPA DE PROYECTO
 TRAMO COMPENDIDO ENTRE LAS ESTACIONES 11+300.00 Y
 8+000.00.

Se tienen como datos en la estación 11+300.00

Q= 3.827 m³/s n=0.018
 d1= 1.430 m hv1= 0.036 m
 A1= 4.548 m² Sf1= 0.0003479
 v1= 0.841 m/s

Ecuación de la energía entre 11+300.00 y 11+000.00

$z+d2+hv2 = d1+hv1+hf$ (i)

Geometría en 11+000.00

A= d1.525d² Elev. plantilla= 1724.297
 z= 0.109 m

Sustituyendo datos en (i)

$d2+hv2-hf = 1.430+0.036-0.109 = 1.357$ m

La ecuación se cumple para

d2= 1.430 m hv2= 0.036 m
 A2= 4.548 m² Sf2= 0.0003479
 v2= 0.841 m Sf= 0.0003604
 hf= 0.108 m

Ecuación de la energía entre 11+000.00 y 10+600.00

$z+d2+hv2 = d1+hv1+hf$ (ii)

Geometría en 10+600.00

A= d1.516d² Elev. plantilla= 1724.447
 z= 0.149 m

Sustituyendo datos en (ii)

d2= 1.422 m hv2= 0.038 m
 A2= 4.487 m² Sf2= 0.0003688
 v2= 0.863 m/s Sf= 0.0003584
 hf= 0.143 m

Ecuación de la energía entre 10+600.00 y 10+555.50

$z+d2+hv2 = d1+hv1+hf$ (iii)

Geometría en 10+555.50

A= d1.516d² Elev. plantilla= 1724.464
 z= 0.017 m

Sustituyendo datos en (iii)

$d2+hv2-hf = 1.422+0.038-0.017 = 1.443$

La ecuación se cumple para

d2= 1.421 m hv2= 0.038 m
 A2= 4.487 m² Sf2= 0.0003688
 v2= 0.863 m/s Sf= 0.0003688
 hf= 0.016 m

CAPITULO III. ADECUACION DEL CANAL PRINCIPAL IGNACIO LOPEZ RAYON

S I F O N.

Ecuación de la energía entre 10+555.50 y 10+511.35

Q= 3.874 m³/s

n= 0.018

Ecuación de la energía entre (A) y (B)

$$dB+hvB = dA+hvA+hts+z \dots\dots\dots(iv)$$

hts= pérdidas por expansión = 0.2Δhv

Geometría en (B)

$$A=1.20d \quad z=0.037 \text{ m}$$

Sustituyendo datos en (iv)

$$dB+hvB-hts = 1.421+0.038+0.037 = 1.829$$

La ecuación se cumple para

$$dB= 1.669 \text{ m} \quad hvB= 0.191 \text{ m}$$

$$AB= 2.003 \text{ m}^2 \quad ht= 0.031 \text{ m}$$

$$vB= 1.935 \text{ m/s} \quad SfB= 0.0036134$$

Ecuación de la energía entre (B) y (C)

$$dC+hvC+PC/\gamma = dB+hvB+hs \dots\dots\dots(v)$$

hs= pérdida por cambio brusco de sección= 0.2Δhv

Se conoce por la geometría del sifón

$$dC= 1.570 \text{ m} \quad hvC= 0.216 \text{ m}$$

$$AC= 1.884 \text{ m}^2 \quad SfC= 0.0057796$$

$$vC= 2.057 \text{ m/s} \quad he= 0.005 \text{ m}$$

Sustituyendo datos en (v)

$$PC/\gamma = 1.869+0.191+0.005-1.570-0.216 = 0.079 \text{ m}$$

Ecuación de la energía entre (C) y (D)

$$dD+hvD+PD/\gamma = dC+hvC+PC/\gamma+hf+hc+z \dots\dots\dots(vi)$$

$$PD/\gamma = PC/\gamma+hf+hc+z$$

$$hf= Sfl$$

$$Sf= 0.0057796$$

$$L= 46.52 \text{ m}$$

$$hf= 0.269 \text{ m}$$

hc= pérdida por codos= $nC^2\Delta/90^\circ$

$$C= 0.25 \text{ (coeficiente)}$$

$$n= 2 \text{ codos}$$

$$\Delta= 30^\circ$$

$$hc= 0.062 \text{ m}$$

Sustituyendo datos en (vi)

$$PD/\gamma = 0.079+0.269+0.062+0.063 = 0.473 \text{ m}$$

Ecuación de la energía entre (D) y (E)

$$dE+hvE = dD+hvD+PD/\gamma+he \dots\dots\dots(vii)$$

he= pérdidas por cambio brusco de sección= 0.1Δhv

Sustituyendo datos en (vii)

$$dE+hvE-he = 1.570+0.216+0.473 = 2.259$$

La ecuación se cumple para

$$dE= 2.155 \text{ m} \quad hvE= 0.115 \text{ m}$$

$$AE= 2.586 \text{ m}^2 \quad he= 0.010 \text{ m}$$

$$vE= 1.499 \text{ m/s} \quad SfE= 0.0019967$$

CAPITULO III. ADECUACION DEL CANAL PRINCIPAL IGNACIO LOPEZ RAYON

Ecuación de la energía entre (E) y (F)
 $z+dF+hvF = dE+hvE+h_{te}$ (viii)
 h_{te} = pérdidas por contracción = 0.14hv
 Geometría en (F)
 $A = d+1.516d^2$ $z = 0.70$ m
 Sustituyendo datos en (viii)
 $dF+hvF-h_{te} = 2.155+0.115-0.700 = 1.570$
 La ecuación se cumple para
 $dF = 1.55$ m $h_{vF} = 0.029$ m
 $A_F = 5.192$ m² $h_{te} = 0.009$ m
 $v_F = 0.747$ m/s $S_{FF} = 0.0002501$

Ecuación de la energía entre 10+511.35 y 10+260.00
 $z+d2+hv2 = d1+hv1+h_t$ (ix)
 Geometría en 10+260.00
 $A = d+1.516d^2$ Elev. plantilla= 1724.872
 Sustituyendo datos en (ix)
 $d2+hv2-h_f = 1.550+0.029-0.141 = 1.438$
 La ecuación se cumple para
 $d2 = 1.474$ m $h_{v2} = 0.034$ m
 $A2 = 4.768$ m² $S_{f2} = 0.0003141$
 $v2 = 0.813$ m/s $S_{f2} = 0.0002821$
 $h_f = 0.070$ m

Ecuación de la energía entre 10+260.00 y 10+250.00
 $z+d2+hv2 = d1+hv1+h_t$ (x)
 h_t = pérdida por expansión= 0.2Δhv
 Geometría en 10+250.00
 $A = 2.47d+0.48d^2$ Elev. plantilla = 1724.870
 $z = 0.002$ m
 Sustituyendo datos en (x)
 $d2+hv2-h_t = 1.474+0.034-0.002 = 1.506$
 La ecuación se cumple para
 $d2 = 1.472$ m $h_{v2} = 0.035$ m
 $A2 = 4.676$ m² $S_{f2} = 0.0002924$
 $v2 = 0.829$ m/s $h_t = 0.0002$ m

Ecuación de la energía entre 10+250.00 y 10+190.00
 $z+d2+hv2 = d1+hv1+h_t$ (xi)
 Geometría en 10+190.00
 $A = 2.47d+0.48d^2$ Elev. plantilla= 1724.853
 $z = 0.017$ m
 Sustituyendo datos en (xi)
 $d2+hv2-h_f = 1.472+0.035-0.017 = 1.490$
 La ecuación se cumple para
 $d2 = 1.473$ m $h_{v2} = 0.035$ m
 $A2 = 4.680$ m² $S_{f2} = 0.0002915$
 $v2 = 0.828$ m/s $S_{f2} = 0.0002919$
 $h_f = 0.018$ m

CAPITULO III. ADECUACION DEL CANAL PRINCIPAL IGNACIO LOPEZ RAYON

Para determinar la variación del nivel del agua por efecto de la toma lateral localizada en la estación 10+185.00 para la condición de proyecto, se considerará que éste varía con la misma medida que para la etapa actual, esto es

$$\Delta y = 0.151 \text{ m}$$

Características en 10+185.00

$$d = 1.473 + 0.151 = 1.624 \text{ m}$$

$$A = 2.47 \times 1.624 + 0.48 \times 1.624^2 = 5.277 \text{ m}^2$$

$$Q = 3.874 + 0.5 = 4.374 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$v = 0.829 \text{ m/s}$$

$$hv = 0.035 \text{ m}$$

$$n = 0.018$$

$$S_f = 0.0002685$$

$$\text{Elev. plantilla} = 1724.891$$

Ecuación de la energía entre 10+185.00 y 10+164.75

$$z + d^2 + hv^2 = d_1 + hv_1 + hf \dots\dots\dots(xii)$$

Geometría en 10+164.75

$$A = 2.47d + 0.48d^2 \quad \text{Elev. plantilla} = 1725.072$$

$$z = 0.181 \text{ m}$$

Sustituyendo datos en (xii)

$$d^2 + hv^2 - hf = 1.624 + 0.035 - 0.181 = 1.478$$

La ecuación se cumple para

$$d_2 = 1.437 \text{ m} \quad hv_2 = 0.047 \text{ m}$$

$$A_2 = 4.541 \text{ m}^2 \quad S_f = 0.0004033$$

$$v_2 = 0.963 \text{ m/s} \quad S_f = 0.0003359$$

$$hf = 0.007 \text{ m}$$

Ecuación de la energía entre 10+164.75 (fuera del túnel) y 10+164.75 (dentro del túnel).

$$d^2 + hv^2 = d_1 + hv_1 + h_e \dots\dots\dots(xiii)$$

Geometría en el túnel
 h_e = pérdida por cambio brusco de sección = $0.2hv$

$D = 2.25 \text{ m}$ (sección herradura)

Sustituyendo datos en (xiii)

$$d^2 + hv^2 - h_e = 1.437 + 0.047 = 1.484$$

La ecuación se cumple para

$$d_2 = 1.372 \text{ m} \quad hv_2 = 0.128 \text{ m}$$

$$A_2 = 2.763 \text{ m}^2 \quad S_f = 0.0014734$$

$$v_2 = 1.583 \text{ m/s} \quad h_e = 0.016 \text{ m}$$

De manera similar que para la etapa actual, el perfil de flujo en el desarrollo del túnel se determinará mediante el método de incrementos finitos.

Características del túnel.

$$D = 2.250 \text{ m}$$

$$Q = 4.374 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n = 0.018$$

$$S_o = 0.000878$$

$$\text{Long.} = 1536.35 \text{ m}$$

CAPITULO III. ADECUACION DEL CANAL PRINCIPAL IGNACIO LOPEZ RAYON

Tirante normal $dn = 1.778$ m
 Tirante critico $dc = 0.833$ m

Del análisis por el método de incrementos finitos, se tienen las características a la entrada del túnel

$Q = 4.374$ m³/s $n = 0.018$
 $d = 1.665$ m $hv = 0.085$ m
 $A = 3.377$ m² $Sf = 0.0009034$

Se presenta un perfil de flujo tipo M2 que no llega a normalizarse en la longitud del túnel.

Ecuación de la energía entre 8+628.40 (dentro del túnel) y 8+628.40 (fuera del túnel).

$d_2 + hv_2 = d_1 + hv_1 + h_e$ (xiv)

$h_e =$ pérdidas por cambio brusco de sección = $0.14hv$

Geometría fuera del túnel

$A = 2.47d + 0.48d^2$

Sustituyendo datos en (xiv)

$d_2 + hv_2 - h_e = 1.665 + 0.085 = 1.750$

La ecuación se cumple para

$d_2 = 1.725$ m $hv_2 = 0.030$ m

$A_2 = 5.689$ m² $h_e = 0.005$ m

$v_2 = 0.769$ m/s $Sf_2 = 0.0001733$

Cambio del valor del coeficiente de rugosidad

$n = 0.016$

Ecuación de la energía entre 8+628.40 y 8+453.50

$d_2 + hv_2 = d_1 + hv_1 + hf + z$ (xv)

Geometría en 8+453.50

$A = 2.47d + 0.48d^2$ Elev. plantilla = 1726.243

$z = 0.178$ m

Sustituyendo datos en (xv)

$d_2 + hv_2 - hf = 1.725 + 0.030 + 0.178 = 1.933$

La ecuación se cumple para

$d_2 = 1.935$ m $hv_2 = 0.023$ m

$A_2 = 6.577$ m² $Sf_2 = 0.0001176$

$v_2 = 0.665$ m/s $Sf = 0.0001454$

$hf = 0.025$ m

Ecuación de la energía entre 8+453.50 y 8+440.00

$z + d_2 + hv_2 = d_1 + hv_1 + h_e$ (xvi)

$h_e =$ pérdidas por expansión = $0.2\Delta hv$

Geometría en 8+440.00

$A = 1.514d + 1.53d^2$ Elev. plantilla = 1726.251

$z = 0.006$ m

Sustituyendo datos en (xvi)

$d_2 + hv_2 - h_e = 1.935 + 0.023 - 0.008 = 1.950$

La ecuación se cumple para

$d_2 = 1.939$ m $hv_2 = 0.013$ m

$A_2 = 8.696$ m² $h_e = 0.001$ m

$v_2 = 0.503$ m/s $Sf = 0.0000639$

CAPITULO III. ADECUACION DEL CANAL PRINCIPAL IGNACIO LOPEZ RAYON

Ecuación de la energía entre 8+440.00 y 8+364.90
 $z+d2+hv2 = d1+hv1+hf$ (xvii)

Geometría en 8+364.90
 $A=1.514d+1.53d^2$ Elev. plantilla= 1726.305
 $z = 0.054$ m

Sustituyendo datos en (xvii)
 $d2+hv2-hf = 1.939+0.013-0.054 = 1.898$

La ecuación se cumple para
 $d2 = 1.889$ m $hv2 = 0.014$ m
 $A2 = 8.334$ m² $Sf2 = 0.0000716$
 $v2 = 0.525$ m/s $Sf = 0.0000678$
 $hf = 0.005$ m

Análisis de la represa localizada en la estación 8+364.90

Se utilizará el valor del coeficiente de gasto obtenido para la etapa actual, esto es
 $C = 0.957$

La variación del nivel del agua es
 $\Delta H = Q^2 / (C^2 A^2 g)$
 $A = 2 \times 0.65 \times 1.889 = 2.456$ m²
 $Q = 4.374$ m³/s
 $\Delta H = 0.176$ m

Características aguas arriba de la represa

$Q = 4.374 + 0.2 = 4.574$ m³/s
 $d2 = 1.889 + 0.176 = 2.065$ m
 $A2 = 9.659$ m²
 $v2 = 0.474$ m/s
 $hv2 = 0.011$ m
 $Sf = 0.0000528$
 $n = 0.016$

Ecuación de la energía entre 8+364.90 y 8+133.90

$z+d2+hv2 = d1+hv1+hf$ (xviii)

Geometría en 8+133.90
 $A=1.514d+1.53d^2$ Elev. plantilla= 1726.425
 $z = 0.12$ m

Sustituyendo datos en (xviii)
 $d2+hv2-hf = 2.065+0.011-0.12 = 1.956$

La ecuación se cumple para
 $d2 = 1.956$ m $hv2 = 0.014$ m
 $A2 = 8.823$ m² $Sf2 = 0.0000672$
 $v2 = 0.518$ m/s $Sf = 0.00006$
 $hf = 0.014$ m

Ecuación de la energía entre 8+133.90 y 8+108.00

$z+d2+hv2 = d1+hv1+hfs$ (xix)

$hfs = \text{pérdidas por expansión} = 0.2\Delta hv$

Geometría en 8+108.00
 $A=2.25d$ Elev. plantilla= 1726.439
 $z = 0.014$ m

CAPITULO III. ADECUACION DEL CANAL PRINCIPAL IGNACIO LOPEZ RAYON

Sustituyendo datos en (xix)

$$d2+hv2-hts = 1.956+0.014-0.014 = 1.956$$

La ecuación se cumple para

$$\begin{aligned} d2 &= 1.907 \text{ m} & hv2 &= 0.058 \text{ m} \\ A2 &= 4.291 \text{ m}^2 & hts &= 0.009 \text{ m} \\ v2 &= 1.066 \text{ m/s} & Sf2 &= 0.0004615 \end{aligned}$$

Ecuación de la energía entre 8+108.00 y 8+082.70
(PUENTE CANAL)

$$z+d2+hv2 = d1+hv1+hf \dots\dots\dots(xx)$$

Geometría en 8+082.70

$$\begin{aligned} A &= 2.25d & \text{Elev. plantilla} &= 1726.454 \\ z &= 0.015 \text{ m} \end{aligned}$$

Sustituyendo datos en (xx)

$$d2+hv2-hf = 1.907+0.058-0.015 = 1.950$$

La ecuación se cumple para

$$\begin{aligned} d2 &= 1.904 \text{ m} & hv2 &= 0.058 \text{ m} \\ A2 &= 4.284 \text{ m}^2 & Sf2 &= 0.0004633 \\ v2 &= 1.068 \text{ m/s} & hf &= 0.0004624 \\ & & hf &= 0.012 \text{ m} \end{aligned}$$

Ecuación de la energía entre 8+082.70 y 8+080.00

$$z+d2+hv2 = d1+hv1+hte \dots\dots\dots(xxi)$$

$$hte = \text{pérdidas por contracción} = 0.14hv$$

Geometría en 8+080.00

$$\begin{aligned} A &= 1.5d+1.523d^2 & \text{Elev. plantilla} &= 1726.455 \\ z &= 0.001 \text{ m} \end{aligned}$$

Sustituyendo datos en (xxi)

$$d2+hv2-hte = 1.904+0.058-0.001 = 1.961$$

La ecuación se cumple para

$$\begin{aligned} d2 &= 1.951 \text{ m} & hv2 &= 0.014 \text{ m} \\ A2 &= 8.731 \text{ m}^2 & hte &= 0.004 \text{ m} \\ v2 &= 0.524 \text{ m/s} & Sf2 &= 0.000069 \end{aligned}$$

Ecuación de la energía entre 8+080.00 y 8+000.00

$$z+d2+hv2 = d1+hv1+hf \dots\dots\dots(xxii)$$

Geometría en 8+000.00

$$\begin{aligned} A &= 1.5d+1.523d^2 & \text{Elev. plantilla} &= 1726.501 \\ z &= 0.006 \text{ m} \end{aligned}$$

Sustituyendo datos en (xxii)

$$d2+hv2-hf = 1.951+0.014-0.006 = 1.960$$

La ecuación se cumple para

$$\begin{aligned} d2 &= 1.952 \text{ m} & hv2 &= 0.014 \text{ m} \\ A2 &= 8.731 \text{ m}^2 & Sf2 &= 0.000069 \\ v2 &= 0.524 \text{ m/s} & Sf &= 0.000069 \\ & & hf &= 0.006 \text{ m} \end{aligned}$$

III.6 ADECUACIONES PROPUESTAS PARA EL CANAL.

Una vez conocida la sobreelevación de la corona del revestimiento, se pueden proponer las adecuaciones constructivas para esta nueva etapa del canal.

CAPITULO III. ADECUACION DEL CANAL PRINCIPAL IGNACIO LOPEZ RAYON

Primeramente y de acuerdo con las secciones topográficas, se determina la sección tipo con la que originalmente se construyó el canal (Figura No. 5). Como es de esperarse, esta sección ha sufrido modificaciones debido principalmente a su uso. Por lo cual, las adecuaciones propuestas serán tales que se busque darle al canal la sección tipo con que originalmente fué construido, considerando la sobreelevación necesaria.

Para el revestimiento, se propone hacer una demolición de aproximadamente 30 centímetros a partir de la corona del bordo existente. Esto tiene como finalidad ligar el colado del revestimiento que alcance el nivel del bordo sobreelevado. El espesor del revestimiento es de 7 centímetros, con concreto que tenga una $f'c$ de 210 Kg/cm² a los 28 días de colado.

Debido a la posición del terreno natural y de acuerdo con la sección de que se trate, se hace necesario colocar un respaldo que proporcione estabilidad suficiente al revestimiento durante su colado; esto se propone lograrse mediante un relleno de concreto pobre (Figura No. 6).

De acuerdo con la sección tipo, todo canal principal debe contar con un camino paralelo a su eje cuya función es la de ser la vía transitable de comunicación que ligue las parcelas de cultivo localizadas en las márgenes del canal con los principales centros de distribución de la producción, así como servir de camino para operación y conservación del canal. La adecuación propuesta contempla la restauración del camino existente, ya que según las secciones topográficas, su estado no es ideal.

Para realizar esta restauración se hace necesario el movimiento de terracerías a todo lo largo del canal; se le proporcionará al camino su nueva elevación (en relación con la sobreelevación del canal) mediante terraplenes realizados a base de relleno compactado al 95 % de la prueba próctor.

Los materiales necesarios para estas adecuaciones se obtendrán de bancos de préstamo localizados en las cercanías de la zona.

III.7 PRESENTACION DE RESULTADOS.

Integrando los resultados obtenidos tanto para la revisión hidráulica como para el análisis de funcionamiento para la etapa de proyecto, se presentan los siguientes esquemas en los cuales se muestra:

- a) Trazo de la planta del canal en tramos de 2 Km. (figuras 7 a 12).
- b) Perfil desarrollado por el eje del canal, indicando la rasante, el nivel de la superficie libre del agua

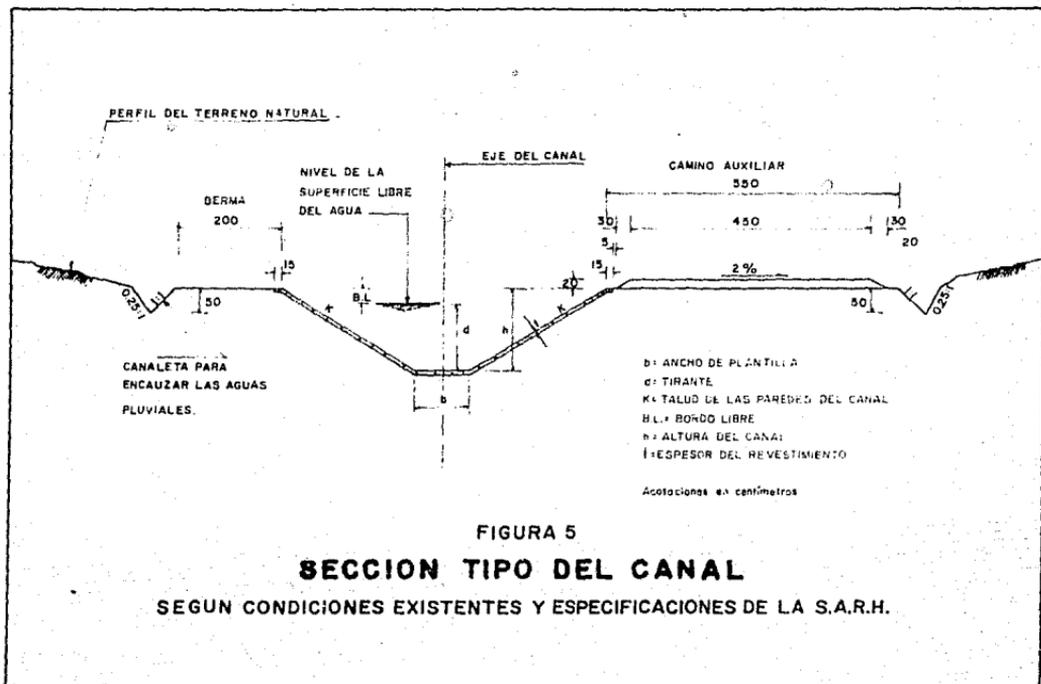
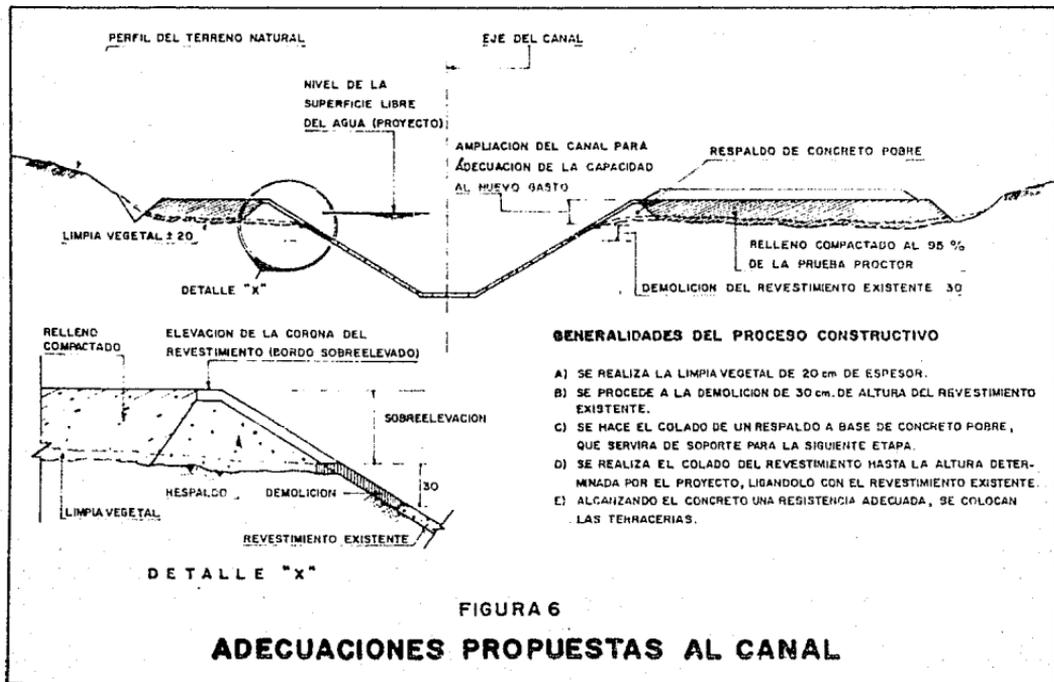
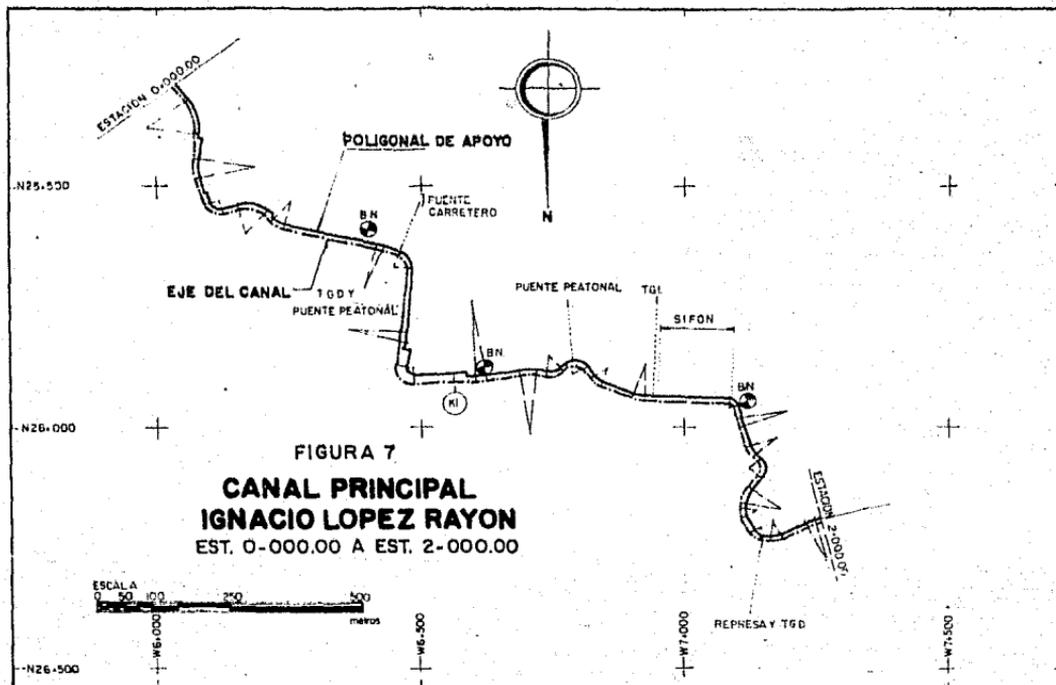


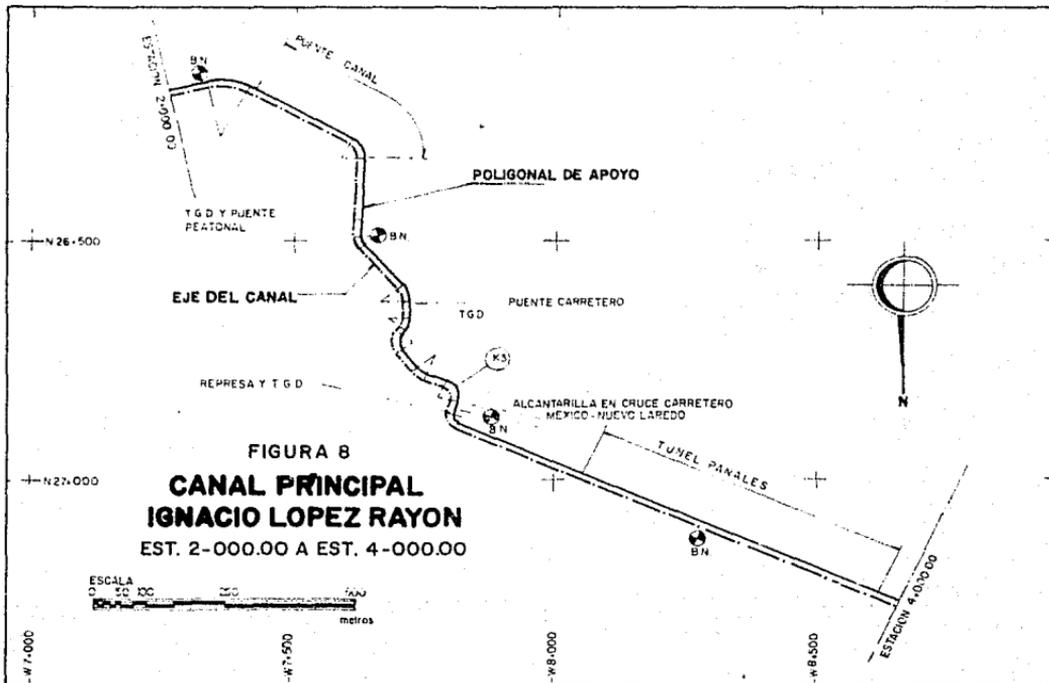
FIGURA 5

SECCION TIPO DEL CANAL

SEGUN CONDICIONES EXISTENTES Y ESPECIFICACIONES DE LA S.A.R.H.







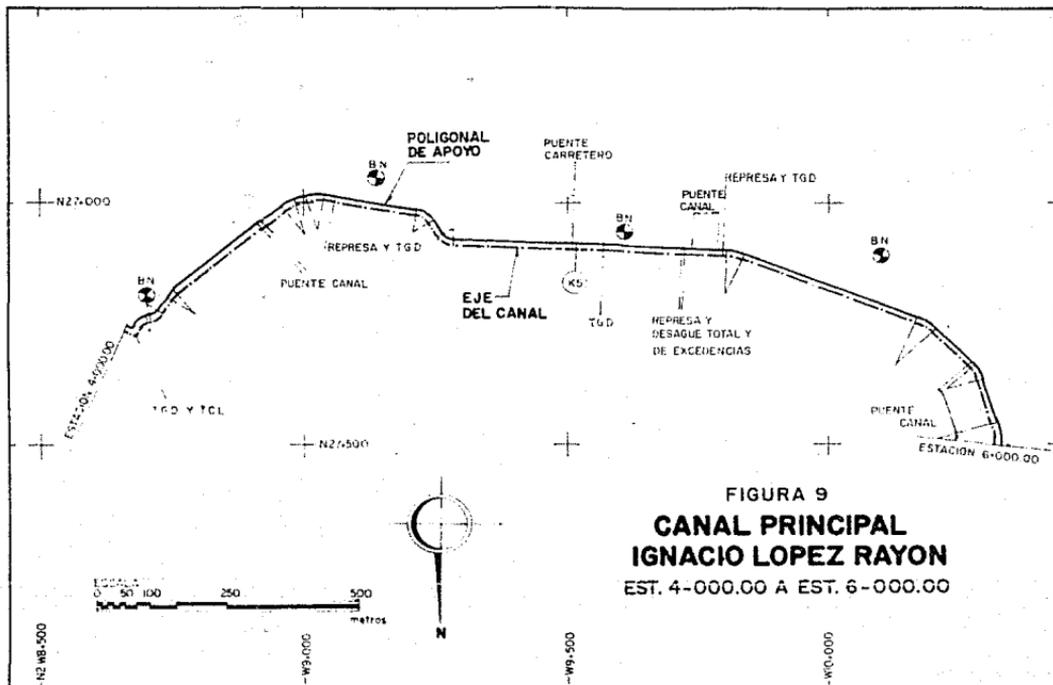
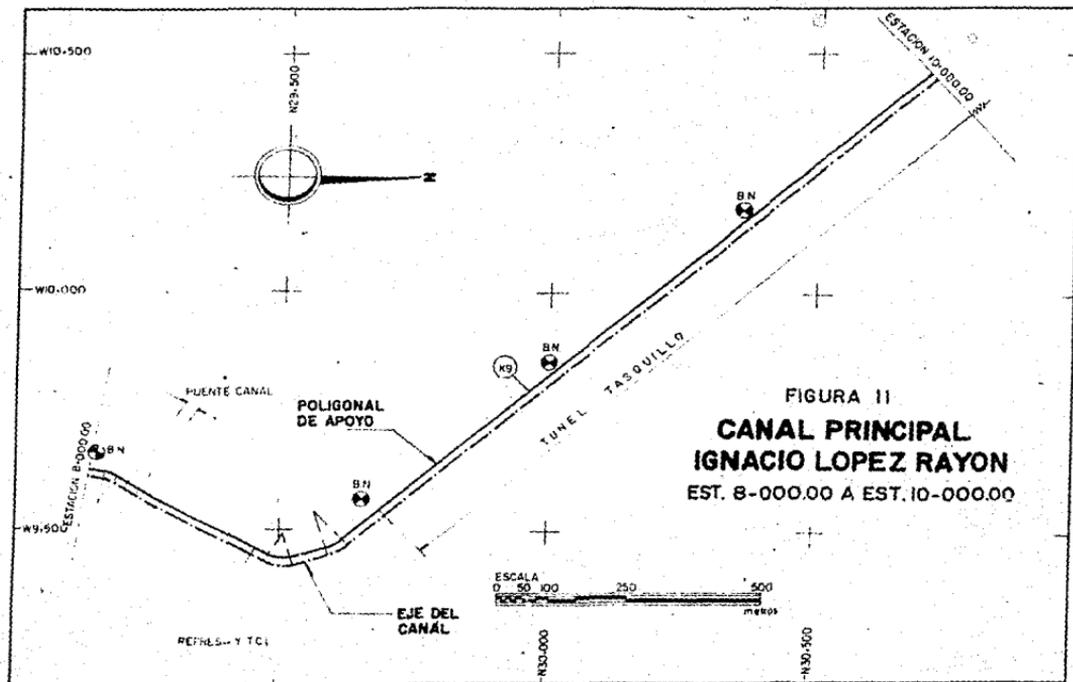
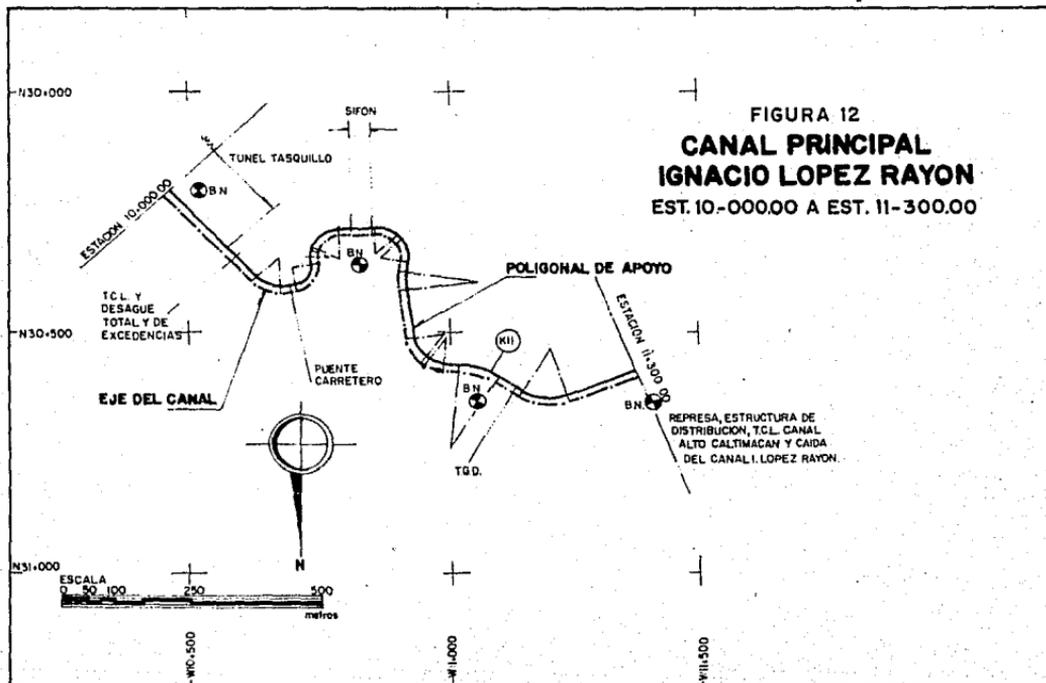


FIGURA 9
CANAL PRINCIPAL
IGNACIO LOPEZ RAYON
EST. 4-000.00 A EST. 6-000.00

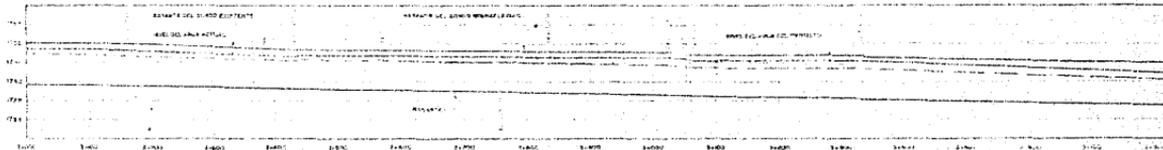






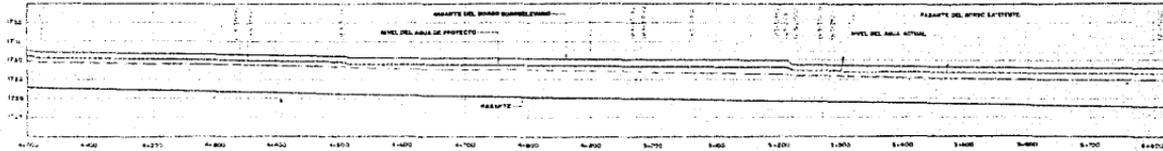
ESTRUCTURAS EXISTENTES

- 1. PASANTE DEL BARRIO BARRIO LA ALFA
- 2. PASANTE DEL BARRIO EXISTENTE
- 3. PASANTE DEL BARRIO BARRIO LA ALFA
- 4. PASANTE DEL BARRIO EXISTENTE
- 5. PASANTE DEL BARRIO BARRIO LA ALFA
- 6. PASANTE DEL BARRIO EXISTENTE



ESTRUCTURAS EXISTENTES

- 1. PASANTE DEL BARRIO BARRIO LA ALFA
- 2. PASANTE DEL BARRIO EXISTENTE
- 3. PASANTE DEL BARRIO BARRIO LA ALFA
- 4. PASANTE DEL BARRIO EXISTENTE
- 5. PASANTE DEL BARRIO BARRIO LA ALFA
- 6. PASANTE DEL BARRIO EXISTENTE

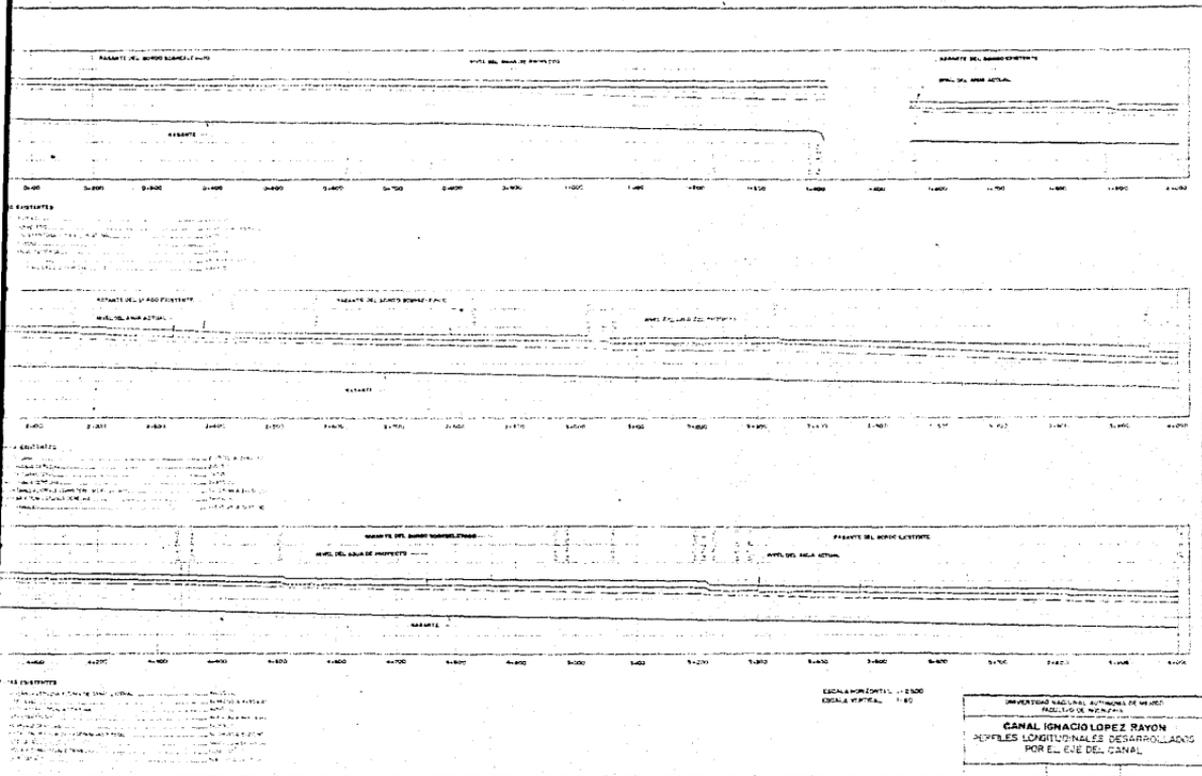


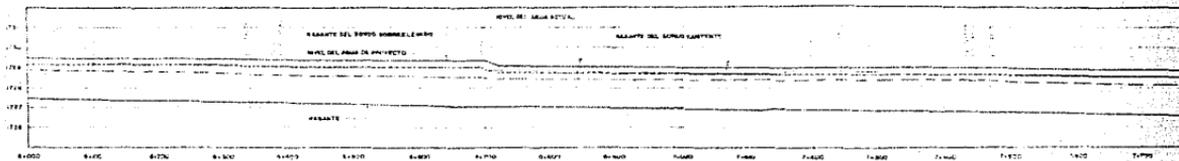
ESTRUCTURAS EXISTENTES

- 1. PASANTE DEL BARRIO BARRIO LA ALFA
- 2. PASANTE DEL BARRIO EXISTENTE
- 3. PASANTE DEL BARRIO BARRIO LA ALFA
- 4. PASANTE DEL BARRIO EXISTENTE
- 5. PASANTE DEL BARRIO BARRIO LA ALFA
- 6. PASANTE DEL BARRIO EXISTENTE

ESCALA HORIZONTAL: 1:400
ESCALA VERTICAL: 1:40

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
CANAL IGNACIO LO
PERFILES LONGITUDINALES
POR EL EJE DE...





ESTRUCTURAS EXISTENTES

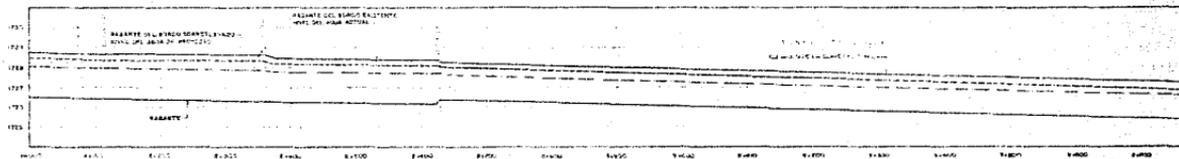
1. Se han verificado los datos de terreno y se ha encontrado que el terreno es firme y estable, no se ha detectado ninguna anomalía que pueda afectar la estabilidad de la obra.

2. Se ha verificado el estado de las estructuras existentes y se ha encontrado que están en buen estado de conservación y no requieren reparaciones.

3. Se ha verificado el estado de los materiales y se ha encontrado que son adecuados para el tipo de obra que se va a realizar.

4. Se ha verificado el estado de los equipos y se ha encontrado que están en buen estado de conservación y no requieren reparaciones.

5. Se ha verificado el estado de los recursos humanos y se ha encontrado que son adecuados para el tipo de obra que se va a realizar.



ESTRUCTURAS EXISTENTES

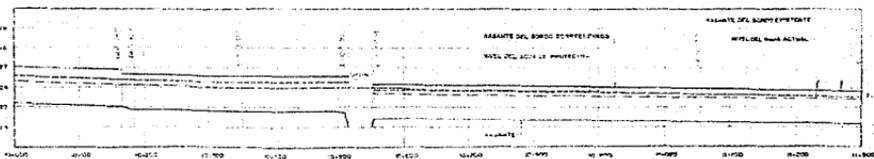
1. Se han verificado los datos de terreno y se ha encontrado que el terreno es firme y estable, no se ha detectado ninguna anomalía que pueda afectar la estabilidad de la obra.

2. Se ha verificado el estado de las estructuras existentes y se ha encontrado que están en buen estado de conservación y no requieren reparaciones.

3. Se ha verificado el estado de los materiales y se ha encontrado que son adecuados para el tipo de obra que se va a realizar.

4. Se ha verificado el estado de los equipos y se ha encontrado que están en buen estado de conservación y no requieren reparaciones.

5. Se ha verificado el estado de los recursos humanos y se ha encontrado que son adecuados para el tipo de obra que se va a realizar.



ESTRUCTURAS EXISTENTES

1. Se han verificado los datos de terreno y se ha encontrado que el terreno es firme y estable, no se ha detectado ninguna anomalía que pueda afectar la estabilidad de la obra.

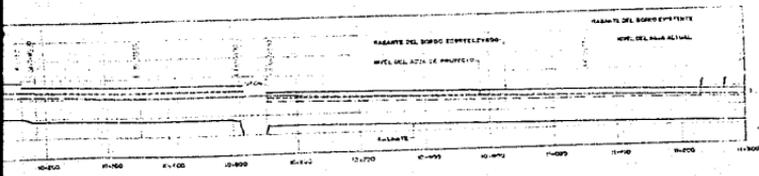
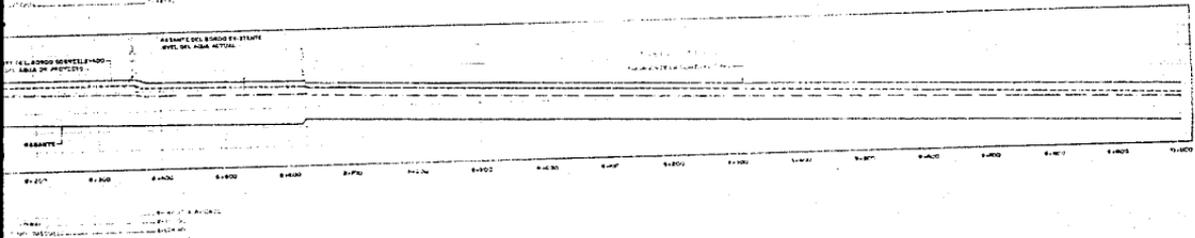
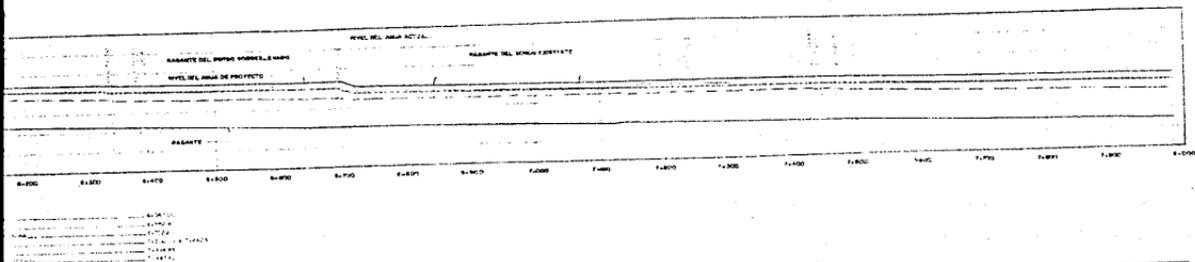
2. Se ha verificado el estado de las estructuras existentes y se ha encontrado que están en buen estado de conservación y no requieren reparaciones.

3. Se ha verificado el estado de los materiales y se ha encontrado que son adecuados para el tipo de obra que se va a realizar.

4. Se ha verificado el estado de los equipos y se ha encontrado que están en buen estado de conservación y no requieren reparaciones.

5. Se ha verificado el estado de los recursos humanos y se ha encontrado que son adecuados para el tipo de obra que se va a realizar.

ESCALA HORIZONTAL: 1:2500
ESCALA VERTICAL: 1:50



ESCALA HORIZONTAL 1:500
ESCALA VERTICAL 1:50

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA
CANAL IGNACIO LÓPEZ RAYÓN
PERFILES LONGITUDINALES DESARROLLADOS
POR EL CUE DEL CANAL

CAPITULO III. ADECUACION DEL CANAL PRINCIPAL IGNACIO LOPEZ RAYON

y de la corona del revestimiento, correspondientes a la condición existente y al proyecto, indicando la sobreelevación necesaria en cadenamientos definidos a cada 20 metros. (planos 1 y 2).

c) Localización de las estructuras.

capitulo

IV

**ADECUACION DE
ESTRUCTURAS
EXISTENTES EN EL
CANAL.**

CAPITULO IV. ADECUACION DE ESTRUCTURAS EXISTENTES EN EL CANAL

IV.1 CLASIFICACION DE LAS ESTRUCTURAS EXISTENTES EN EL CANAL.

Al definir una zona de riego como una unidad agricola que cuenta con los recursos suficientes para efectuar el riego de las tierras comprendidas dentro de ella, se incluye en ellos el conjunto de obras que permiten el funcionamiento integral y satisfactorio del sistema.

En forma general, estas estructuras desempeñan funciones tales como la captación, almacenamiento, conducción y distribución del agua requerida en el riego, así como funciones de protección, por lo que se han clasificado principalmente por la función que desempeñan, no obstante existir otras clasificaciones que considerara otros aspectos.

De esta forma, las estructuras que se utilizan en todo canal se incluyen en tres grupos:

- 1) Estructuras de distribución, regulación y/o control de gasto.
- 2) Estructuras de cruce.
- 3) Estructuras de protección.

Las estructuras de distribución, regulación y/o control de gasto son aquellas que permiten la derivación y regulación de una parte del gasto que conduce el canal hasta el sitio en el que es requerido dicho caudal, así como las que permiten controlar los niveles del agua de acuerdo con las condiciones de operación.

Según la relación de estructuras existentes en el canal López Rayón, quedan comprendidas dentro de éste grupo las siguientes:

- a) 7 represas de dos compuertas.
- b) 1 represa de una compuerta.
- c) 1 estructura distribuidora (distribución del gasto para el canal Alto Caltimacán y continuación del canal López Rayón, aguas abajo de la estación 11+300.00).
- d) 13 tomas granja.
- e) 4 tomas laterales.

Las estructuras de cruce tienen como principal función vencer obstáculos tales como ríos, depresiones naturales, otros canales o drenes, permitiendo el paso del flujo por encima o por debajo de ellos. Si la rasante del obstáculo está a mayor elevación que la que alcanza la superficie libre del agua, generalmente se utilizan alcantarillas o puentes; si el nivel de la super-

CAPITULO IV. ADECUACION DE ESTRUCTURAS EXISTENTES EN EL CANAL

ficie libre del agua es mayor que la rasante del cruzamiento, se pueden utilizar los puentes canal o sifones invertidos.

Las estructuras de cruce con vías de comunicación responden a la necesidad de establecer una continuidad entre las vías de comunicación y transporte que pudiera cruzar en su desarrollo el canal, así como la de permitir el paso de una margen a otra.

También se pueden incluir dentro de éste grupo de estructuras el caso de aquellas obras mediante las cuales se cruza a través de un accidente topográfico, como un cerro, siendo éste el caso de los túneles.

Agrupando este tipo de estructuras, en el canal se encuentran:

- a) 2 sifones invertidos.
- b) 6 puentes canal.
- c) 1 alcantarilla.
- d) 2 túneles.
- e) 3 puentes peatonales.
- f) 6 puentes vehiculares.

Las estructuras de protección y excedencias se construyen para dar salida a las aguas sobrantes en el canal, proporcionando así protección aguas abajo contra posibles desbordamientos. Constituyen éste tipo de estructuras los desagües parciales o de excedencias (con vertedores laterales, compuertas o vertedores de sifón), o bien, desagües totales a base de compuertas. El canal Ignacio López Rayón cuenta con dos estructuras de este tipo.

IV.2 DETERMINACION DE LAS CARACTERISTICAS DE OPERACION DE LAS ESTRUCTURAS.

La determinación de las características de operación de cada tipo de estructuras está basada, al igual que para el canal, en su comportamiento hidráulico actual definido por las secciones topográficas y datos de campo obtenidos.

Los parámetros que intervienen en el funcionamiento hidráulico se determinaron ajustando el comportamiento teórico de cada estructura con el comportamiento real.

IV.3 BASES PARA LA ADECUACION.

Las medidas constructivas que constituyen la adecuación de las estructuras dependen de su tipo y se describen según sea el caso, pero en forma general están fundamentadas en las siguientes bases:

CAPITULO IV. ADECUACION DE ESTRUCTURAS EXISTENTES EN EL CANAL

- Las características geométricas de las estructuras se conservarán, aceptando la solución descrita a continuación, que las divide en dos grupos:
 - a) Estructuras para las cuales se revisará su capacidad actual en relación con el gasto de proyecto, siendo estas estructuras los sifones, la alcantarilla y los túneles. Debido a las condiciones de estas obras, modificaciones en su geometría originarían grandes costos que cuestionarían su adecuación en relación a la construcción de nuevas estructuras, por lo cual se revisó su capacidad para determinar si la sección existente es suficiente para cumplir con los requerimientos del proyecto sin provocar grandes irregularidades en el perfil del flujo, y
 - b) Estructuras para las cuales se admite la sobre-elevación de la sección existente de acuerdo con el nuevo nivel del agua.
- Los revestimientos existentes de las estructuras se demolerán una altura de 30 centímetros aproximadamente a partir de la corona del bordo, con la finalidad tanto de ligar el acero de refuerzo como de procurar una unión monolítica del concreto para la sobre-elevación de los muros.

A continuación se describen las estructuras que existen en el canal, definiendo sus características operacionales, su funcionamiento hidráulico para el proyecto y las adecuaciones requeridas.

IV.4 ESTRUCTURAS DE DISTRIBUCION, REGULACION Y/O CONTROL DE GASTO.

IV.4.1 REPRESAS.

Las represas son estructuras que se proyectan y construyen con el fin tanto de controlar los caudales como el de mantener los niveles de agua necesarios para facilitar su derivación a otros canales o tomas que se localicen aguas arriba.

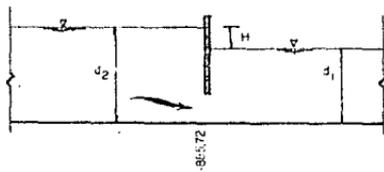
Están formadas por una reducción del área hidráulica, mediante elementos que pueden permitir el paso del flujo por la parte superior (agujas y vertedores) o por la parte inferior (compuertas).

Las compuertas consisten en placas (usualmente metálicas) que se deslizan y apoyan en marco rígidos de acero estructural mediante un vástago o tornillo y un mecanismo elevador, cuya operación se realiza desde la losa de maniobras.

CAPITULO IV. ADECUACION DE ESTRUCTURAS EXISTENTES EN EL CANAL

El funcionamiento hidráulico de una represa se analiza considerando que la reducción del área hidráulica funciona como orificio. Las dimensiones de las compuertas se diseñan de acuerdo con los niveles necesarios para el funcionamiento de las tomas.

La metodología siguiente ilustra la forma en la cual se determinó el funcionamiento de las represas, analizando la que se encuentra ubicada en la estación 1+885.72



De la fórmula de orificios:

$$Q = CdA\sqrt{2gH} \dots\dots\dots(i)$$

De acuerdo con las secciones topográficas, se tienen como datos:

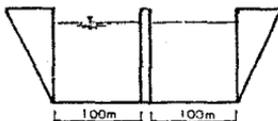
$$Q = 4.253 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$d1 = 1.520 \text{ m}$$

$$d2 = 1.670 \text{ m}$$

$$H = 1.670 - 1.520 = 0.15 \text{ m}$$

Geometría de la represa



Represa de dos compuertas.

Ancho de compuerta $b = 1 \text{ m}$.

$$A = 2 \times 1 \times 1.52 = 3.04 \text{ m}^2$$

Despejando Cd de la ecuación (i) y sustituyendo datos

$$Cd = Q/A\sqrt{2gH} = 4.253/[3.04\sqrt{19.62 \times 0.15}] = 0.816$$

El coeficiente de gasto puede variar en el intervalo $0.6 < Cd < 1$ por lo cual se acepta el valor encontrado

Conocido el valor de Cd se aplica para la condición de proyecto, esto es

$$Q = 4.253 + 1.54 = 5.793 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$d1 = 1.752 \text{ m}$ (obtenido del funcionamiento hidráulico para la condición de proyecto).

CAPITULO IV. ADECUACION DE ESTRUCTURAS EXISTENTES EN EL CANAL

$$A = 2 \times 1 \times 1.752 = 3.504 \text{ m}^2$$

$$C_d = 0.816$$

Despejando H de la ecuación del gasto para orificios y sustituyendo datos, tenemos:

$$H = [Q / (C_d A)]^2 / 2g = [5.793 / (0.816 \times 3.504)]^2 / 19.62 = 0.209 \text{ m}$$

Por lo tanto

$$d_2 = 1.752 + 0.209 = 1.961 \text{ m}$$

Características aguas arriba de la represa

$$d_2 = 1.961 \text{ m}$$

$$A_2 = 2.5 \times 1.961 + 0.51 \times 1.961^2 = 6.864 \text{ m}^2$$

$$Q = 5.793 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$v_2 = 0.844 \text{ m/s}$$

$$h_v = 0.036 \text{ m}$$

$$n = 0.015$$

$$S_f = 0.0001615$$

Con estas características se puede continuar con el funcionamiento hidráulico aguas arriba de la represa.

Realizando en el mismo análisis para cada una de las represas localizadas en el canal, se obtiene la siguiente tabla que muestra las características de cada una.

ESTACION	# comp	b (m)	G A S T O (m ³ /s)		C _d	H (m)	
			actual	proyecto		actual	proyecto
1+885.72	2	1.00	4.253	5.793	0.81	0.150	0.209
3+060.00	2	1.05	4.111	5.651	0.84	0.133	0.178
4+510.00	2	1.00	3.564	5.104	0.87	0.107	0.165
5+204.80	2	0.89	3.517	5.057	0.93	0.109	0.190
5+290.00	2	1.00	3.470	5.010	0.74	0.283	0.497
6+702.20	1	1.50	3.375	4.915	0.87	0.167	0.259
7+487.60	2	1.00	3.034	4.574	0.70	0.119	0.201
8+360.00	2	0.65	2.834	4.374	0.96	0.130	0.176

Adecuaciones requeridas.

Como consecuencia de la sobreelovación del nivel del agua en el canal, se hace necesario demoler la losa de operación existente y construir otra losa a la elevación adecuada según el proyecto.

En lo referente a las compuertas se propone conservar el ancho de la hoja existente y por tanto, el marco estructural existente se aprovechará, requiriéndose aumentar la altura de ambos elementos. Este aumento se proporcionará soldando una placa metálica a la hoja existente; asimismo, el vástago del mecanismo

CAPITULO IV. ADECUACION DE ESTRUCTURAS EXISTENTES EN EL CANAL

elevador y el marco estructural se aumentarán soldando perfiles metálicos con las dimensiones correspondientes a la sobreelevación y con las especificaciones constructivas de la sección existente (figs. 13 y 14)

IV.4.2 ESTRUCTURA DE DISTRIBUCION LOPEZ RAYON ALTO/CALTIMACAN.

Esta estructura está localizada en la estación 11+300.00 del canal López Rayón; consiste en una represa que controla el gasto que habrá de derivarse por el canal Alto Caltimacán y una caída que corresponde a la continuación del canal López Rayón. Esta estructura cuenta además con un tanque sedimentador.

El funcionamiento hidráulico de esta estructura se muestra en el capítulo anterior, ya que su estudio formó parte importante dentro del comportamiento hidráulico del propio canal.

Adecuaciones requeridas.

Al igual que para el caso de las represas, la sobreelevación del nivel medio del agua se hace necesario que la altura de las compuertas de la represa se aumente, siguiendo el procedimiento descrito.

Es hasta este punto donde se planea la adecuación del canal López Rayón, razón por la cual las condiciones actuales aguas abajo de la caída no se modificarán; así las condiciones aguas abajo de la represa, ya que esto constituye otra etapa del proyecto general, la adecuación del canal Alto Caltimacán.

Con respecto a la caída, las adecuaciones requeridas tienen la finalidad de que con el nivel del agua sobreelevado, ésta trabaje con el gasto con el que opera actualmente (fig.15).

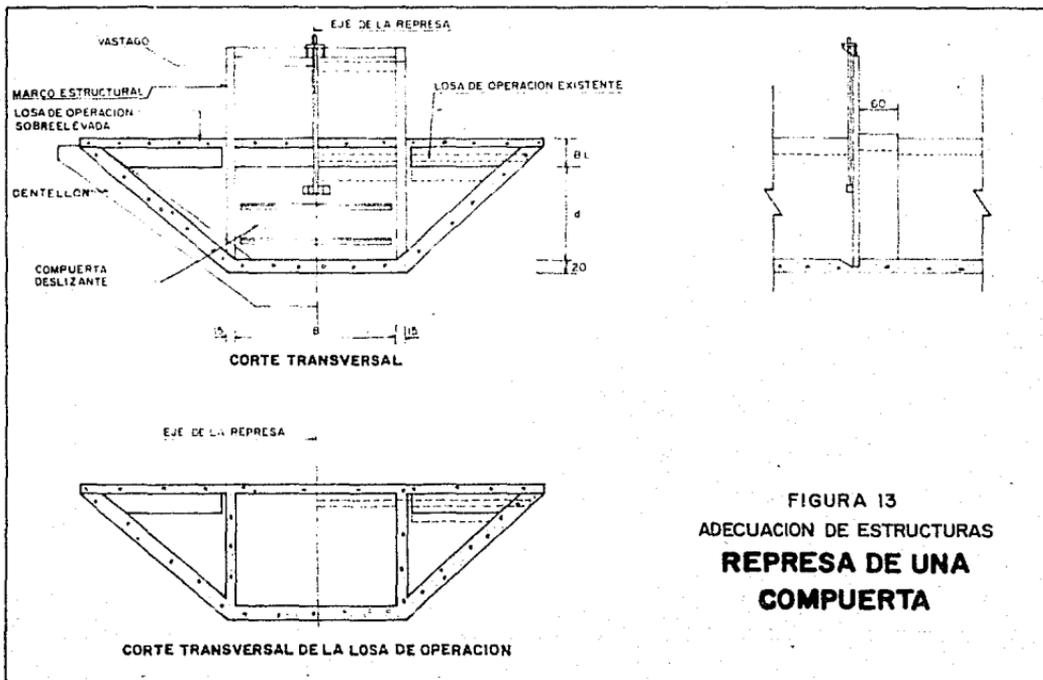
IV.4.3 TOMAS GRANJA Y TOMAS LATERALES.

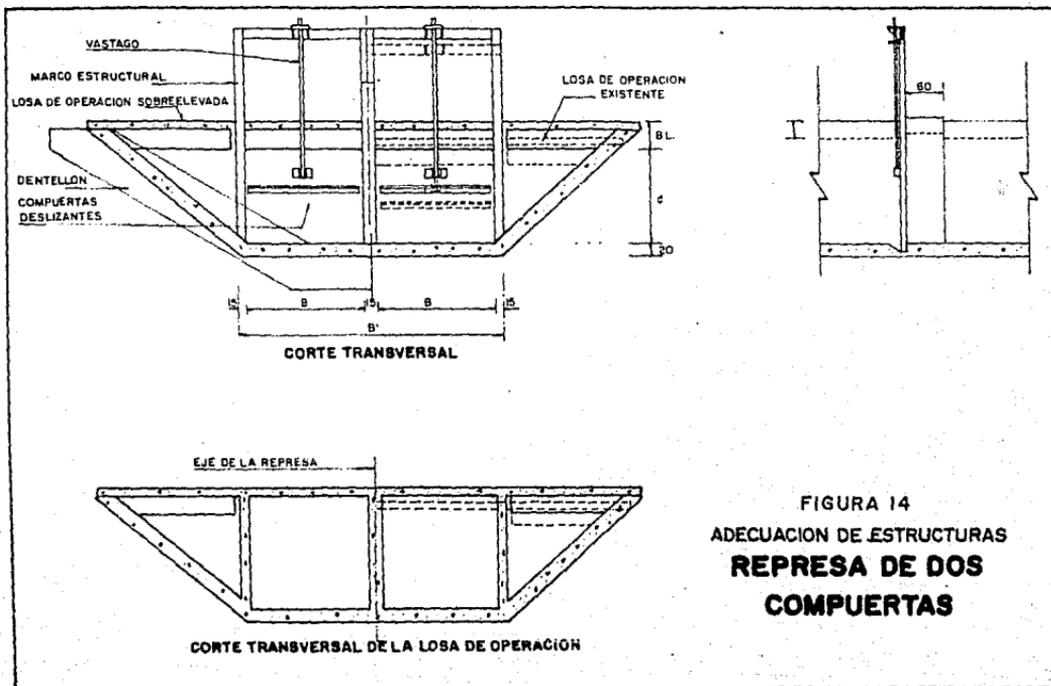
Las obras de toma parcelaria o tomas granja son estructuras consistentes en un conducto a través del cual se deriva parte del gasto que transporta el canal para conducirlo hasta las parcelas en donde se requiere.

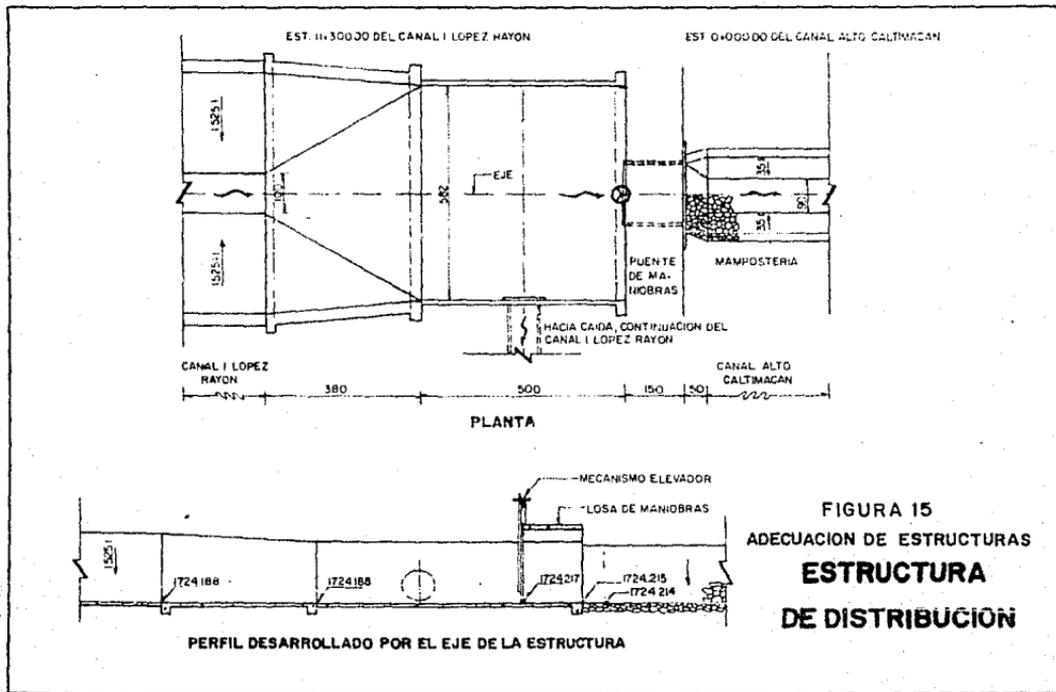
Las tomas están formadas por una caja de entrada, una compuerta generalmente del tipo Miller, un conducto y una caja de salida.

Una toma granja extrae agua del canal para conducirla a las parcelas localizadas en las márgenes del canal; el diámetro del conducto -formado por tramos completos de concreto de un metro de longitud- es frecuentemente de 45 centímetros.

Una toma lateral conduce el agua extraída hasta un sistema de distribución secundario que la llevará a zonas de cultivo más alejadas; el diámetro de la tubería en éste proyecto







CAPITULO IV. ADECUACION DE ESTRUCTURAS EXISTENTES EN EL CANAL

es de 51 centímetros, por lo cual el gasto que se extrae mediante una toma lateral es mayor que el extraído por una toma granja.

La compuerta deslizante tipo Miller consiste en una placa circular operada mediante un mecanismo elevador a través de un vástago que controla el gasto del conducto. Su comportamiento hidráulico corresponde al de un orificio.

El diseño de las obras de toma está tipificado, por lo que el control y regulación de extracciones está claramente definido en función de la carga hidráulica en el canal.

El gasto que se extrae en cada toma lateral y toma granja existente en el canal se determinó según lo descrito en el capítulo anterior. En general, las tomas trabajan con un incremento de carga igual a la sobreelevación de los tirantes, por lo que los orificios estarán sobrados hidráulicamente, regulando el gasto extraído de acuerdo con la ley de operación de las compuertas.

Adecuaciones requeridas.

Desde el punto de vista estructural, se requiere aumentar la altura del vástago, sobreelevando la losa de operación y el revestimiento. Las modificaciones anteriores obligan a la demolición o remoción de un tramo de la tubería de concreto, lo que determina desplazar la caja de entrada de la toma (fig. 16).

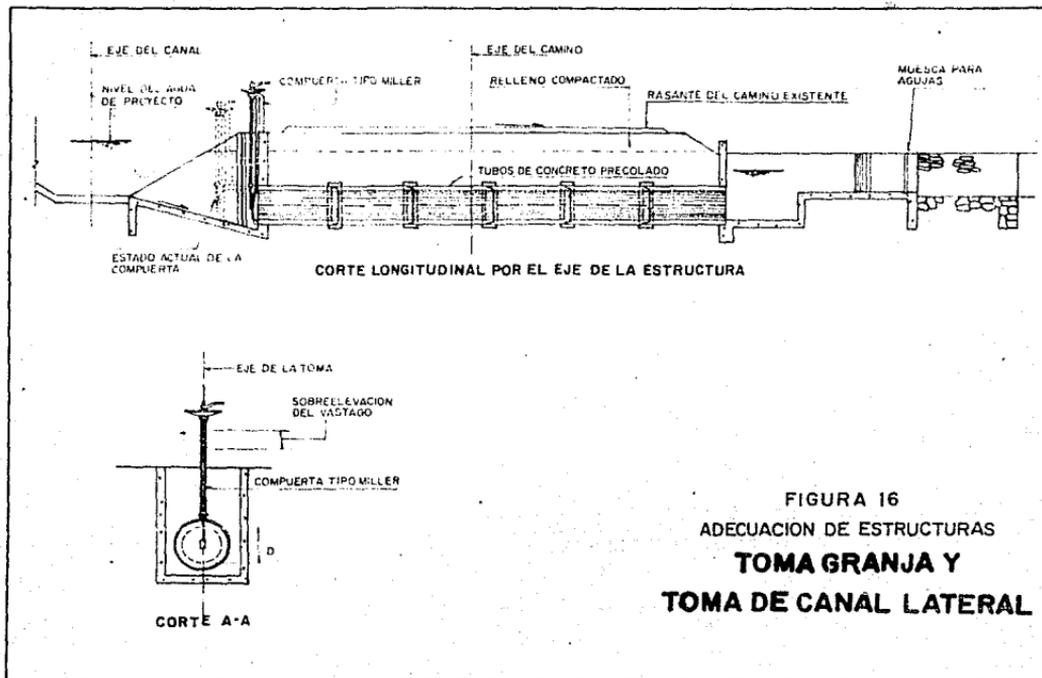
IV.5 ESTRUCTURAS DE CRUCE.

IV.5.1 SIFONES INVERTIDOS.

Dentro de este tipo de estructuras, los sifones integran la solución alternativa de los puentes canal para salvar algún accidente topográfico u obstáculo, utilizándose cuando el nivel de la superficie libre del agua es mayor que la rasante del cruzamiento y no existe el espacio suficiente para permitir el paso de vehículos o el paso del agua. Es necesario aclarar que el uso de una estructura en especial se acepta cuando se han realizado anteproyectos de varias alternativas que permitan escoger la más económica y funcional.

Los sifones son conductos generalmente de sección rectangular o circular que permiten el paso del flujo por debajo del obstáculo, o ajustándose en cierta medida a la configuración del terreno. El desnivel entre los gradientes de energía a la entrada y salida de la estructura debe de ser igual al total de las pérdidas de energía que se tienen en su desarrollo.

Para el caso de los sifones invertidos localizados en el canal se revisó su capacidad en relación con el gasto de proyecto. El cálculo hidráulico del sifón localizado entre las estaciones 1+408.54 y 1+556.00 mostrado en el capítulo anterior, es



CAPITULO IV. ADECUACION DE ESTRUCTURAS EXISTENTES EN EL CANAL

representativo de la metodología a seguir. La siguiente tabla presenta las principales características de las dos estructuras:

ESTACIONES	n	B (m)	G A S T O (m ³ /s)		SOBREELEVACION H (m)	
			actual	proyecto	arriba	abajo
1+408.54						
1+556.00	0.015	1.45	4.300	5.840	0.393	1.059
10+511.00						
10+555.50	0.018	1.20	2.334	3.874	0.271	0.516

Observando los perfiles longitudinales desarrollados por el eje del canal se aprecia el remanso producido por ambos sifones. Este remanso es consecuencia de que la sección existente no está diseñada hidráulicamente para el gasto de proyecto.

Adecuaciones requeridas.

Las adecuaciones requeridas para este caso consisten en la sobreelevación de la losa frontal en las bocas de entrada y salida de la estructura, así como la sobreelevación del revestimiento en las transiciones (fig. 17).

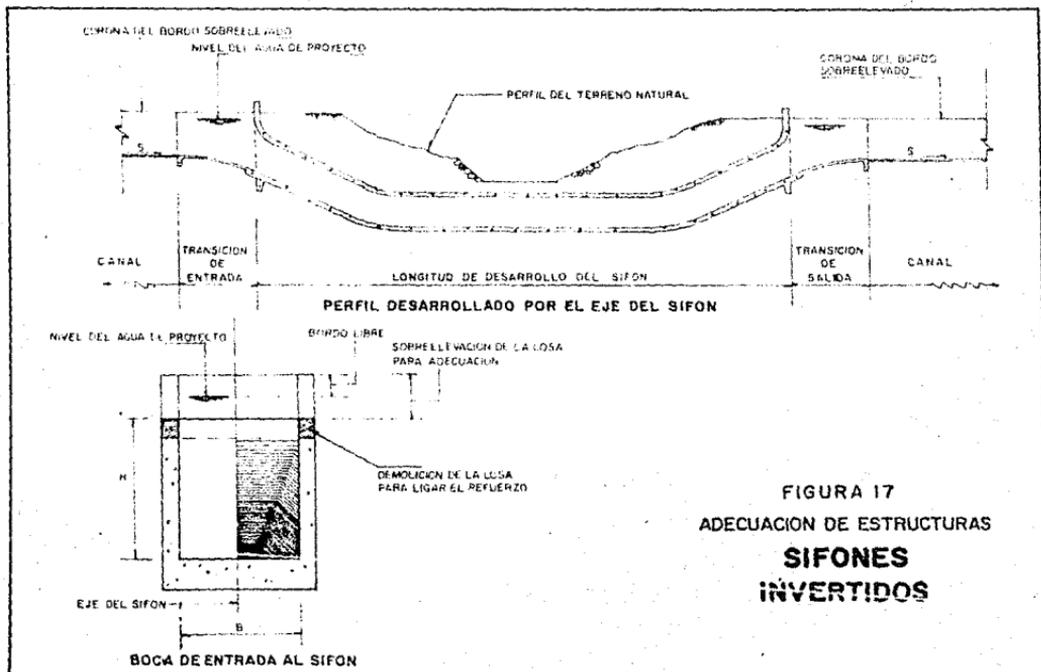
IV.5.2 ALCANTARILLAS.

Las alcantarillas son conductos cerrados que pueden trabajar a presión, los cuales se utilizan como estructuras de cruce entre el curso del agua y una vía de comunicación.

Una alcantarilla puede trabajar totalmente llena, con descarga sumergida o parcialmente sumergida, o trabajar parcialmente llena. El comportamiento del flujo en este tipo de estructuras está determinado por la carga hidráulica a la entrada, por la pendiente, la rugosidad del material con el que están construidas, la geometría y su longitud. Las secciones más frecuentemente utilizadas para las alcantarillas son la rectangular, la circular y en casos especiales, la forma de herradura.

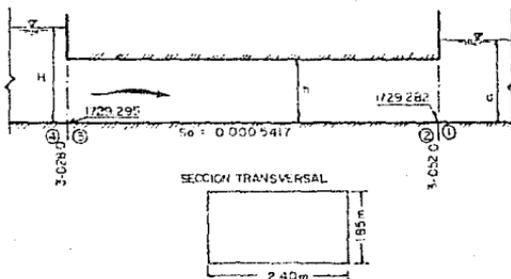
La alcantarilla localizada entre las estaciones 3+028.00 y 3+052.00 del canal López Rayón cumple la finalidad de salvar el cruce con la carretera México-Laredo; se trata de un conducto de sección rectangular, con dimensiones de ancho de plantilla igual a 2.40 metros y altura igual a 1.35 metros, construida en concreto. Su longitud es de 24 metros y en la etapa actual lleva un gasto de 4.158 m³/s.

Para la condición de proyecto, esta estructura requiere la revisión de su capacidad para definir si el incremento en el gasto no provoca un comportamiento hidráulico que repercuta en la excesiva sobreelevación del revestimiento aguas arriba.



CAPÍTULO IV. ADECUACION DE ESTRUCTURAS EXISTENTES EN EL CANAL

A continuación se muestra el análisis efectuado para la alcantarilla.



Geometría del conducto

Del funcionamiento hidráulico del canal se tiene en (1)

$$\begin{aligned}
 Q &= 5.698 \text{ m}^3/\text{s.} & n &= 0.018 \\
 d_1 &= 1.905 \text{ m} & A_1 &= 1.905 \times 2.4 = 4.572 \text{ m}^2 \\
 v_1 &= 1.246 \text{ m/s} & h_{v1} &= 0.079 \\
 S_f &= 0.0005995
 \end{aligned}$$

Ecuación de la energía entre (1) y (2)

$$d_2 + h_{v2} + P_2/\gamma = d_1 + h_{v1} + h_t \dots \dots \dots (i)$$

h_t = pérdida por cambio brusco de sección = $0.2h_{v1}$.

Características en (2)

$$\begin{aligned}
 d_2 &= 1.85 \text{ m} \\
 A_2 &= 2.4 \times 1.85 = 4.44 \text{ m}^2 \\
 h_{v2} &= 0.084 \text{ m} \\
 P_2 &= 8.5 \text{ m} \\
 R_2 &= 0.522 \text{ m} ; R_2^{(2/3)} = 0.648 \\
 S_{f2} &= (1.283 \times 0.018 / 0.648)^2 = 0.0010027 \\
 h_t &= 0.001
 \end{aligned}$$

Sustituyendo datos en (i)

$$P_2/\gamma = 1.905 + 0.079 + 0.001 - 1.850 - 0.084 = 0.051 \text{ m}$$

Ecuación de la energía entre (2) y (3)

$$z + d_3 + h_{v3} + P_3/\gamma = d_2 + h_{v2} + P_2/\gamma + h_f \dots \dots \dots (ii)$$

Las características en el punto (3) son las mismas que las correspondientes al punto (2), por lo tanto

$$\begin{aligned}
 z &= 0.013 \text{ m} \\
 h_f &= S_f L = 0.0010027 \times 24 = 0.024 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Sustituyendo datos en (ii)

$$P_3/\gamma = P_2/\gamma + h_f - z = 0.051 + 0.024 - 0.013 = 0.062 \text{ m}$$

CAPITULO IV. ADECUACION DE ESTRUCTURAS EXISTENTES EN EL CANAL

Ecuación de la energía entre (3) y (4)
 $d_4 + hv_4 = d_3 + hv_3 + P_3/\gamma + h_s$ (iii)
 $h_s =$ pérdida por entrada = $0.1hv_3$
Características en (4)
 $A_4 = 2.4 d$
Sustituyendo datos en (iii)
 $d_4 + hv_4 - h_s = 1.850 + 0.084 + 0.082 = 1.996$
La ecuación se cumple para
 $d_4 = 1.919$ m
 $A_4 = 4.608$ m²
 $v_4 = 1.237$ m/s
 $hv_4 = 0.078$ m
 $h_s = 0.0008$ m

Se cumple por tanto que
 $H = 91.919 > h = 1.850$
 $d_1 = 1.905 > h = 1.850$

Condiciones que determinan que el funcionamiento hidráulico de la alcantarilla es como un conducto totalmente lleno.

Adecuaciones requeridas.

Una vez realizado el análisis de la estructura, se determinó que tiene la capacidad suficiente para cumplir con los requerimientos del proyecto sin provocar grandes alteraciones en el perfil del flujo. Se determinó que el nivel de la superficie libre del agua, tanto aguas arriba como aguas abajo de la estructura no es superior a la rasante de la carretera y la sobreelevación del revestimiento no resulta ser excesiva. Se proponen por lo tanto las mismas medidas observadas para el canal y prolongar las losas frontales a la entrada y salida de la estructura (fig. 18).

IV.5.3 PUENTES CANAL.

Los puentes canal son las estructuras de cruce utilizadas para permitir el paso del flujo proveniente del canal sobre el obstáculo que se pretende salvar. Están formados por un puente y un conducto por el cual escurre el agua como canal (a presión atmosférica y por gravedad).

Los puentes canal son la alternativa utilizada cuando la diferencia de niveles entre la rasante del canal y la rasante del cruzamiento es tal que existe espacio suficiente para permitir el paso de vehículos o ferrocarriles en el caso de vías de comunicación, o el paso del agua en el caso de canales, arroyos o ríos, siempre que resulten más económicos que los sifones.

Para el diseño, su funcionamiento hidráulico está determinado por la fórmula de Manning, así como por la ecuación de la energía.



PERFIL DESARROLLADO POR EL EJE DE LA ALCANTARILLA

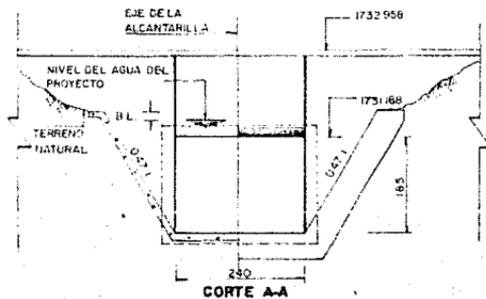


FIGURA 18
 ADECUACION DE ESTRUCTURAS
ALCANTARILLA

CAPITULO IV. ADECUACION DE ESTRUCTURAS EXISTENTES EN EL CANAL

El comportamiento estructural de un puente canal requiere dos análisis:

- a) Análisis de la superestructura; consistente en una cubeta impermeable por donde escurre el agua. Este análisis contempla el funcionamiento de la propia cubeta y su comportamiento en el sentido longitudinal para lograr que el tramo en estudio bajo todas las cargas que deba soportar, trabaje como viga apoyada en sus extremos. Este análisis permite diseñar la cubeta y definir las cargas que la superestructura transmite a la subestructura.
- b) Análisis de la subestructura, formada por los apoyos y sus cimentaciones. Los apoyos pueden ser de diferentes tipos, como caballetes, pilas o estribos; deben estar diseñados para cumplir con las sollicitaciones, es decir, para que soporten los esfuerzos transmitidos por la superestructura y las cargas que reciben directamente, debiendo estar desplantados sobre material firme y protegido contra posibles asentamientos, deslaves, socavaciones, etc.

El estudio de estas estructuras requiere un análisis más cuidadoso para elegir las adecuaciones requeridas.

Adecuaciones requeridas.

El funcionamiento hidráulico de la cubeta del puente canal para la etapa de proyecto, como en el caso general de todo el canal, provoca la sobreelevación de las paredes laterales.

Estructuralmente, dicha sobreelevación ocasiona un incremento en las cargas que actuarán sobre la superestructura del puente, tanto en el sentido transversal como en el sentido longitudinal.

Ante la imposibilidad de disponer de la información necesaria respecto a las consideraciones con las que fué diseñada la sección existente, se plantearon suposiciones acerca del armado por requisitos mínimos de momento flexionante y fuerza cortante, proponiendo una alternativa de adecuación tal que permita asegurar que dicho armado sea suficiente para soportar los elementos mecánicos generados bajo las condiciones de proyecto.

Esta alternativa de adecuación consiste en la colocación de apoyos intermedios entre los existentes, reduciendo a la mitad los claros. Esto se realizó bajo las siguientes consideraciones:

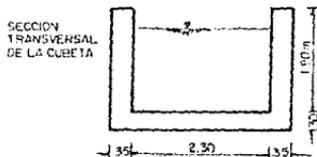
- 1) La superestructura del puente canal trabaja longitudinalmente como viga continua.
- 2) El armado mínimo por flexión en el sentido transversal admite las sollicitaciones del proyecto.

CAPITULO IV. ADECUACION DE ESTRUCTURAS EXISTENTES EN EL CANAL

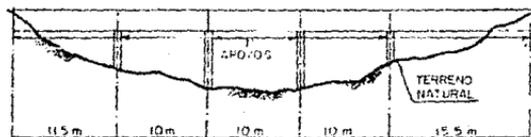
- 3) En lo referente al trabajo de la cubeta longitudinalmente, el armado por momento positivo que se supone existe, soporta las nuevas solicitaciones. El armado por momento negativo se proyectará e indicará como medida de adecuación.
- 4) El incremento de fuerza cortante actuante en las paredes de la cubeta por efecto del empuje del agua se tomará mediante contraventeos propuestos en el diseño en la parte superior de la sección.
- 5) Una vez determinadas las acciones transmitidas a la subestructura, se diseñaron los apoyos intermedios, siendo estos del tipo caballete para alturas mayores de 3 metros, del tipo pila para alturas comprendidas entre uno y tres metros y del tipo estribo para alturas menores de un metro.

A continuación se presenta el análisis realizado al puente canal localizado entre las estaciones 5+220.00 y 5+270.00 con la finalidad de mostrar los criterios fijados y la secuencia de cálculo seguida en todas las estructuras de éste tipo bajo las condiciones de proyecto.

El análisis se realizará en sentido longitudinal.
Características del puente canal existente:



Perfil longitudinal.



Determinando las cargas que actúan sobre el puente canal

Peso propio de la sección
 $w_1 = 2.30 \times 0.30 + 2(1.90 + 0.30) \times 0.35 \times 2.4 = 5.352 \text{ ton/m}$

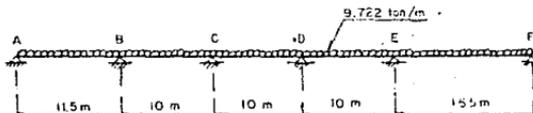
Peso del agua considerando lleno el conducto
 $w_2 = 2.30 \times 1.90 \times 1 = 4.37 \text{ ton/m}$

CAPITULO IV. ADECUACION DE ESTRUCTURAS EXISTENTES EN EL CANAL

Peso total

$$wt = 5.352 + 4.37 = 9.722 \text{ ton/m}$$

Idealizando el puente canal como viga continua y resolviéndola, se obtienen los siguientes elementos mecánicos y reacciones.

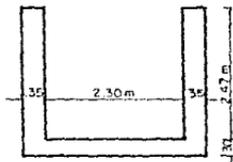


	CORTANTE (ton)	MOMENTO (ton-m)	MOMENTO MAX. POSITIVO (ton-m)	NUDO	REACCION (ton)
AB	45.103	0.000			
BA	66.700	-124.180	104.623	A	45.103
BC	53.196	+124.180			
CB	44.025	- 78.325	21.357	B	119.896
CD	51.641	+ 78.325			
DC	45.579	- 48.011	58.827	C	95.666
DE	31.838	+ 48.011			
ED	65.382	-215.731	4.121	D	77.417
EF	89.264	+215.731			
FE	61.427	0.000	194.064	E	154.646
				F	61.427

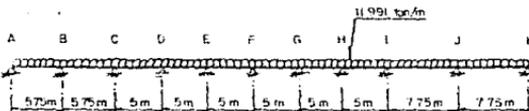
Realizando el análisis de funcionamiento hidráulico para el proyecto, se determinó una sobreelevación de las paredes del puente canal de 0.17 metros; sin embargo, con la finalidad de mostrar que la alternativa de adecuación consistente en construir apoyos intermedios proporciona resultados admisibles estructuralmente, se determinaron los elementos mecánicos y reacciones para una sobreelevación de 0.57 metros.

CAPITULO IV. ADECUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES EN EL CANAL

La sección de la cubeta del puente canal queda con las siguientes dimensiones:



La idealización del puente como viga continua con los apoyos intermedios es



Determinando el valor de la sobrecarga

Peso propio de la sección

$$\Delta w_1 = (0.57 \times 2 \times 0.35) \times 2.4 = 0.958 \text{ ton/m}$$

Peso del agua considerando lleno el conducto

$$\Delta w_2 = (0.57 \times 2.30) \times 1 = 1.311 \text{ ton/m}$$

Sobrecarga total

$$\Delta w_t = 1.311 + 0.958 = 2.269 \text{ ton/m}$$

Por lo tanto, la carga uniformemente repartida que actúa en la superestructura para la etapa de proyecto es

$$W' = w_t + \Delta w_t = 9.722 + 2.269 \text{ ton/m}$$

Determinando el valor de los momentos flexionantes, fuerzas cortantes y reacciones para las nuevas condiciones de apoyo, se tienen los resultados de la siguiente tabla

	CORTANTE (ton)	MOMENTO (ton-m)	MOMENTO MAX. POSITIVO (ton-m)	NUDO	REACCION (ton)
AB	27.021	0.000			
BA	41.927	-42.854	59.445	A	27.021
BC	37.269	+42.854			
CB	31.679	-26.783	15.064	B	79.196
CD	30.439	+26.783			
DC	29.517	-24.477	11.852	C	52.115

CAPITULO IV. ADECUACION DE ESTRUCTURAS EXISTENTES EN EL CANAL

	CORTANTE (ton)	MOMENTO (ton-m)	MOMENTO MAX. POSITIVO (ton-m)	NUDO	REACCION (ton)
DE	29.835	+24.477			
ED	30.121	-25.192	12.639	D	59.352
EF	30.089	+25.192			
FE	29.867	-24.636	12.560	E	60.210
FG	29.675	+24.636			
GF	30.281	-26.151	12.083	F	59.542
GH	31.076	+26.151			
HG	28.873	-20.651	14.123	G	61.359
HI	25.880	+20.651			
IH	34.076	-41.139	7.278	H	54.758
IJ	41.485	+41.139			
JI	51.445	-79.733	30.623	I	75.561
JK	56.753	+79.733			
KJ	36.177	0.000	54.572	J	108.198
				K	36.177

Comparando los resultados anteriores con los de las condiciones existentes, se puede observar que pese a existir una sobrecarga de aproximadamente 24 %, con los apoyos intermedios se puede asegurar que los elementos mecánicos generados para las condiciones del proyecto son menores que los existentes.

Los apoyos intermedios se diseñarán con la reacción correspondiente, según la tabla anterior.

Un análisis similar se realizó para cada uno de los seis puentes canal localizados en el canal (figuras 19 y 20).

IV.5.4 PUENTES PEATONALES Y PUENTES VEHICULARES.

Los puentes son estructuras en una vía de comunicación que se utilizan para salvar un curso de agua, una depresión del terreno u otras vías de comunicación.

En el caso del canal, los cruces de éste con vías de comunicación requieren de puentes que de acuerdo con las caracte-

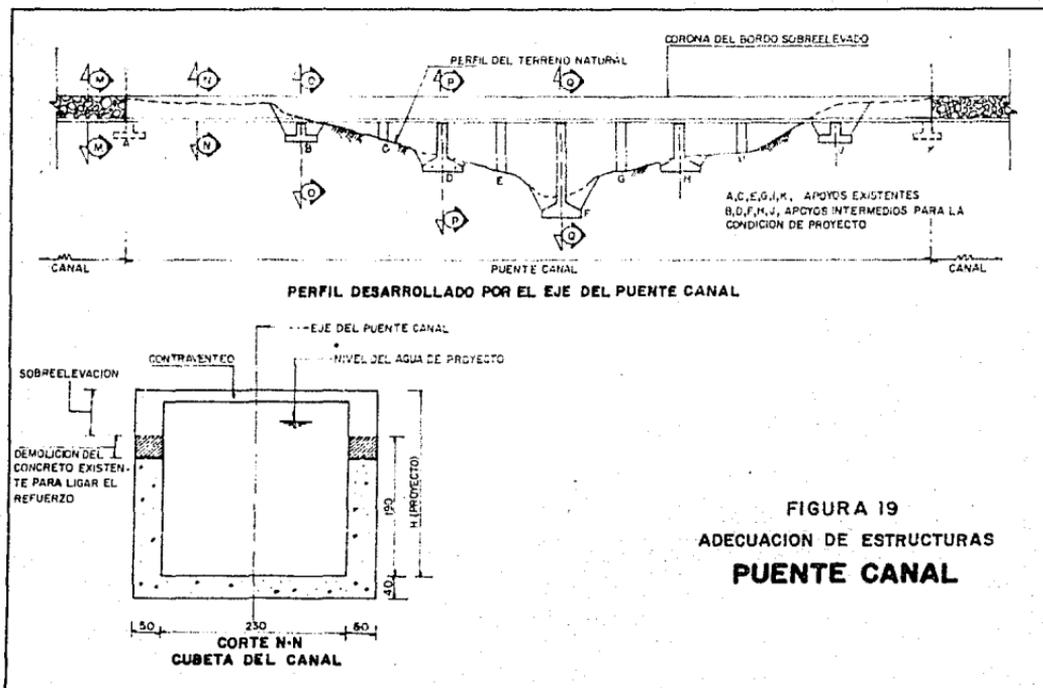
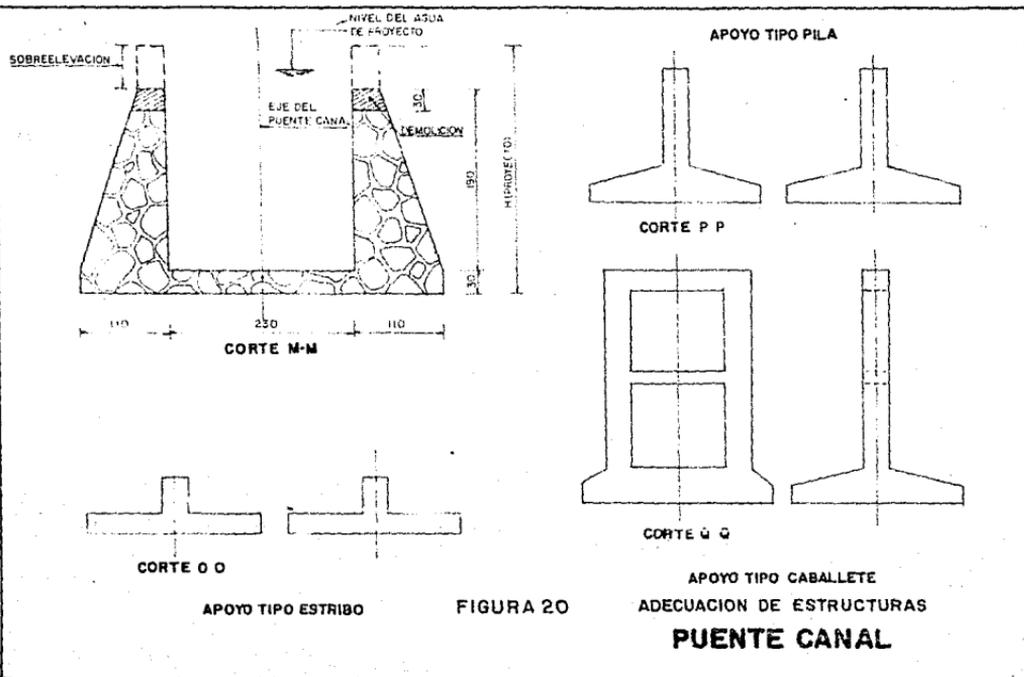


FIGURA 19
 ADECUACION DE ESTRUCTURAS
 PUEBTE CANAL



CAPITULO IV. ADECUACION DE ESTRUCTURAS EXISTENTES EN EL CANAL

risticas del tránsito sobre ellos, pueden ser peatonales o vehiculares.

Adecuaciones requeridas.

La adecuación de los puentes peatonales y vehiculares se traduce prácticamente en la construcción de nuevas estructuras, ya que al sobre elevarse el tirante, el ancho de la superficie libre del canal aumenta, modificando los claros de los puentes existentes. La demolición de parte de los apoyos existentes con la finalidad de desplazarlos lateralmente y de la losa actual, se hace necesaria para construir la nueva estructura con las dimensiones correspondientes al funcionamiento hidráulico del canal en el proyecto (figuras 21 y 22).

IV.5.5 TUNELES.

Los túneles son obras de ingeniería cuya utilización responde a la necesidad de aprovechar el espacio subterráneo para alojar determinadas estructuras o para desempeñar funciones de unión entre diversos puntos.

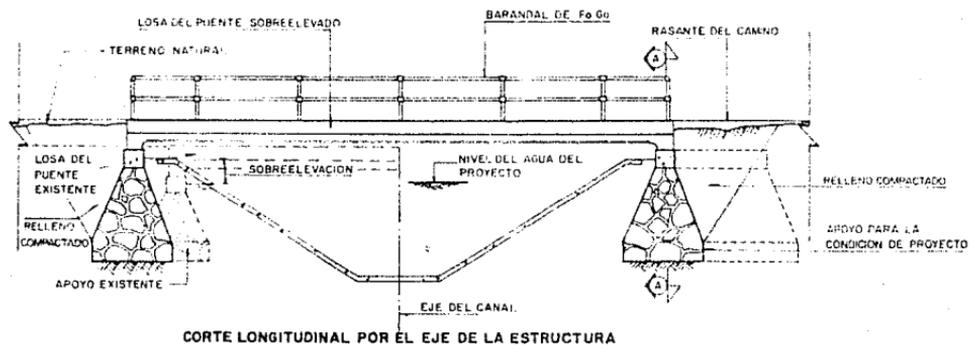
Dentro de las clasificaciones que de los túneles se han hecho, los hidráulicos desempeñan la función de conductos por donde escurre el agua para cumplir con un propósito determinado. Este es el caso de los túneles que se localizan en el desarrollo del canal Ignacio López Rayón, siendo estos:

- Túnel Panales.
- Túnel Tasquillo.

Ambos túneles son de sección tipo herradura, con revestimiento de mampostería y un mejor acabado a base de mortero en la superficie de contacto con el agua.

Al igual que para los sifones y la alcantarilla, se revisó la capacidad hidráulica de la sección existente, determinando que ésta pueda conducir el gasto de proyecto sin ahogarse, situación que de haberse presentado, provocaría grandes disturbios en el perfil hidráulico del canal, alterando las condiciones de operación del mismo, lo que se traduciría en una mayor sobre elevación de los tirantes y por tanto, de la corona del bordo sobre elevado.

El análisis realizado para cada túnel está fundamentado en el método de los incrementos finitos, tanto para la condición de operación actual como para la de proyecto. Las principales características de los túneles se presentan en el esquema correspondiente (fig. 23).

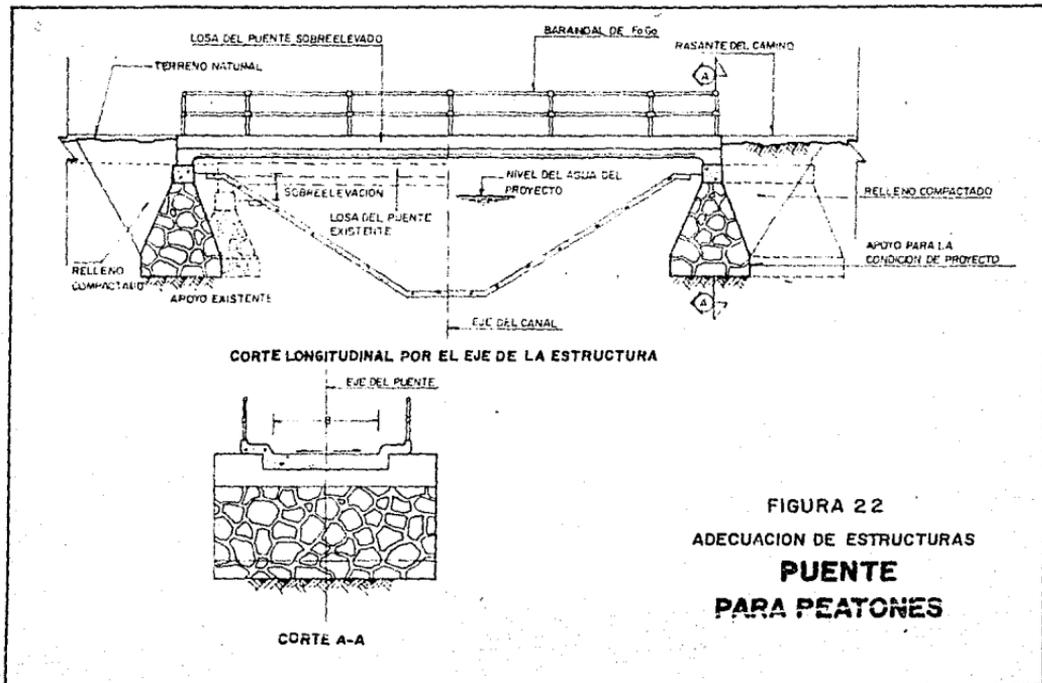


CORTE LONGITUDINAL POR EL EJE DE LA ESTRUCTURA

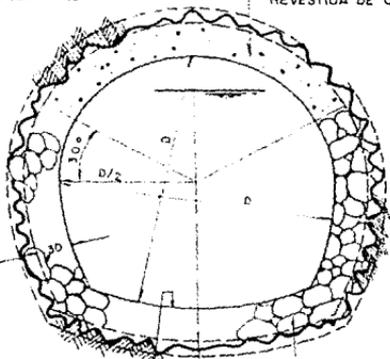


CORTE A-A

FIGURA 21
ADECUACION DE ESTRUCTURAS
PUENTE
PARA VEHICULOS



EJE DEL TUNEL
CLAVE DEL TUNEL
REVESTIDA DE CONCRETO



APLANADO CON
MORTERO DE CEMENTO
MAPOSTERIA CON MORTERO
DE CEMENTO

CORTE TRANSVERSAL DEL TUNEL

TUNEL	LONGITUD (m)	D (m)	C:	i	GASTO (m ³ /d)		TIRANTE NORMAL (m)	
					ACTUAL	PROY	ACTUAL	PROY
PANALES	616.05	2.25	0.000676	0.005	4.158	5.698	1.508	2.070
TASQUILLO	1536.35	2.25	0.000676	0.018	7.814	4.374	1.125	1.774

TUNEL	HORIZONTAL DE ENTRADA	PORTAL DE SALIDA
PANALES	3+335.85	3+951.90
TASQUILLO	8+628.40	10+164.75

FIGURA 23
ADECUACION DE ESTRUCTURAS
TUNELES

CAPITULO IV. ADECUACION DE ESTRUCTURAS EXISTENTES EN EL CANAL

IV.6 ESTRUCTURAS DE PROTECCION Y DE EXCEDENCIAS.

IV.6.1 DESAGÜES.

El nivel del agua en un canal puede verse afectado por factores de naturaleza diversa, como pueden ser malos funcionamientos en las compuertas de las obras de toma, obstrucciones inesperadas o por agua de origen pluvial en el caso de permitir-sele su acceso al canal. Cuando el nivel del agua crece más allá de las consideraciones de diseño, es necesario desalojar el volumen de agua excedente con objeto de evitar daños en el canal y en sus estructuras, o bien, desalojar completamente el agua en un tramo del canal para proporcionarle mantenimiento. Lo anterior se realiza mediante las estructuras de protección y de excedencias, denominados desagües.

Generalmente estos desagües se dividen en dos grupos:

- a) Desagües de excedencias, que desalojan el volumen de agua sobrante, normalmente a un canal lateral por medio de un vertedor de cresta libre o un vertedor de sifón. La capacidad hidráulica de este tipo de estructuras es función directa del motivo por el cual se prevé que el canal tenga excedencias.
- b) Desagües totales, que permiten el desfogue total mediante compuertas operadas normalmente por medios manuales.

La localización de estas estructuras se determina de acuerdo con la necesidad que vayan a satisfacer, aprovechando para una mejor economía -de ser posible-, como canal de descarga los cauces naturales o drenes del sistema.

Es frecuente que en una misma estructura se utilicen ambos tipos de desagües, como es el caso de las localizadas en el canal López Rayón, en las estaciones 5+212.00 y 10+185.00, cuyo desagüe de excedencias es a base de un vertedor lateral, mientras que el desfogue total se realiza mediante compuertas localizadas lateralmente, las cuales trabajan en conjunto con una compuerta obturadora, normal al flujo en el canal.

Adecuaciones requeridas.

La elevación de la cresta del vertedor lateral corresponde al tirante normal del gasto requerido aguas abajo de la estructura.

Al revisar hidráulicamente el canal para la etapa actual se determinó que el tirante que se presenta no sobrepasa la elevación de la cresta, por lo cual la adecuación requerida para

CAPITULO IV. ADECUACION DE ESTRUCTURAS EXISTENTES EN EL CANAL

estas estructuras consiste en sobreelevar la cresta una altura igual a la diferencia entre el tirante actual y el tirante de proyecto.

Para las compuertas laterales de desfogue total se seguirán los lineamientos de sobreelevar la hoja de las compuertas, con las modificaciones que esto obliga, es decir, la sobreelevación del vástago, la demolición de la losa de operación existente y la construcción de otra a la elevación correspondiente a la sobreelevación de tirantes (fig. 24).

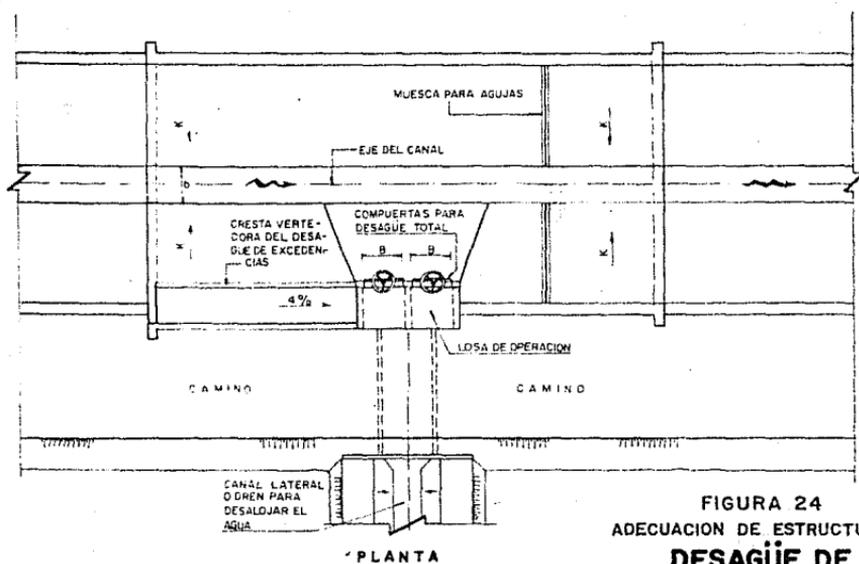


FIGURA 24
 ADECUACION DE ESTRUCTURAS
 DESA-GÜE DE
 EXCEDENCIAS Y TOTAL

capitulo

U

CONCLUSIONES.

CAPITULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La concentración anárquica de la población y la localización de los centros industriales sin considerar la disponibilidad del agua, han creado serios desequilibrios en los sistemas hidrológicos. La ingeniería hidráulica debe participar en la creación de un nuevo equilibrio encaminado a usar eficientemente el líquido.

Además, la producción de alimentos es una tarea prioritaria con meta de ser autosuficientes; un punto esencial dentro de este objetivo es el reúso de aguas, recurso que ofrece grandes ventajas potenciales.

Siguiendo los lineamientos establecidos en cuanto a política de irrigación, la ampliación de zonas de riego existentes constituye una alternativa frecuentemente socorrida en los últimos años para satisfacer las necesidades crecientes de una población en aumento. Completamente representativo de la situación anterior resulta ser el caso de las zonas agrícolas desarrolladas en las cercanías de grandes concentraciones humanas; dentro de estos casos está el ejemplo de la Ciudad de México, la zona conurbada y las unidades agrícolas del estado de Hidalgo.

Las acciones cuya finalidad es el abrir más tierras de cultivo comprenden actividades de adaptación de la infraestructura existente y el diseño de obras nuevas, las que trabajando en conjunto, se planea cubran los requerimientos fijados.

De ésta forma, el proyecto Bajo Alfajayucan se divide en dos partes bien definidas: el aprovechamiento de los canales Ignacio López Rayón y Alto Caltimacán y la planeación y el diseño de la zona de riego. Una vez realizado el estudio de adecuación del canal López Rayón, se puede indicar a manera de resumen lo siguiente:

En el funcionamiento hidráulico correspondiente a la etapa actual y al proyecto intervienen diversos factores, cuya determinación es un poco más complicada en relación con el diseño de obras nuevas, ya que se parte de condiciones establecidas, por lo cual al utilizar los diversos criterios de análisis es necesario considerar variaciones en los parámetros que en ellos intervienen para poder ajustar el cálculo al comportamiento real.

Comparando la etapa actual con el proyecto, se observa que el orden de los gastos manejados es pequeño, pese a que el incremento de caudal proyectado representa aproximadamente el 34 % de la capacidad actual del canal; además, la mayoría de las

CAPITULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

estructuras existentes, según el estudio, poseen la capacidad necesaria para las nuevas condiciones; ambos factores son favorables para que no se presenten grandes alteraciones en el perfil del flujo con respecto a un escurrimiento uniforme.

La sobreelevación de la corona del bordo en el canal tiene en promedio un valor de 45 centímetros, excepto en el tramo aguas arriba del sifón localizado entre las estaciones 1+408.54 y 1+556.00, donde la sobreelevación alcanza un valor de 60 centímetros. Esto se debe a que dicha estructura no posee suficiente capacidad, provocando una curva de remanso de mayor magnitud. Con objeto de reducir la sobreelevación causada por esta estructura, otra alternativa podría haber sido la de demoler el sifón y construir otro con la capacidad adecuada al gasto de proyecto, sin embargo, factores económicos y de tiempo hicieron recomendable la alternativa aceptada.

Como se pudo apreciar en este trabajo, el proyecto de adecuación del canal Ignacio López Rayón es una pequeña fracción dentro de un enorme aparato que parte de conceptos generales acerca de la planeación del aprovechamiento del agua para la selección de programas, proyectos y políticas cuya finalidad es tratar de solucionar la problemática de un recurso mal distribuido, cuidando aspectos como la conservación, el mantenimiento y en general, el aprovechamiento de la infraestructura existente.

BIBLIOGRAFIA.

- (1) Proyecto de zonas de riego.
Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos.
Dirección General de Proyectos de Irrigación.
Departamento de canales.
- (2) Instituto Nacional de Estadística, Geografía e
Informática (INEGI).
Agenda Estadística 1987.
Secretaría de Programación y Presupuesto.
México, 1988.
- (3) Ven Te Chow
Open Channel Hydraulics.
Mac Graw Hill International Book Company.
17 edición.
1981.
- (4) Berezowsky Verduzco Moises, et. al.
Manual de Diseño de Obras Civiles.
Hidrotécnica, Capítulo A.2.9.
Esguerramiento a superficie libre.
Comisión Federal de Electricidad.
México, 1980.
- (5) Torres Herrera Francisco.
Obras Hidráulicas.
Editorial Limusa.
México, 1983.
Segunda reimpresión.
- (6) Enrique Cervantes Moreno, et. al.
Análisis de la producción agrícola nacional.
Ingeniería Hidráulica en México.
Vol. IV Número 211
Mayo/agosto 1989