



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ACATLAN

ALTERNATIVAS DE RECTIFICACION Y ENCAUZAMIENTO DEL RIO LA COMPAÑIA EDO. DE MEXICO KM. 0+000 AL KM. 22+000.

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

SERGIO FLORES GRANADOS

ASESOR (ENEP-ACATLAN) ING. SALVADOR ACEVEDO MARQUEZ

ASESOR (C.N.A.): M.EN C. GUILLERMO BUENDIA ESPINOSA.

ACATLAN, EDO. DE MEX.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



1998.



Universidad Nacional
Autónoma de México



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 esta 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.

AGRADECIMIENTOS.

A.M.P.C . Por darme la vida, por estar conmigo en tristeza y alegría, éxito y Fracaso y permitir lograra esta meta.

A mi Padre ALFREDO FLORES ROJAS. Por su cariño, comprensión, Apoyo incondicional y sobre todo el ejemplo que como padre y amigo Siempre me ha dado, por lo que este logro no seria realidad sin él.

A mi Madre ESTELA GRANADOS DE FLORES. Por sus consejos llenos de Amor en momentos dificiles, por enseñarme a afrontar las experiencias de esta Vida con esperanza y fe, que es lo que a marcado mi vida.

A mis Hermanos: JOSE LUIS, LETICIA, DENEBA DIANA
Por su apoyo y amor que siempre me han demostrado.

Y en especial a ELVIA por ser un ejemplo de amor a Dios, y a su familia.

A DESIREE. H.R. Por compartir conmigo su amor y cariño.

AL ING. SALVADOR ACEVEDO MARQUEZ.

Gracias por dedicar parte de su tiempo en asesorar este trabajo, por su paciencia y además por su enseñanza en las aulas; ese esfuerzo y dedicación se ve reflejado en la formación profesional de sus alumnos.

AL M. en C. GUILLERMO BUENDIA ESPINOSA. (C.N.A)

Gracias por el apoyo y el gran interés que me demostraste por lograr la culminación de esta meta y por ser un importante guía en mi formación profesional.

AL ING. JORGE RODRIGUEZ GOMEZ. (C.N.A.)

Gracias por compartir sus conocimientos y experiencia durante la elaboración del presente trabajo.

Con Respeto y un profundo agradecimiento.

ALTERNATIVAS DE RECTIFICACION Y ENCAUZAMIENTO DEL RIO LA COMPAÑÍA EDO. DE MEXICO KM 0+000 AL KM 22+000.

CONTENIDO

	Pag.
INTRODUCCION	1
CAPITULO I	
ANTECEDENTES	
I.A. Descripción hidrológica de la República Mexicana.	3
I.B. Distribución Territorial de lluvia.	3
I.C. Descripción de la Cuenca del Valle de México.	4
I.D. Río de La Compañía. (Corriente)	5
CAPITULO II	
PROBLEMATICAS EXISTENTES EN LA ZONA DE ESTUDIO.	
II.A. Problemática del Río.	7
II.B. Problemática en Zonas de Asentamientos Humanos.	13
II.C. Principales Repercusiones al Medio Ambiente.	15
II.C.1. Principios de Evaluación Ambiental.	18
II.C.1.a. Impactos Primarios y Secundarios.	19
II.C.1.b. Impactos a Corto y Largo Plazo.	20
II.C.1.c. Impactos Positivos y Negativos.	21
II.C.1.d. Impactos Acumulativos.	21
II.C.1.e. Ambiente de las aguas.	22

CAPITULO III

CONDICIONES HIDROLOGICAS.

III.A. Revisión y Actualización del Estudio Hidrológico.	23
III.A.1. Climas, Lluvias y Ríos.	23
III.A.2. Balance Hidrológico del Valle de México.	24
III.A.3. Descripción de Los Métodos Probabilísticos.	25
- Método de Nash.	26
- Método de Gumbel.	27
- Método de Gumbel I.	28
- Método de Lebediev.	29
- Método de Log-Pearson Tipo III.	30
- Método de Pearson Tipo III.	31
- Método de Mínimos Cuadrados.	32
- Criterio de Ajuste de Curva.	33
III.A.4. Estudio Hidrológico del Río La Compañía. Edo. de México.	34
III.A.4.a. Cuenca del Río La Compañía.	34
III.A.4.b. Subcuenca del Río San Francisco.	35
III.A.4.c. Subcuenca del Río Santo Domingo.	35
III.A.4.d. Estaciones HIDROMETRICAS.	37
III.A.4.d.1. Estación San Lucas. (Río La Compañía)	37
III.A.4.d.2. Estación Los Reyes. (Río La Compañía)	46
III.A.4.d.3. Estación San Marcos. (Río San Francisco)	55
III.A.4.d.4. Estación Simultaneidad de Avenidas.	64

CAPITULO IV.

CONDICIONES HIDRAULICAS.

IV.A. Funcionamiento Hidráulico del Río La Compañía.	78
IV.A.1. Cálculo del Perfil Hidráulico.	78
- Método Standard por Pasos para Canales Naturales.	80
- Secciones Transversales.	83
- Plano del Perfil Hidráulico del Río La Compañía.	86

	Pag.
CAPITULO V	
CONSIDERACIONES ESPECIFICAS PARA LA ELABORACION DE PROYECTOS, DADAS POR LA COMISION NACIONAL DEL AGUA. (C.N.A)	
V.I. Introducción	87
V.I.1. Atribuciones de la Comisión Nacional del Agua.	87
V.I.2. Prevención y Control de la Contaminación de las Aguas.	88
V.I.3. Disposiciones Generales.	89
V.I.4. Bienes Nacionales a cargo de la C.N.A.	89

CAPITULO VI

ALTERNATIVAS DE PROYECTO. (RIO LA COMPAÑÍA)

VI.a. Información General.	91
- ALTERNATIVAS (Descripción)	91
- ALTERNATIVA I.	93
- PERFIL HIDRAULICO	95
- ALTERNATIVA II.	96
- PERFIL HIDRAULICO	98
- ALTERNATIVA III.	99
- PERFIL HIDRAULICO	101

	Pag.
CAPITULO VII	
METODOLOGIA DE LAS ALTERNATIVAS.	
VII.A. Metodología.	102
-Topografía.	102
-Hidrología.	102
-Hidráulica.	104
CONCLUSIONES	106
BIBLIOGRAFIA.	
ANEXO.	
Tablas:	
Valores de K en Función de Cs (Método de Lebediev)	
Valores de Sn y Yn (Método de Gumbel)	
Valores de K en Función del Periodo de Retorno y Cs. (Método de Log-Pearson Tipo III)	

INTRODUCCION

El río La Compañía tiene su origen muy cerca de población de Tlalmanalco, Edo de México, a partir de allí sigue un curso general SE-NW. Afluyen a el, varias corrientes, entre las que se encuentran el río San Francisco (principal afluente del río La Compañía, con curso NE-SW) y el arroyo Sto Domingo. Con un recorrido aproximado de 40 Km. totales, descarga a la altura del bordo Xochiaca en el dren General del Valle, con una cuenca aproximadamente de 850 Km².

En su curso por los municipios Ixtapaluca y los Reyes La Paz, Edo. de México, constituyen un colector de drenaje muy importante, así como para la porción oriente del Valle Cuautitlán-Texcoco, donde cruza alojado en el lecho de los ex-lagos de Chalco y Texcoco, sobre suelos altamente compresibles y por consiguiente sujetos a hundimientos, que han producido pérdidas de pendiente en el cauce, en detrimento de la capacidad hidráulica del río, cuyas deficiencias de conducción ocasionan ya inundaciones y encharcamientos en algunas áreas adyacentes, como es el caso de la que se localiza en el cruce con la autopista México-Puebla, que actualmente padece los efectos de los derrames y desbordamientos, con pérdidas y daños considerables a los asentamientos humanos y a la agricultura.

En virtud del acelerado desarrollo urbano e industrial de la región, considerando el gradual deterioro de la capacidad hidráulica del río La Compañía, y tomando en cuenta el creciente riesgo potencial de inundaciones, como lo indica el tema de esta Tesis, se proponen algunas alternativas de rectificación y encauzamiento.

Dentro de la zona en estudio se identifican 4 tramos característicos. del Km 0+000 al Km 6+558, del Km 6+558 al 11+972, del Km 11+972 al Km 16+400, del Km 16+400 al Km 22+000, los cuales se describen en seguida, de aguas abajo hacia aguas arriba:

TRAMO I. KM 0+000 AL KM 6+558.

En este tramo el cauce está formado por cubeta y bordos, presentando depósito de azolves en algunas partes y problema de asentamientos en los bordos.

TRAMO II. KM 6+558 AL KM 11+972.

En este tramo el cauce del río se encuentra alojado en terreno natural y se tienen márgenes altas, pero en el cauce existen taponamientos que dificultan el funcionamiento hidráulico.

TRAMO III. KM 11+972 AL 16+400.

En este tramo se observa un fuerte depósito de azolves, disminuyendo la capacidad hidráulica del cauce y los bordos que han ido sobreelevándose, presentan problemas de estabilidad y filtraciones debido al mal procedimiento constructivo.

TRAMO IV. KM 16+400 AL KM 22+000.

En este tramo se observan también depósitos de azolves y en la mayor parte del tramo los bordos presentan graves problemas de asentamientos.

1. La rectificación del río La Compañía beneficiara a 1 000 000 de habitantes y 2 200 hectóreas de cultivo aproximadamente.

I. ANTECEDENTES.

I.A DESCRIPCION DE LA REPUBLICA MEXICANA.

México tiene una superficie de 1 958 201 kilómetros cuadrados, está dentro de la zona tórrida del planeta, cuyo clima es afectado por numerosos factores. Se encuentra en la faja del mundo localizada entre los 19° y 31° de latitud Norte y Sur, donde según las observaciones de Koeppen, el clima tiene tendencias de aridez debido a las corrientes descendentes de aire frío; por su latitud no hay deshielos que sirvan para regularizar el escurrimiento de nuestros ríos y que en época de mayor calor e intensa sequía vengan como en otros países, a enriquecer los escurrimientos hidráulicos. En esta faja se localizan los desiertos del Sahara, Arabia, Irán, Paquistán, y la mayor parte de la República Mexicana.

Las lluvias, además de ser insuficientes, están irregularmente distribuidas tanto geográficamente en nuestro territorio, como cronológicamente en los diversos meses del año.

I.B DISTRIBUCION TERRITORIAL DE LLUVIA.

México dispone de una cuantificación de los elementos del ciclo hidrológico, cada año llueven en promedio 780 mm., equivalente a 1 530 km³ y en los ríos escurre la cuarta parte, 410 km³. Este volumen representa la disponibilidad media anual de agua renovable en todo el territorio nacional.

De acuerdo con la distribución espacial de las lluvias y la temperatura, un 31% de la superficie nacional es desértica y árida; un 36% semiárido y el restante 33% subhúmedo. Tal como se indicó, un 27% del volumen de lluvia precipitada al año escurre en la superficie (410,000 millones de m³).

La distribución espacial del agua en los rios es similar a la de las lluvias: las mayores corrientes del país se encuentran en la región del sureste. La precipitación, el agua superficial y una pequeña parte del agua subterránea se renuevan anualmente. La mayor parte de esta última está constituida por almacenamientos no renovables y sólo puede utilizarse una vez.

1.C. DESCRIPCIÓN DE LA CUENCA DEL VALLE DE MÉXICO.

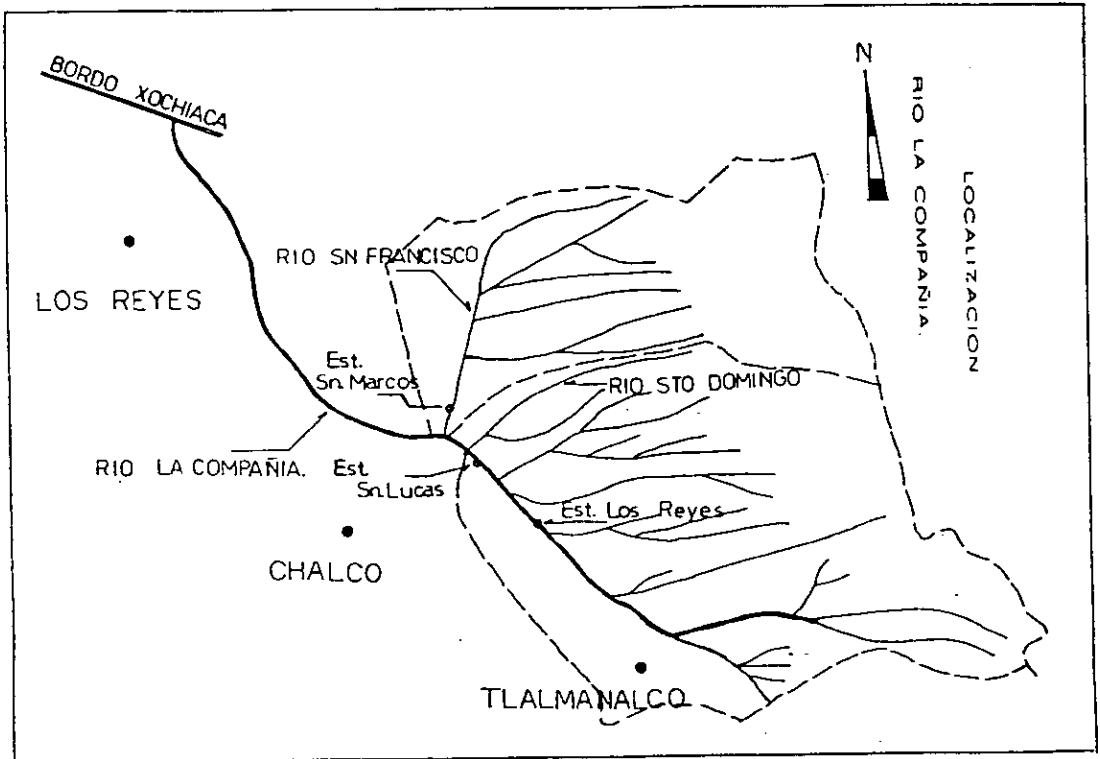
El valle de México está situado en el bordo Sur de la Mesa Central, con una extensión de 9 600 Km², su forma es semejante a la de una elipse; su eje mayor, de Noreste a Sureste, mide unos 110 Km, y su eje menor, de Este a Oeste, tiene una longitud de 80 Km. Las altitudes de su planicie central oscilan entre los 2,249 y 2,390, culminando a 5,340 m.s.n.m. en el volcán nevado del Popocatepetl. Está enteramente cerrada y dominada por cadenas montañosas, hacia el Norte está limitada por las Sierras de Tepotztlán y Pachuca, al Este por los llanos de Apan, al Oeste por las Sierras de las cruces, Monte Alto Monte Bajo, y el Sur por las Sierras de Chichinautzín.

El valle contiene varios lagos superficiales, de los cuales el de Texcoco es el mayor, le siguen en importancia la laguna de Zumpango, en el noreste, y los canales de Xochimilco son los últimos vestigios de otros muchos. Hacia el noreste del valle se ubica un área con numerosas elevaciones volcánicas y con depresiones que ocupan algunas lagunas someras como Apan, Tochac, Tecocomulco, las cuales desaparecen en el estiaje.

El Distrito Federal se asienta en la zona meridional, que es la que presenta la menor elevación, en esta zona las lluvias son las más copiosas, por lo que en algunas partes existe vegetación abundante, durante la época de lluvias, los arroyos que descienden de sierras y lomas ubicadas al este y al oeste conducen sus aguas a la planicie central y desembocan en espacios pantanosos y en lagos, afectando el área urbana del Distrito Federal.

I.D RIO DE LA COMPAÑIA (Corriente).

Es uno de los principales rios del Oriente de la cuenca del Valle de México. Su origen se remota a las estribaciones del flanco occidental del volcán Iztaccihualt y es en esta parte, donde se le denomina Cañada del Negro, su rumbo es al Oeste, hasta la altura de las poblaciones de Tlalmanalco y San Mateo Tezoquiapan, Edo. Méx, donde recibe varias corrientes provenientes de los deshielos del volcán, entre las que se encuentran el arroyo Tlalmanalco. Aguas abajo cambia de dirección al Noreste, para escurrir por terrenos dedicados a la agricultura; pasa por San Lucas Amalinaico, México, donde su cauce rectificado recibe por la margen derecha una serie de arroyos, entre los que destacan el de Miraflores, y el río San Francisco. Río abajo pasa por la población de Ayotla y descarga al Canal del mismo nombre; este último pasa por el puerto de San Isidro, entre los cerros de el Pino y Santa Catarina, para descargar sus aguas a la zona del ex-vaso de Texcoco.



II. PROBLEMATICA EXISTENTE EN LA ZONA DE ESTUDIO.

II.A. PROBLEMATICA DEL RIO.

Los escurrimientos del río de la Compañía, han presentado desde hace tiempo (mas de 10 años) serios problemas de inundaciones, originados, por la construcción de estructuras de cruce de diversas vías de comunicación, las que han reducido notablemente el área del cauce del río y por lo tanto, han restado su capacidad de conducción. A continuación se menciona diversos problemas que se han presentado en este río:

AGOSTO 1984

El proyecto del puente, elaborado por la Dirección General de Conservación de Obras Públicas de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, vienen a sustituir el puente actualmente en operación de la carretera Federal México-Puebla, que es una de las estructuras de cauce que originan notoria reducción del área hidraulica del río La Compañía. (Km 16+400).

JUNIO DE 1988.

A raíz de los desbordamientos del río de la Compañía en su cruce con la autopista México-Puebla, por falta de capacidad hidraulica del cauce y de la alcantarilla, esta importante vía de comunicación se ha inundado en varias ocasiones en los últimos años, por lo que la Dir. Gral. de Administración y Control de Sistemas Hidrológicos con la Comisión del Lago de Texcoco, realizaron sendos proyectos en 1986, para solucionar esta problemática, adoptandose el de Irrigación y Drenaje en Abril de 1987.

Adicionalmente a la obstrucción del cauce por el cruce de tuberías, pasarelas y puentes, es necesario señalar que el cruce transcurre por suelos firmes del Km 30+000 al 20+000 del 10+500 al 7+000 aproximadamente, y por suelos altamente compresibles de los exlagos de Chalco y Texcoco, de los Km 20+000 al 10+500 y 7+000 a 0+000 respectivamente. Estas últimas regiones se encuentran sometidas a hundimientos regionales con velocidades entre 15 y 40 cm/año. Por esta causa, el tramo comprendido del Km 10+500 al 7+000, que no se hunde, cada año aparenta elevar su plantilla, relativamente al resto del cauce, provocando cambios de pendiente y remanso del río.

Además, los bordos del encauzamiento, desplantados sobre el exlago de Chalco, sufren importantes asentamientos debido a su propio peso, sobre todo entre las estaciones 20+000 al 14+800, por lo que frecuentemente ocurren desbordamientos por falta de capacidad hidráulica del cauce.

FEBRERO DE 1990.

Se observaron los asentamientos que se han producido en dicho río, en el tramo del Km 15+000 al Km 16+000, así como en aquellos tramos en los cuales se ejecutaron trabajos de emergencia en el año de 1988, ubicado en el Km 17+500 sobre la margen izquierda de dicho río y en el cual se observa, que tanto el bordo actual como el terraplén construido como respaldo del mismo y hasta la misma altura, han sufrido asentamientos, ya que se encuentran mas bajos que los bordos de los tramos adyacentes, observándose además que existe una pendiente hacia el talud seco lo cual hace que el terraplén ha sufrido mayor asentamiento.

- La sección transversal del río en el tramo mencionado tiene aproximadamente de 1.5 a 2.0 m de altura, siendo el punto critico (menor altura), el Km 15+400.

- En el perfil longitudinal se puede observar que tanto el cauce como los bordos han sufrido asentamientos del orden de 1.60 m. de 1985 a 1990, asentandose esta situación posterior a la construcción de terraplén.

En virtud de lo antes visto se concluye que la zona del río La Compañía, y a lo largo de los tramos en los cuales se han construido parcialmente el terraplén del bordo de diseño, esta sufriendo asentamientos de magnitud no prevista, presentándose la situación más critica en el tramo aguas abajo de la estructura de cruce de la autopista México-Puebla, ya que la sección transversal del río presenta poca altura de bordos, lo cual representa un peligro inminente en caso de presentarse una avenida de consideración.

VISITA A LA ZONA DE ESTUDIO.
(Río La Compañía, Sept. 1995)

En un recorrido de la parte en estudio y los principales puntos en que se presentan un mal funcionamiento hidraulico del río. En la incorporación del río San Francisco al río de La Compañía, (Km 20+275), se observó que el primero tiene una capacidad estimada de 15.0 m³/s, tiene un régimen menos torrencial. La presencia de un puente carretero en este punto impide una descarga adecuada. El día de la visita, se observó en el bordo derecho entre los cadenamientos 19+000 a 18+000 aproximadamente, agrietamientos del cuerpo de los terraplenes en los sentidos longitudinal y diagonal, por los que circuló agua durante las avenidas de los días anteriores, produciendo encharcamientos en los predios agrícolas aledaños. Estos agrietamientos tienen desde unos cuantos milímetros hasta 1.0 m de abertura y se apreciaba en algunos casos, una falta importante de material, posiblemente debido a arrastre por flujo de agua. En algunos sitios se notó que la parte central de la corona del terraplén se había asentado unos cuantos centímetros. Estos agrietamientos no se localizan en curvas ni existe diferencia en geometría o material entre ambos bordos y sólo se presentaron en el terraplén derecho. La única diferencia es la presencia de un pequeño canal lateral al pie del bordo.

Una posible causa de estos agrietamientos, es la reactivación de grietas preexistentes en el terreno de cimentación, favorecida por el agua captada por los días anteriores a la visita ya que se presentaron desbordamientos en los cadenamientos Km 17+100 por la margen derecha, según se informó, el agua se pierde en los terrenos agrícolas, lo que confirma la presencia de grietas en esta zona, ya que los suelos son de tipo arcilloso.

Por lo anterior es necesario un planteamiento del problema como sigue: se considera a lo largo del cauce del río La Compañía cinco (5) tramos característicos, los cuales quedan ubicados como se describen en seguida, de aguas abajo hacia aguas arriba:

TRAMO N° 1 KM 0+000 AL KM 6+558.

En este tramo donde el cauce está formado por cubeta y bordos, se observa depósito de azolves en la mayor parte del tramo, principalmente en la descarga del río en el Dren General del Valle; así como problemas de asentamientos de los bordos.

Existe en este tramo 3 pasarelas en los Km 2+370, Km 3+670 así como 2 puentes, el puente San Lorenzo en el Km 1+373 el cual se encuentra en muy malas condiciones y que es necesario remover y el puente Los Rosales en el Km 3+630.

Tanto las pasarelas como los puentes constituyen obstáculos dentro del cauce, ya que su sección no tiene el área suficiente para el gasto que escurre por el río.

TRAMO N° 2 KM 6+558 AL KM 11+972.

En este tramo el cauce del río se encuentra alojado en terreno natural y con márgenes altas, pero en el cauce se observan taponamientos que dificultan el funcionamiento hidráulico adecuado. Existen en el tramo algunas de las estructuras de cruce más importantes que atraviesan el río, entre las que se encuentran el puente de F.F.C.C. en el Km 6+558, el puente de la carretera Los Reyes-texcoco en el Km 7+280, el puente San Isidro, en el Km 9+550, el puente de la carretera Federal a Puebla en el Km 9+900, constituyen serios taponamientos en el cauce, ya que su área hidrúlica es muy pequeña; provocando tanto el remanso del agua como azolvamiento en el cauce.

Tramo N° 3 Km 11+972 al Km 16+363.

En este tramo se observa un fuerte depósito de azolves, disminuyendo la capacidad hidráulica del cauce, y los bordos que han sido sobreelevándose debido a los asentamientos ocurridos, presentan problemas de estabilidad y en algunos tramos han ocurrido filtraciones, debido quizás al mal procedimiento constructivo. Existe en el tramo, únicamente la estructura de cruce de la autopista México-Puebla, ubicada en el Km 16+363, sin duda quizás el obstáculo mas importante dentro del cauce del río La Compañía y en donde se han presentado desbordamientos del río. Esta estructura consta de 3 tubos abovedados de 5.00 m. de luz y 3.00 m. de flecha, los cuales se encuentran azolvados, constituyendo un taponamiento que provoca el remanso del agua.

Tramo N° 4 Km 16+363 al Km 20+105.

En este tramo se observa también depósito de azolves y en algunas partes los bordos presentan problemas de asentamientos, así como de filtraciones. Existe en el tramo el puente de la carretera Federal a Chalco en el Km 20+105, el cual tiene área hidráulica suficiente.

Tramo N° 5 Km 20+105 al Km 30+000.

En este tramo el cauce presenta poca capacidad, acentuándose más del Km 23+000 hacia aguas arriba, debido a que la sección es muy pequeña; aún cuando el gasto que escurre es menor que del tramo anterior hacia aguas abajo, existen aportaciones importantes originadas por las descargas del drenaje de las zonas ubicadas en las márgenes sobre el tramo existen .. principalmente puentes con muy poca área hidráulica.

II.B. PROBLEMÁTICA EN ZONAS DE ASENTAMIENTOS HUMANOS.

Dentro de los municipios importantes en los que corre el río de La Compañía, Chalco es uno de ellos, en donde el desarrollo urbano en las últimas décadas se ha incrementado notablemente y esto también ha aumentado la demanda de servicios públicos y asentamientos irregulares; así también como zonas importantes para la industria.

Considerando la importancia de Chalco como zona prioritaria para el desarrollo de los asentamientos humanos a través del fomento a las actividades industriales, y tomando en cuenta que los establecimientos industriales existentes al interior del municipio desalojan sus desechos sólidos y líquidos en los cuerpos de agua, surge la necesidad de regular este tipo de actividades que alteran las condiciones naturales de los asentamientos en Chalco, mediante la aplicación de ecotécnicas que no deterioren el medio y permitan el reciclaje de los desechos, colaborando así a racionalizar el aprovechamiento de los recursos naturales. También es importante señalar que en virtud de que las condiciones socioeconómicas están cambiando, es necesario que la planeación ecológica se realice permanentemente. Por lo que se refiere a la red vial, la ciudad de Chalco de Covarrubias se ubica sobre la carretera N° 55 que comunica al D.F. con Cuautla y a poca distancia corre la supercarretera de alta velocidad D.F.-Puebla.

La cabecera municipal se encuentra comunicada con todos los pueblos del interior, por medio de caminos vecinales de terracería, que presentan un regular estado de conservación. Asimismo, por Chalco entra el F.F.C.C. México-Cuautla que atraviesa todo el municipio, el cual se utiliza fundamentalmente para el transporte de carga, en tanto el servicio de pasajeros es ínfimo.

Por lo que se refiere al problema habitacional, el municipio carece de viviendas suficientes para satisfacer la demanda poblacional, pues el promedio en la región es de 6.5 habitantes por vivienda, en donde predominan habitaciones de 1 y 2 cuartos, lo que se traduce en bajas condiciones de la calidad de vida de la población.

Además, más de la mitad de las unidades habitacionales están construidas con materiales inadecuados, por lo que se plantea cubrir a corto plazo la demanda de vivienda, así como transformar los elementos con que se construyen.

Por otra parte, el 30% de la población no tiene servicio de drenaje y tan sólo la Ciudad de Chalco, Tezoquiapan y Cuautzingo cuentan con red de alcantarillado.

PROGRAMA : NIVEL ESTRATEGICO

NIVEL NORMATIVO		ACCIONES	LOCALIZACION	PLAZO
1	2			
PLANEACION DE LOS ASENTAMIENTOS HUMANOS				
1	3	1.- ELABORAR EL ECOPLAN DE LA CABECERA MUNICIPAL	CHALCO DIAZ DE COVARRUBIAS	C
1	3	2.- REDENSIFICAR LAS AREAS URBANAS UBICADAS EN SUELOS DE ALTA PRODUCTIVIDAD	SAN GREGORIO CUAUTZINGO, CANDELARIA TLAPALA, SAN MARTIN XICO, SAN MATEO HUITZILZINGO	M

1. OBJETIVOS
2. POLITICAS
3. DESARROLLO

- C. CORTO
- M. MEDIANO

II.C. PRINCIPALES REPERCUSSIONES AL MEDIO AMBIENTE.

La Contaminación de ríos, lagos, Lagunas, estuarios, aguas litorales y mantos subterráneo se originan por las descargas de sustancias que modifican la calidad natural del agua en los cuerpos receptores, e impidiendo con ello desarrollar al máximo el potencial de uso del recurso. Los factores que agravan los problemas de Contaminación del agua son el crecimiento de la población, el aumento en las actividades de los diferentes sectores de la economía y los costos asociados al establecimiento de mecanismos para el control de la contaminación.

Los principales contaminantes son : materia orgánica y nutriente, que ocasiona déficit de oxígeno disuelto, aumentan el contenido de nutrientes.

A nivel subregional, los problemas de contaminación mas serios se ubican en las cuencas de los valles de México, Lerma y Tula.

El impacto ambiental de las obras Hidráulicas se traduce en un conjunto de cambios tanto en los ecosistemas acuáticos y terrestres como en los sistemas socioculturales y patrones de vida de las áreas de influencia.

Para abatir los costos de tratamiento de aguas residuales, el Gobierno Federal, a través de la Comisión Nacional del Agua. (C.N.A.), promueve la formación de Distritos de Control de la Contaminación del Agua, alternativa prevista en el Reglamento elaborado con este fin. Se han propuesto a la fecha 46 distritos de Control de la Contaminación en las regiones donde se ubican las principales fuentes del problema; entre estos se tienen los de Ciudad Industrial del Valle de Cuernavaca, Lerma-Toluca, Aguascalientes, Comarca Lagunera, Río Pánuco y finalmente el Valle de México.

La ley General de Ecología y Protección al Medio Ambiente en materia de aguas, posibilitan la clasificación de las corrientes del país de acuerdo con los usos a los que se destine, de tal manera que las descargas vertidas en ellas no rebasen los límites de calidad requerida por cada actividad usuaria de la corriente.

En la región del Valle de México, la erosión hidráulica en las cuencas es consecuencia de la deforestación intensiva y de la explotación irracional de minas de arena, situación que se acentúa en los casos de los ríos del poniente y oriente del valle de México, por el carácter torrencial de los escurrimientos. Los usuarios del Valle de México compiten fuertemente por la utilización de las aguas negras que se generan dentro del mismo. Estas aguas son también demandadas aún en mayor medida por los usuarios de los valles de Tula y Alfajayucan.

Las descargas referidas son cada vez mayores, lo que motiva la apertura de nuevas superficies de riego; en el largo plazo, estas descargas podrían aliviar los problemas de escasez de aguas para fines agrícolas en la cuenca del río Lerma.

NIVEL NORMATIVO		ACCIONES	LOCALIZACION	PLAZO
1	2			
* TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES				
1	3	ESTABECER UN SISTEMA DE TRATAMIENTO QUE PERMITA LA REUTILIZACION DE LAS AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES	CABECERA MUNICIPAL	M
1	3	APLICAR LAS LEYES Y REGLAMENTOS EXISTENTES PARA EL CONTROL DE LA CONTAMINACION	TODO EL MUNICIPIO	C
1	3	CONTROLAR LA CALIDAD Y CANTIDAD DE AGUAS NO TRATADAS UTILIZADAS PARA EL RIEGO	TODO EL MUNICIPIO	C
1	3	CONTROLAR LAS DESCARGAS INDUSTRIALES Y MUNICIPALES AL ACUEDUCTO SAN RAFAEL	ACUEDUCTO SAN RAFAEL	C

C. CORTO
M. MEDIANO

* PLAN DE DESARROLLO MUNICIPAL DEL EDO. DE MEXICO. 1996

II.C.1. PRINCIPIOS DE EVALUACION AMBIENTAL.

En la décadas recientes, muchos países han tomado acciones positivas para proteger los recursos naturales y la salud pública contra la contaminación ambiental y para restaurar y mejorar la calidad de su medio ambiente.

La Evaluación Ambiental es la evaluación sistemática, reproducible e interdisciplinaria de los efectos potenciales de una acción propuesta y sus alternativas prácticas en los medios físicos, biológicos, culturales y socioeconómicos de un área geográfica en particular.

La Evaluación Ambiental es a menudo un componente clave en la planificación de instalaciones nacionales, regionales o locales y en el planeamiento de utilización de terrenos; el término Evaluación Ambiental, o EA, denota el proceso de evaluar los impactos al medio ambiente, finalmente la efectividad de un programa de EA depende del grado en que la calidad ambiental sea una prioridad nacional, regional o local.

Impacto Ambiental es cualquier efecto al medio ambiente causado por una acción propuesta. Un impacto ambiental significativo es, por lo general, un impacto que pudiera alterar las propiedades de un recurso natural o artificial y una manera que se considere importante. El significado del impacto generalmente se deduce o se infiere a través de las EA para acciones específicas.

Virtualmente todo desarrollo, re-desarrollo, o medida de mitigación afecta los atributos del medio ambiente existente: de hecho, la mayoría de las acciones se llevan a cabo explícitamente para modificar ciertos atributos y suministrar beneficios socioeconómicos particulares. Sin embargo, se sobreentiende que algunas acciones tendrán, un impacto mínimo en los recursos ambientales y el sujetar esas acciones al proceso completo de EA podría ser una canalización errada de recursos. Por lo tanto, el proceso de EA empieza por lo general con una consideración inicial de si la acción propuesta debe pasar o no por una EA completa.

Las acciones que puedan considerarse como sujetas a EA deben incluir no sólo los proyectos físicos (p.ej., construcción de instalaciones) sino también políticas administrativas, planes y programas que tengan el potencial de afectar significativamente la calidad del medio ambiente.

Puede asumirse que ciertos tipos generales de proyecto (p.ej., represas, embalses, plantas hidráulicas, autopistas) debido a su naturaleza o propósito generan impactos ambientales significativos. Basándose en un conocimiento de los tipos de acciones anteriores que necesitan EA se puede establecer un marco general para determinar cuáles proyectos necesitarán EA bajo las amplias categorías de alcance del efecto, significado de su efecto en el medio ambiente humano, condición de controversia pública, o requisitos legales o financieros existentes.

II.C.1.a. IMPACTOS PRIMARIOS Y SECUNDARIOS.

Los impactos primarios de una acción son aquellos efectos que causan la acción y que ocurre generalmente al mismo tiempo y en el mismo lugar de la acción. Por lo general se asocian con la construcción, operación, mantenimiento de una instalación o actividad y generalmente son obvios y cuantificables.

Los impactos primarios pueden incluir efectos como:

- la degradación de la calidad del agua superficial debido a la erosión durante la construcción o a la descarga excesiva de contaminantes en los desagües.
- la alteración de las características de las aguas subterráneas debido a construcción, bombeo o extracción durante la operación.
- la alteración o destrucción de áreas históricas, arqueológicas, geológicas, culturales o recreativas.
- el aumento en la generación de concentraciones de contaminantes y aumento en los niveles de olores y ruidos en el ambiente.

Los impactos secundarios de una acción son los cambios indirectos o inducidos en el medio ambiente, la población, el crecimiento económico y uso de terrenos y otros efectos ambientales resultantes de esos cambios en uso de terrenos, población y crecimiento económico. En otras palabras, los impactos secundarios cubren todos los efectos potenciales de los cambios adicionales que pudiesen ocurrir más adelante o en lugares diferentes como resultado de la implementación de una acción en particular.

II.C.1.b IMPACTOS A CORTO Y LARGO PLAZO.

Dependiendo en su duración, los impactos pueden ser a corto o largo plazo. La identificación de los impactos a corto y largo plazo es importante por el significado de cualquier impacto puede estar relacionado con su duración en el medio ambiente. La pérdida de pasto u otra vegetación herbácea corta en un área podría revegetarse muy fácilmente en un periodo corto de tiempo con semillas y cobertura. La pérdida de un bosque maduro, sin embargo, puede considerarse un impacto a largo plazo debido al tiempo necesario para reforestar el área y para que los árboles lleguen a la madurez.

II.C.1.c IMPACTOS POSITIVOS Y NEGATIVOS.

*La información sobre los impactos ambientales potenciales de una acción propuesta forma la base técnica para comparaciones de alternativas, inclusive la alternativa de no acción. Todos los efectos ambientales significativos, inclusive los beneficiosos, deben recibir atención. Aunque el término **impacto ambiental** ha venido a interpretarse en el sentido negativo, muchas acciones tienen efectos positivos significativos que deben definirse y discutirse claramente.*

II.C.1.d IMPACTOS ACUMULATIVOS

Impactos acumulativos son aquellos impactos ambientales resultantes del impacto incrementado de la acción propuesta sobre un recurso común cuando se añade a acciones pasadas, presentes y razonablemente esperadas en el futuro.

Las circunstancias que generan impactos acumulativos podrían incluir:

- impactos en la calidad del agua debidos a una emanación que se combina con otras fuentes de descarga o con desagües no provenientes de un solo punto.*

- pérdida y/o fragmentación de hábitats ambientalmente sensitivos (bosques, pantanos, tierras agrícolas) resultante de la construcción de obras públicas o privadas.*

II.C.1.e AMBIENTE DE LAS AGUAS. (EVALUACION DE IMPACTOS)

La evaluación consistente en la identificación de recursos de aguas superficiales y subterráneas, su calidad y uso presentes y las normas regulatorias aplicadas. Si los recursos de las aguas van a utilizarse, la capacidad de los recursos para acomodar este uso adicional debe evaluarse. Donde el agua se obtendrá de acuíferos subterráneos y luego, después de su uso, se descargará en aguas superficiales, los efectos de este desvío de los ciclos hidrológicos existentes debe examinarse. La calidad del agua podría alterarse con la acción propuesta de un desagüe. Se pueden preparar modelos de calidad de aguas para predecir los impactos y luego la calidad futura de las aguas debe compararse a las normas complementarias y a la tolerancia de los organismos cuyo hábitat son las aguas.

III. CONDICIONES HIDROLOGICAS.

III.A. REVISION Y ACTUALIZACION DEL ESTUDIO HIDROLOGICO. (RIO LA COMPAÑIA)

III.A.1. CLIMAS, LLUVIAS Y RIOS.

El clima del valle de México se clasifica como subtropical de altura, templado, semiseco y sin estación invernal bien definida, la temperatura media anual es de unos 15°C., en general las lluvias ocurren de Mayo a Octubre, y la época de estiaje abarca el resto del año, la precipitación media anual equivale a una lámina de 700 mm. La precipitación media anual aumenta en el valle del noroeste hacia el suroeste y las lluvias se acentúan en las montañas del sur y del oeste. Sin embargo, esta tendencia es mucho menos notable en el caso de las precipitaciones de corta duración; por ello, los grandes chubascos o tormentas pueden ocurrir casi indistintamente en cualquier parte del valle.

La distribución temporal de las lluvias en el valle de México es muy desfavorable desde el punto de vista de su aprovechamiento o control, ya que casi la totalidad de la precipitación de un año se encuentra en un número muy reducido de tormentas. Así, durante una sola tormenta es posible que se precipite entre 7% y 10% de la lluvia media anual; de este volumen, más del 50% se precipita en tan solo 30 minutos, lo que provoca grandes crecientes. Por ser difícil controlar los escurrimientos generados durante las tormentas, la ciudad enfrenta el problema de desalojar estas aguas.

Desde el punto de vista hidrográfico, el valle de México puede dividirse en las zonas que se describen a continuación:

La zona I comprende las cuencas de los ríos que descienden de la Sierra del Chichinautzi, la cual presenta formaciones basálticas de gran permeabilidad. El caudal medio de los ríos San Gregorio, San Lucas, Santiago y San Buenaventura, situados en esta zona, es únicamente de 38 Lt/seg.; sin embargo, durante tormentas excepcionales ocurren avenidas importantes, especialmente en el río San Buenaventura, donde se han presentado caudales cercanos a los 100 m³/seg.

Las zonas II y III incluyen el área urbanizada de la ciudad de México y los ríos que bajan hacia ellas desde el poniente del valle. Estas corrientes son intermitentes, salvo los ríos Magdalena, Mixcoac, Tacubaya, Hondo y Tlalnepantla, los cuales tienen escurrimientos constantes.

La zona IV abarca las cuencas desde los ríos Tepotzotlán y Cuautitlán, que se originan en el noroeste del valle. Las zonas V y VI corresponden básicamente a las cuencas de los ríos de las avenidas de Pachuca y San Juan Teotihuacán, respectivamente.

En las zonas VII se incluyen los que se desembocan en el lago de Texcoco por el oriente. La zona VIII, localizada también en el oriente, comprende los ríos que se sitúan entre el San Francisco, La Compañía y el Milpa Alta; en esta zona se genera un caudal medio de $0.6 \text{ m}^3/\text{seg}$. Finalmente, las zonas IX, X y XI se extiende desde la cuenca del río Tecocomulco y todas ellas generan $1.6 \text{ m}^3/\text{seg}$.; en un principio estas zonas no formaban parte de la cuenca, pero se incorporaron a ella en forma artificial.

En un conjunto las corrientes superficiales de la cuenca del valle de México tiene un caudal medio de $19 \text{ m}^3/\text{seg}$. que equivalen al 9% del volumen que llueve en un año.

III.A.2 BALANCE HIDROLOGICO DEL VALLE DE MEXICO.

En la época en que se fundó la Gran Tenochtitlan, el funcionamiento hidrológico del valle de México había producido una serie de lagos y lagunas. Extensos bosques cubrían las laderas montañosas y mantenían fijo el suelo de estas áreas, por lo que los escurrimientos contenían poco azolve. Los depósitos subterráneos, llenos a su capacidad, mantenían el flujo de numerosos manantiales.

El suelo era relativamente estable; la evaporación y transpiración de los lagos, así como la vegetación, propiciaban un clima confortable y menos variable que el actual. En esa época, el balance hidrológico permanecía prácticamente inalterado por los pobladores del valle. El volumen de lluvia que no se perdía por evapotranspiración, se depositaba en los lagos y lagunas, posteriormente se evaporaba durante la época de secas. Con el transcurso del tiempo, los habitantes del valle han modificado el funcionamiento descrito: la cubierta vegetal se ha alterado, las zonas de recarga han disminuído por la creciente urbanización; se aprovecha una pequeña parte del agua superficial, parte se regula mediante presas y el resto se desaloja fuera de la cuenca; los acuíferos del valle se explotan mas allá de su recarga natural; se contamina el agua y desde 1951 ha sido necesario traerla desde otras cuencas.

El volumen de lluvia media anual, dividido entre el número de segundos en un año, arroja un caudal medio equivalente a $213 \text{ m}^3/\text{seg.}$. Se estima que de este caudal se evapotranspiran $171 \text{ m}^3/\text{seg.}$, que por lo tanto, no son susceptibles de aprovechamiento. De $42 \text{ m}^3/\text{seg.}$ restante, 23 recargan el acuífero y 19 escurren superficialmente; de estos últimos se regulan $3 \text{ m}^3/\text{seg.}$ para su aprovechamiento y se desalojan los 16 restantes a través de los drenes del valle para evitar inundaciones, ya que se ha mencionado, la mayor parte del escurrimiento superficial ocurre en periodos muy cortos durante los cuales se concentran grandes caudales.

III.A.3. DESCRIPCION DE LOS METODOS PROBABILISTICOS.

Se describe a continuación en forma breve, algunos de los métodos estadísticos-probabilísticos, que se utilizaron en este estudio hidrológico: NASH, GUMBEL, GUMBEL 1, LEBEDIEV, LOG-PEARSON TIPO III, LOG-PEARSON III Y MINIMOS CUADRADOS, y este último como auxiliar para un mejor criterio de selección del método adecuado.

METODO DE NASH

Expresión general.

$$X_d = X_{\text{máx}} + \Delta z$$

$$X_{\text{máx}} = a + c \log \log \left(\frac{T_r}{T_r - 1} \right)$$

$$a = X_m - c Y_m$$

$$c = \frac{\sum_i^n X_i Y_i - n X_m Y_m}{\sum_i^n Y_i^2 - n (Y_m)^2}$$

$$X_m = \frac{\sum_i^n X_i}{n}$$

$$Y_m = \frac{\sum_i^n Y_i}{n}$$

$$Y_i = \log \log \left(\frac{t_{ri}}{t_{ri} - 1} \right)$$

$$t_{ri} = \frac{n+1}{m_i}$$

Los valores del período de retorno escogidos para el cálculo de $X_{\text{máx}}$, en donde:

X_d	Precipitación ó gasto de diseño.
$X_{\text{máx}}$	Precipitación ó gasto máximo para una frecuencia determinada.
Δz	Intervalo de confianza.
a y c	Constante para cada valor de precipitación ó gasto registrado en función del período de retorno.
T_r	Período de retorno escogido, en años.
X_m	Precipitación ó gasto medio.
Y_m	Valor medio de las Y_i
X_i	Precipitación ó gasto máximo observada en año (i).
Y_i	Constante para cada valor de precipitación ó gasto registrado en función del período.

períodos de retorno considerados, sustituyendo en $X_{m\acute{a}x}$ y por último en X_d .

METODO DE GUMBEL

$$X_{m\acute{a}x} = X_m (1 + k C_v)$$

$$X_m = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n}$$

$$C_v = \left\{ \frac{\sum_{i=1}^n (X_i / X_m - 1)^2}{(n-1)} \right\}^{(1/2)}$$

$$k = - \frac{1}{S_n} \ln \left(- \ln \left[\frac{T_r - 1}{T_r} \right] \right) - \frac{Y_n}{S_n}$$

En donde:

$X_{m\acute{a}x}$	Precipitación ó gasto máximo probable para una frecuencia determinada.
X_m	Precipitación ó gasto medio.
X_i	Precipitación ó gasto máximo observado en el año i .
n	Número de años de registro.
C_v	Coficiente de variación.
k	Coficiente de frecuencia.
T_r	Período de retorno escogido, en años.
Y_n y S_n	Parámetro que depende del tamaño de la muestra.
\ln	Logaritmo natural.

METODO DE GUMBEL I

Expresión General:

$$X_{\text{máx}} = \beta - \frac{1}{\alpha} \ln \ln \left(\frac{Tr}{Tr - 1} \right)$$

$$\alpha = \frac{1.2825}{S}$$

$$\beta = X_m - 0.45 S$$

$$S = \left\{ \frac{\sum_{i=1}^n i (X_i - X_m)^2}{(n - 1)} \right\}^{(1/2)}$$

En donde:

$X_{\text{máx}}$	<i>Precipitación ó gasto máximo probable para una frecuencia determinada.</i>
Tr	<i>Periodo de retorno escogido, en años</i>
\ln	<i>Logaritmo natural.</i>
α y β	<i>Parámetros de estimación</i>
S	<i>Desviación Estandar</i>
X_m	<i>Precipitación ó gasto medio.</i>
X_i	<i>Precipitación ó gasto máximo observado en el año (i).</i>
n	<i>Número de años de registro.</i>

METODO DE LEBEDIEV

Expresión General:

$$X_d = X_{\text{máx}} + \Delta z$$

$$X_{\text{máx}} = X_m (k C_v + 1)$$

Para el cálculo de Δz , C_v y k .

$$\Delta z = \pm \frac{A E_r X_{\text{máx}}}{(n)^{(1/2)}}$$

$$C_v = \left\{ \frac{\sum_{i=1}^n (X_i / X_m - 1)^2}{n} \right\}^{(1/2)}$$

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i / X_m - 1)^3}{n C_v^3}$$

En donde :

- X_d** Precipitación ó gasto de diseño.
- $X_{\text{máx}}$** Precipitación ó gasto máximo probable para una frecuencia determinada.
- Δz** Intervalo de confianza.
- X_m** Precipitación ó gasto medio.
- X_i** Precipitación ó gasto máximo observado en el año (i).
- n** Número de años de registro.
- A** Coeficiente que varía de 0.7 a 1.5 dependiendo del número de años de registro. Cuantos más años de registro haya, menor será el valor del coeficiente. Si n es mayor de 40 año se toma el valor de 0.7.
- E_r** Coeficiente que depende de C_v y de la probabilidad de que ocurra esa avenida en un año en particular. Se encuentra en forma gráfica.
- C_v** Coeficiente de asimetría.
- C_s** Coeficiente de variación.
- k** Coeficiente que depende de la probabilidad de que ocurra esa avenida en un año en particular, expresada en porcentaje de que se repita la Precipitación ó gasto de diseño y dependiendo del coeficiente de asimetría.

METODO DE LOG-PEARSON TIPO III

La obtención por medio de Log-Pearson Tipo III, se basa en transformar los eventos en sus logaritmos de la forma siguiente.

Expresión General:

$$\text{Log } X_{\text{máx}} = \text{Log } X_m + k S \text{Log } X$$

$$X_{\text{máx}} = \text{Anti Log} \{ \text{Log } X_m + k S \text{Log } X \}$$

Para el cálculo de $\text{Log } X_m$ y $S \text{Log } X$ con los siguientes logaritmos.

$$\text{Log } X_m = \frac{\sum_{i=1}^n i \text{Log } X_i}{n}$$

$$S \text{Log } X = \left\{ \frac{\sum_{i=1}^n i (\text{Log } X_i - \text{Log } X_m)^2}{(n-1)} \right\}^{(1/2)}$$

$$C_s = \frac{n \sum_{i=1}^n i (\text{Log } X_i - \text{Log } X_m)^3}{(n-1)(n-2)(S \text{Log } X)^3}$$

En donde:

- Log $X_{\text{máx}}$** Logaritmo de Precipitación ó gasto máximo para una frecuencia determinada.
- Log X_m** Logaritmo de Precipitación ó gasto medio.
- SLog X** Logaritmo de desviación estándar.
- k** Factor de frecuencia, función del periodo de retorno y del coeficiente de asimetría.
- C_s** Coeficiente de asimetría.
- n** Número de años registrados.

METODO DE PEARSON TIPO III

La descripción del método **Log-Pearson Tipo III** y todo lo que se diga puede ser aplicado al **Pearson Tipo III** con una sola observación; lo que se refiere en el primer método a los logaritmos de las precipitaciones ó gastos se referirá a los valores naturales de los mismos en el segundo método.

Expresión General:

$$X_{\text{máx}} = X_m + k S_x$$

Para el cálculo de X_m y S_x con los siguientes expresiones.

$$X_m = \frac{\sum_{i=1}^n i X_i}{n}$$

$$S_x = \left\{ \frac{\sum_{i=1}^n i (X_i - X_m)^2}{(n-1)} \right\}^{(1/2)}$$

$$C_s = \frac{n \sum_{i=1}^n i (X_i - X_m)^2}{(n-1)(n-2)(S_x)^3}$$

En donde:

$X_{\text{máx}}$	Precipitación ó gasto máximo para una frecuencia determinada.
X_m	Precipitación ó gasto medio.
S_x	Desviación estándar.
k	Factor de frecuencia, función del período de retorno y del coeficiente de asimetría.
C_s	Coficiente de asimetría.
n	Número de años registrados.

METODO DE MINIMOS CUADRADOS

La obtención de los gastos ó precipitaciones por medio de este método, se basa en la siguiente ecuación de la forma logaritmica:

$$X_{\text{máx}} = a + b \text{ Log } T_r$$

Para el cálculo de **a**, **b** y T_r con las siguientes ecuaciones:

$$a = \frac{(\sum_i^n X_i)(\sum_i^n Z_i^2) - (\sum_i^n Z_i)(\sum_i^n X_i Z_i)}{n(\sum_i^n Z_i^2) - (\sum_i^n Z_i)^2}$$

$$b = \frac{n(\sum_i^n X_i Z_i) - (\sum_i^n Z_i)(\sum_i^n X_i)}{n(\sum_i^n Z_i^2) - (\sum_i^n Z_i)^2}$$

$$R_{zx} = \frac{n(\sum_i^n X_i Z_i) - (\sum_i^n Z_i)(\sum_i^n X_i)}{\left[(n(\sum_i^n Z_i^2) - (\sum_i^n Z_i)^2)(n(\sum_i^n X_i^2) - (\sum_i^n X_i)^2) \right]^{(1/2)}} \approx 1$$

$$T_r = \frac{n+1}{m_i}$$

$$Z_i = \text{Log } T_r i$$

En donde:

- $X_{\text{máx}}$** Precipitación ó gasto máximo para una frecuencia determinada.
 a y b Constante en función del registro de precipitaciones ó gastos máximos anuales.
 R_{zx} Coeficiente de correlación lineal, siempre se aproximara a 1. siendo la ecuación que gobierna a la recta que tiende a 1. lo que es correcto, para aplicar este método como auxiliar.

CRITERIO PARA AJUSTE DE CURVA.

Una vez que se han presentado los datos en un papel de probabilidad, se puede ajustar una curva a los puntos graficados. Esta curva se convertirá en una línea recta si dichos puntos siguen aproximadamente la tendencia de la distribución de probabilidad correspondiente al papel empleado.

El criterio para ajuste de curvas se basará en el método de mínimos cuadrados, para darnos una idea aproximada para tomar el método más adecuado, y con la representación gráfica en papel de probabilidad.

Una de las razones adecuadas para efectuar el ajuste por procedimientos matemáticos, es que los resultados obtenidos aún por diferentes personas son idénticos. Esto por supuesto es verdadero: pero la experiencia ha demostrado que el uso del criterio personal es en ocasiones de importancia primordial, como por ejemplo, al analizar un registro corto que contiene datos de una avenida extraordinariamente grande a la cual le corresponde un periodo de retorno mucho mayor que el periodo de registro.

Aquí la aplicación estricta de los procedimientos matemáticos de ajuste puede conducir a resultados absurdos, ya que esa sola avenida extraordinaria ocasiona que la línea ajustada se separa de todos los demás puntos graficados.

III.A.4. ESTUDIO HIDROLOGICO DEL RIO DE LA COMPAÑIA., EDO DE MEXICO.

El río de la Compañía es uno de los principales ríos del Oriente de la cuenca del Valle de México, se origina a las inmediaciones del lado occidental del volcán Iztaccihualt y en esta parte, donde se le denomina Cañada del Negro, su rumbo es al Oeste, hasta la altura de las poblaciones de Tlalmanalco y San Mateo Tezoquiapan, Edo de México, a partir de allí sigue un curso general SE-NW. Afluyen a él, varias corrientes, entre las que se encuentran el río San Francisco, con curso NE-SW, y el arroyo Sto Domingo. Con un recorrido aproximado de 40 Km. totales, descarga a la altura del Bordo Xochiaca en el Dren General del Valle, con una cuenca aproximadamente de 850 Km².

III.A.4a. CUENCA DEL RIO LA COMPAÑIA.

Generalidades.-

La cuenca del río La Compañía se localiza entre las coordenadas 19°15' y 19°30' de latitud norte y 98°00' y 99°60' de longitud oeste, con una superficie aproximada de 850 Km², fué delimitada en cartas topográficas del Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática, con escala 1:50,000.

Aspectos Físicos.-

En las zonas que atraviesa el río predomina el clima cálido, aún cuando en invierno se ha presentado temperaturas abajo de 0°C. La temperatura máxima promedio es de 26.5°C, la mínima promedio de 3.5°C y la media promedio de 14.2°C.

El área del proyecto está sometida a un periodo de lluvias principalmente que comprende de mayo a octubre, aunque en el mes de enero se han presentado precipitaciones importantes; la precipitación media anual varía de 64.00 mm. en la zona de Los Reyes a 77.00 mm. en Chalco y 106.00 mm. en la zona de San Rafael.

III.A.4b. SUBCUENCA DEL RIO SAN FRANCISCO.

La subcuenca del río San Francisco, la más importante sin duda dentro de la cuenca del río La Compañía, dado que recibe las aportaciones de varias barrancas que se originan en la parte alta, entre las que se destacan la barranca El Olivar; tiene una superficie aproximada de 153 Km².

Debido a las características de esta cuenca y la corta longitud del río, las avenidas que se producen descargan al río La Compañía, influyendo en esto último también el hecho de que en los años de 1984 y 1985, se hayan ejecutados trabajos de desazolve tanto en el río San Francisco, como en la barranca El Olivar, a fin de proteger terrenos de cultivo de esa zona.

III.A.4c. SUBCUENCA DEL RIO SANTO DOMINGO.

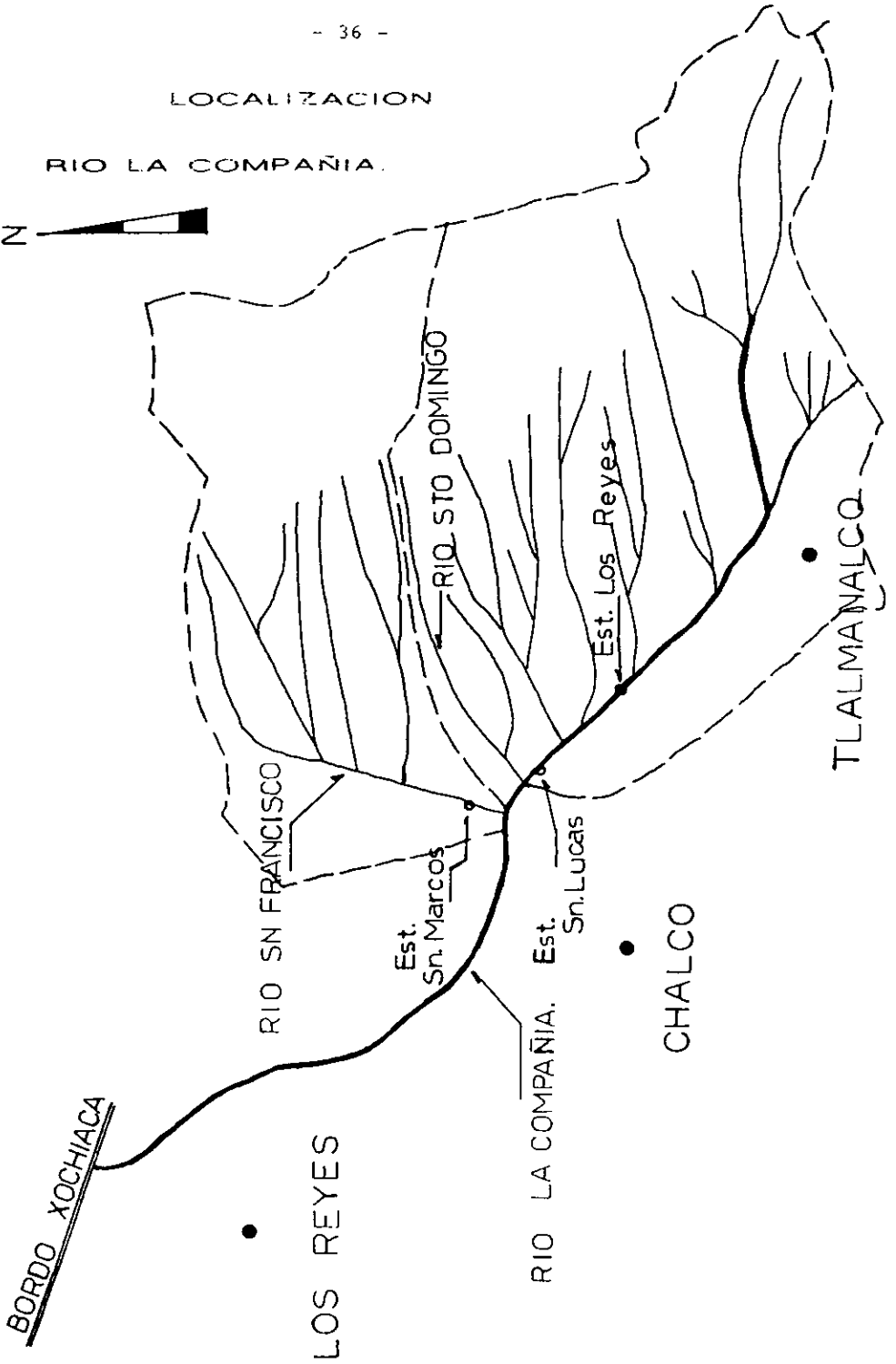
Así como el río San Francisco, éste es otro de los afluentes de mayor importancia, aunque su aportación al caudal del río La Compañía no es de gran consideración.

La principal razón por la cual el río Santo Domingo no aporta un gasto importante, es que en la parte baja del mismo, así como en la barranca de Xaltocan, afluente del Santo Domingo, no existe cauce definido, por lo que, las aguas que conducen ambos cauces se derraman sobre los terrenos adyacentes, sin llegar a descargar al río La Compañía.

La cuenca de río Santo Domingo es mas pequeña que la del río San Francisco y su longitud es menor.

LOCALIZACION

RIO LA COMPAÑIA.



III.A.4.d. ESTACIONES HIDROMETRICAS

Para esta revisión del estudio hidrológico se tomaron tres estaciones hidrometricas ellas son:

- Estación hidrometrica San Lucas.(sobre el río La Compañía).
- Estación hidrometrica Los Reyes ,(sobre el río La Compañía).
- Estación hidrometrica San Marcos.(sobre el río San Francisco).

ESTACION SAN LUCAS

Características hidrográficas:

Zona Hidrológica :	VIII Chalco
Colector General:	Lago de texcoco
Area de la Cuenca:	293.5 Km. ²

Objetivo de su instalación:

La estación se ha instalado para obtener información del potencial hídrico del río de la compañía , y posteriormente utilizar esta en los estudios hidrológicos de la zona de riego de Chalco, Edo de México.

Características Geograficas:

Coordenadas : Latitud N.:19° 17' 05". Longitud W.G: 98° 51' 25"

Ubicación:

Este sitio de observación está a 800.00 m aguas arriba del cruce de la corriente , con la confluencia del río San Francisco y del cruce de la carretera México-Cuautla y 3.0 Km. Al noreste de la población de Chalco , en el municipio del mismo nombre en el Edo. de México.

ESTACION SAN LUCAS SOBRE EL RIO LA COMPAÑIA

AÑO	Q.MAX.ANUAL M3/SEG
1959	4.060
1960	0.000
1961	0.000
1962	0.000
1963	2.430
1964	1.910
1965	2.720
1966	2.510
1967	1.890
1968	2.368
1969	3.024
1970	3.428
1971	3.940
1972	4.050
1973	1.348
1974	5.280
1975	4.500
1976	11.900
1977	12.500
1978	14.400
1979	5.450
1980	7.000
1981	2.846
1982	3.482
1983	3.960
1984	3.010
1985	2.350
1986	1.612
1987	3.523

RESULTADOS DE LA PROBABILIDAD POR MEDIO DE LA DISTRIBUCION
DE GUMBEL.

DATOS DE LA ESTACION SAN LUCAS
GASTO EN M3/SEG

AÑO	DATOS	ORDEN (N)	DECRE- CIENTE	m_i/N	$(m_i+1)/N$	TR AÑOS	PROBABILIDAD DE G. (%)
1959	4.06	1	14.40	0.038	0.077	27.00	1.30
1963	2.43	2	12.50	0.077	0.115	13.50	2.64
1964	1.91	3	11.90	0.115	0.154	9.00	3.30
1965	2.72	4	7.00	0.154	0.192	6.75	19.23
1966	2.51	5	5.45	0.192	0.231	5.40	31.86
1967	1.89	6	5.28	0.231	0.269	4.50	33.58
1968	2.37	7	4.50	0.269	0.308	3.86	42.27
1969	3.02	8	4.06	0.308	0.346	3.38	47.73
1970	3.43	9	4.05	0.346	0.385	3.00	47.85
1971	3.94	10	3.96	0.385	0.423	2.70	49.02
1972	4.05	11	3.94	0.423	0.462	2.45	49.28
1973	1.35	12	3.52	0.462	0.500	2.25	54.86
1974	5.28	13	3.48	0.500	0.538	2.08	55.41
1975	4.50	14	3.43	0.538	0.577	1.93	56.09
1976	11.90	15	3.02	0.577	0.615	1.80	61.74
1977	12.50	16	3.01	0.615	0.654	1.69	61.88
1978	14.40	17	2.85	0.654	0.692	1.59	64.11
1979	5.45	18	2.72	0.692	0.731	1.50	65.91
1980	7.00	19	2.51	0.731	0.769	1.42	68.81
1981	2.85	20	2.43	0.769	0.808	1.35	69.90
1982	3.48	21	2.37	0.808	0.846	1.29	70.72
1983	3.96	22	2.35	0.846	0.885	1.23	70.99
1984	3.01	23	1.91	0.885	0.923	1.17	76.81
1985	2.35	24	1.89	0.923	0.962	1.13	77.07
1986	1.61	25	1.61	0.962	1.000	1.08	80.54
1987	3.52	26	1.35	1.000	1.038	1.04	83.57

* M E T O D O D E N A S H *

ESTACION SAN LUCAS
RIO DE LA COMPAÑIA
GASTO EN M3/SEG.

RESULTADOS DEL METODO DE NASH

PER. DE RET. AÑOS	DISEÑO MAXIMO
5	8.55
10	10.80
20	13.02
25	13.73
50	15.95
100	18.18
250	21.13
500	23.37
1000	25.61

* M E T O D O D E G U M B E L *

ESTACION SAN LUCAS
RIO DE LA COMPAÑIA
GASTO EN M3/SEG.
VALORES CONFORME A = (26)
Sn = .9043
Yn = .4843

RESULTADOS DEL METODO DE GUMBEL

PER. DE RET. AÑOS	DISEÑO MAXIMO
5	8.25
10	11.07
20	13.77
25	14.63
50	17.27
100	19.89
250	23.34
500	25.95
1000	28.55

 * M E T O D O D E G U M B E L 1 *

ESTACION SAN LUCAS
 RIO DE LA COMPAÑIA
 GASTO EN M3/SEG.
 VALORES REGISTRADOS N = 26

RESULTADOS DEL METODO DE GUMBEL 1

PER. DE RET. AÑOS	DISEÑO MAXIMO
5	6.88
10	8.87
20	10.78
25	11.38
50	13.24
100	15.09
250	17.52
500	19.36
1000	21.20

 * M E T O D O D E L E B E D I E V *

ESTACION SAN LUCAS
 RIO DE LA COMPAÑIA
 GASTO EN M3/SEG.

TIPO SELECCIONADO NUM= 2
 $C_s = 3C_v$ PARA CORRIENTE PRODUCIDA POR TORMENTAS
 CON EL VALOR DE $C_s = 2.248165$
 CON EL VALOR DE $C_v = .7493884$

RESULTADOS DEL METODO DE LEBEDIEV

PER. DE RETORNO	COEF. K.	COEF. Er.	DISEÑO MAXIMO
5	0.56	0.89	6.31
10	1.26	0.95	8.64
20	2.02	1.00	11.17
25	2.28	1.02	12.03
50	2.96	1.07	14.29
100	3.70	1.15	16.76
250	4.92	1.18	20.82
500	5.77	1.20	23.65
1000	6.20	1.24	25.08

* METODO DE LOG-PEARSON TIPO III *

ESTACION SAN LUCAS
RIO DE LA COMPAEIA
GASTO EN M3/SEG.
CON EL VALOR DE CS = .8267004

RESULTADOS DEL METODO LOG-PEARSON TIPO III

PER. DE RET. AÑOS	FACTOR DE FRECUENCIA	DISEÑO MAXIMO
5	0.78	5.82
10	1.34	8.13
20	1.77	10.57
25	1.99	12.06
50	2.45	15.90
100	2.89	20.68
250	3.39	27.96
500	3.80	35.70
1000	4.25	46.78

* METODO DE PEARSON TIPO III *

ESTACION SAN LUCAS
RIO DE LA COMPAEIA
GASTO EN M3/SEG.
EL VALOR DE CS = 2.002087

RESULTADOS DEL METODO DE PEARSON TIPO III

PER. DE RET. AÑOS	FACTOR DE FRECUENCIA	DISEÑO MAXIMO
5	0.609	6.51
10	1.302	8.86
20	1.913	10.94
25	2.219	11.97
50	2.912	14.33
100	3.605	16.68
250	4.449	19.54
500	5.205	22.11
1000	5.906	24.49

* METODO DE MINIMOS CUADRADOS *

ESTACION SAN LUCAS
RIO DE LA COMPAÑIA
GASTO EN M3/SEG.

EL COEFICIENTE DE CORRELACION LINEAL

ESTA ENTRE 0.9 >= .9545106 <=1.1 ES CORRECTO

RESULTADOS DEL METODO DE MINIMOS CUADRADOS

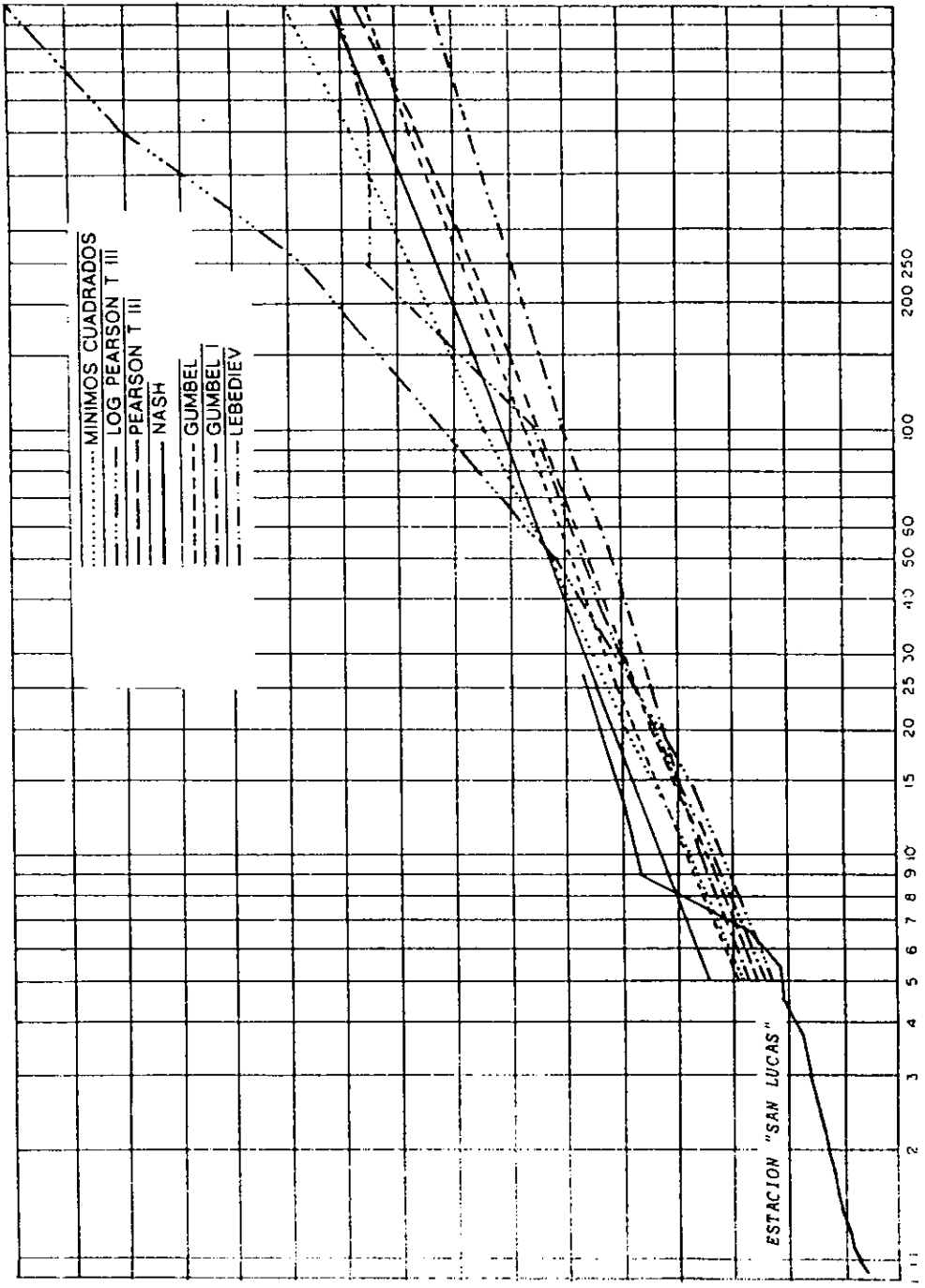
PER. DE RET. AÑOS	DISEÑO MAXIMO
5	7.03
10	9.71
20	12.39
25	13.26
50	15.94
100	18.62
250	22.16
500	24.84
1000	27.52

*****R E S U L T A D O S D E L O S M E T O D O S *****

ESTACION HIDROMETRICA SAN LUCAS
RIO DE LA COMPAÑIA
GASTO M3/SEG.

TR (AÑOS)	NASH	GUMBEL	GUMBEL I	LEBEDIEV	LOG-PEAR TIPO III	PEARSON T. III	MINIMOS CUADRADOS
5.00	8.55	8.25	6.88	6.31	5.82	6.51	7.03
10.00	10.80	11.07	8.87	8.64	8.13	8.86	9.71
20.00	13.02	13.77	10.78	11.17	10.57	10.94	12.39
25.00	13.73	14.63	11.38	12.03	12.06	11.97	13.26
50.00	15.95	17.27	13.24	14.29	15.90	14.33	15.94
100.00	18.18	19.89	15.09	16.76	20.68	16.68	18.62
250.00	21.13	23.34	17.52	20.82	27.96	19.54	22.16
500.00	23.37	25.95	19.36	23.65	35.70	22.11	24.84
1000.00	25.61	28.55	21.20	25.08	46.78	24.49	27.52

GASTO EN M³/SRC.



PERIODO DE RETORNO (TR)
AÑOS

ESTACION LOS REYES.

Características hidrográficas:

Zona Hidrológica:	VII Lago de Texcoco.
Colector General:	Río de La Compañía
Afluente:	
Corriente:	Río de La Compañía
Area de la Cuenca:	25.21 Km ²

Objetivo de la instalación:

La estación se ha instalado con la finalidad de cuantificar los volúmenes y gastos que transitan por la cuenca baja del río de la Compañía, a la altura de la zona de Netzahualcóyotl .

Características Geográficas:

Coordenadas: Latitud N: 19° 21' 45" Longitud W.G.: 98° 57' 40"

Ubicación :

Se encuentra instalada 750.00 m aguas abajo del cruce de la corriente con la carretera México- Texcoco, unos 2.0 Km. al Noreste de la población de los Reyes La Paz , dentro del municipio del mismo nombre del Estado de México.

ESTACION LOS REYES SOBRE EL RIO LA COMPAÑÍA

AÑO	Q.MAX.ANUAL M3/SEG
1976	3.570
1977	3.160
1978	3.150
1979	2.810
1980	2.500
1981	2.160
1982	1.840
1983	3.360
1984	2.750
1985	3.010
1986	2.890
1987	2.250

RESULTADOS DE LA PROBABILIDAD POR MEDIO DE LA
DISTRIBUCION DE GUMBEL
CON DATOS DE LA ESTACION LOS REYES
GASTO EN M3/SEG.

AÑO	DATOS	ORDEN (N)	DECRE- CIENTE	m_i/N	$(m_i+1)/N$	TR AÑOS	PROBABILIDAD DE G. (%)
1976	3.57	1	3.57	0.083	0.167	13.00	7.73
1977	3.16	2	3.36	0.167	0.250	6.50	12.68
1978	3.15	3	3.16	0.250	0.333	4.33	19.96
1979	2.81	4	3.15	0.333	0.417	3.25	20.41
1980	2.50	5	3.01	0.417	0.500	2.60	27.62
1981	2.16	6	2.89	0.500	0.583	2.17	35.30
1982	1.84	7	2.81	0.583	0.667	1.86	41.20
1983	3.36	8	2.75	0.667	0.750	1.63	46.01
1984	2.75	9	2.50	0.750	0.833	1.44	68.22
1985	3.01	10	2.25	0.833	0.917	1.30	88.15
1986	2.89	11	2.16	0.917	1.000	1.18	93.05
1987	2.25	12	1.84	1.000	1.083	1.08	99.73

* M E T O D O D E N A S H *

ESTACION LOS REYES
RIO DE LA COMPAÑIA
GASTO EN M3/SEG.

RESULTADOS DEL METODO DE NASH

PER. DE RET. AÑOS	DISEÑO MAXIMO
5	3.58
10	3.97
20	4.35
25	4.47
50	4.85
100	5.23
250	5.74
500	6.13
1000	6.52

* M E T O D O D E G U M B E L *

ESTACION LOS REYES
RIO DE LA COMPAÑIA
GASTO EN M3/SEG.
VALORES CONFORME A = (12)
Sn = .9043
Yn = .4843

RESULTADOS DEL METODO DE GUMBEL

PER. DE RET. AÑOS	DISEÑO MAXIMO
5	3.37
10	3.80
20	4.21
25	4.34
50	4.74
100	5.14
250	5.66
500	6.06
1000	6.46

 * M E T O D O D E G U M B E L 1 *

ESTACION LOS REYES
 RIO DE LA COMPAÑIA
 GASTO EN M3/SEG.
 VALORES REGISTRADOS N = 12

RESULTADOS DEL METODO DE GUMBEL 1

PER. DE RET. AÑOS	DISEÑO MAXIMO
5	3.16
10	3.46
20	3.75
25	3.84
50	4.13
100	4.41
250	4.78
500	5.06
1000	5.34

 * M E T O D O D E L E B E D I E V *

ESTACION LOS REYES
 RIO DE LA COMPAÑIA
 GASTO EN M3/SEG.

TIPO SELECCIONADO NUM= 2

Cs = 3Cv PARA CORRIENTE PRODUCIDA POR TORMENTAS
 CON EL VALOR DE CS= .5322755
 CON EL VALOR DE CV= .1774252

RESULTADOS DEL METODO DE LEBEDIEV

PER. DE RETORNO	COEF. K.	COEF.Er.	DISEÑO MAXIMO
5	0.81	0.22	3.19
10	1.32	0.25	3.44
20	1.77	0.29	3.67
25	1.94	0.31	3.75
50	2.32	0.34	3.93
100	2.70	0.35	4.12
250	3.28	0.38	4.41
500	3.68	0.40	4.61
1000	3.88	0.41	4.71

* METODO DE LOG-PEARSON TIPO III *

ESTACION LOS REYES
RIO DE LA COMPAÑIA
GASTO EN M3/SEG.
CON EL VALOR DE CS =-.738474

RESULTADOS DEL METODO LOG-PEARSON TIPO III

PER. DE RET. AÑOS	FACTOR DE FRECUENCIA	DISEÑO MAXIMO
5	0.86	3.24
10	1.18	3.46
20	1.41	3.62
25	1.49	3.67
50	1.66	3.80
100	1.81	3.91
250	2.00	4.06
500	2.33	4.33
1000	2.55	4.53

* METODO DE PEARSON TIPO III *

ESTACION LOS REYES
RIO DE LA COMPAÑIA
GASTO EN M3/SEG.
EL VALOR DE CS =-.394619

RESULTADOS DEL METODO DE PEARSON TIPO III

PER. DE RET. AÑOS	FACTOR DE FRECUENCIA	DISEÑO MAXIMO
5	0.855	3.23
10	1.231	3.42
20	1.500	3.56
25	1.606	3.62
50	1.834	3.73
100	2.029	3.84
250	2.350	4.00
500	2.770	4.22
1000	2.890	4.28

* METODO DE MINIMOS CUADRADOS *

ESTACION LOS REYES
RIO DE LA COMPAÑIA
GASTO EN M3/SEG.

EL COEFICIENTE DE CORRELACION LINEAL

ESTA ENTRE 0.9 >= .9109369 <=1.1 ES CORRECTO

RESULTADOS DEL METODO DE MINIMOS CUADRADOS

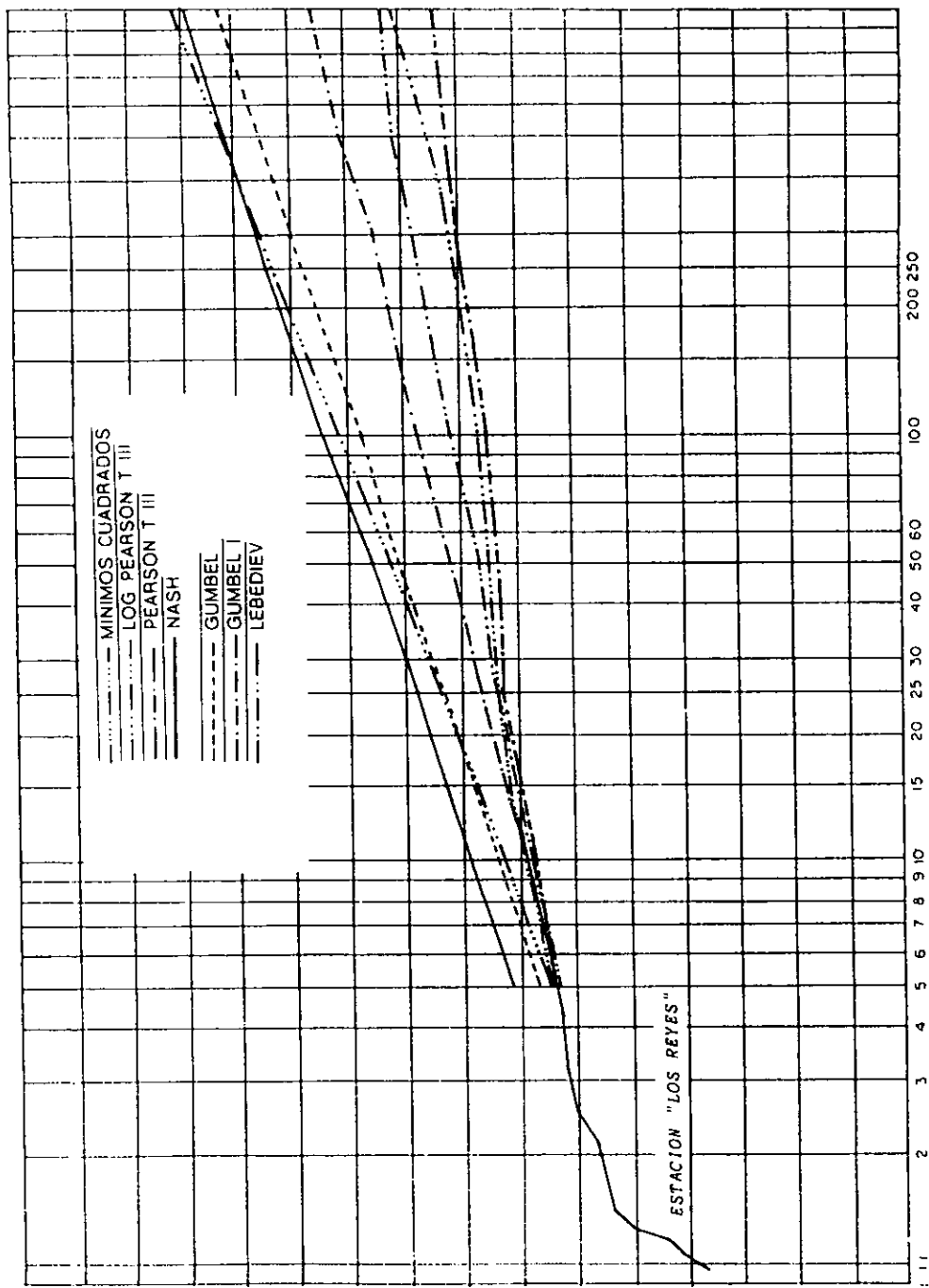
PER. DE RET. AÑOS	DISEÑO MAXIMO
5	3.23
10	3.66
20	4.09
25	4.23
50	4.66
100	5.09
250	5.67
500	6.10
1000	6.53

*****R E S U L T A D O S D E L O S M E T O D O S *****

ESTACION HIDROMETRICA LOS REYES
RIO DE LA COMPAÑIA
GASTO M3/SEG.

TR (AÑOS)	NASH	GUMBEL	GUMBEL 1	LEBEDIEV	LOG-PEAR TIPO III	PEARSON T. III	MINIMOS CUADRADOS
5.00	3.58	3.37	3.16	3.19	3.24	3.23	3.23
10.00	3.97	3.80	3.46	3.44	3.46	3.42	3.66
20.00	4.35	4.21	3.75	3.67	3.62	3.56	4.09
25.00	4.47	4.34	3.84	3.75	3.67	3.62	4.23
50.00	4.85	4.74	4.13	3.93	3.80	3.73	4.66
100.00	5.23	5.14	4.41	4.12	3.91	3.84	5.09
250.00	5.74	5.66	4.78	4.41	4.06	4.00	5.67
500.00	6.13	6.06	5.06	4.61	4.33	4.22	6.10
1000.00	6.52	6.46	5.34	4.71	4.53	4.28	6.53

GASTO EN M³/SEG.



ESTACION SAN MARCOS

Características Hidrográficas:

Zona Hidrológica:	VIII Chalco
Colector General:	Río de La Compañía
Corriente:	Río San Francisco
Area de la Cuenca:	151.5 Km ²

Objetivo de su instalación:

La estación se ha instalado con la finalidad de obtener información del potencial hídrico del río San Francisco y utilizarla, posteriormente en los estudios hidrológicos de la zona.

Características Geográficas:

Coordenadas: Latitud N: 19° 17' 30" Longitud W.G.: 98° 52' 10"

Ubicación :

Se encuentra localizada a 150.00 m aguas abajo del cruce de la autopista México-Puebla con el río San Francisco, a 400.00 m aguas arriba de su confluencia con el río de la Compañía y unos 4.0 Km. al Noreste de la población de Chalco, en el municipio del mismo nombre del Estado de México.

Datos de instrumentación Hidrométrica

Estructura de Aforos :

Consiste en un puente-pasarela de concreto armado, soportados por vigas de fierro, tiene 0.85 m de ancho y 11.35 m de largo.

ESTACION SAN MARCOS SOBRE EL RIO SAN FRANCISCO

AÑO	Q. MAX. ANUAL. M3/SEG
1963	30.600
1964	21.900
1965	30.100
1966	43.900
1967	21.200
1968	14.900
1969	22.287
1970	18.482
1971	15.610
1972	17.510
1973	35.200
1974	7.179
1975	17.340
1976	25.600
1977	18.400
1978	5.000
1979	11.100
1980	31.800
1981	30.950
1982	6.748
1983	27.840
1984	7.298
1985	22.930
1986	13.708
1987	12.024

RESULTADOS DE LA PROBABILIDAD POR MEDIO DE LA
DISTRIBUCION DE GUMBEL
CON DATOS DE LA ESTACION SAN MARCOS
GASTO EN M3/SEG.

AÑO	DATOS	ORDEN (N)	DECRE- CIENTE	m_i/N	$(m_i+1)/N$	TR AÑOS	PROBABILIDAD DE G. (%)
1963	30.60	1	43.90	0.040	0.080	26.00	2.64
1964	21.90	2	35.20	0.080	0.120	13.00	7.92
1965	30.10	3	31.80	0.120	0.160	8.67	12.02
1966	43.90	4	30.95	0.160	0.200	6.50	13.33
1967	21.20	5	30.60	0.200	0.240	5.20	13.90
1968	14.90	6	30.10	0.240	0.280	4.33	14.76
1969	22.29	7	27.84	0.280	0.320	3.71	19.26
1970	18.48	8	25.60	0.320	0.360	3.25	24.86
1971	15.61	9	22.93	0.360	0.400	2.89	33.23
1972	17.51	10	22.29	0.400	0.440	2.60	35.52
1973	35.20	11	21.90	0.440	0.480	2.36	36.97
1974	7.18	12	21.20	0.480	0.520	2.17	39.66
1975	17.34	13	18.48	0.520	0.560	2.00	51.25
1976	25.60	14	18.40	0.560	0.600	1.86	51.61
1977	18.40	15	17.51	0.600	0.640	1.73	55.72
1978	5.00	16	17.34	0.640	0.680	1.63	56.51
1979	11.10	17	15.61	0.680	0.720	1.53	64.72
1980	31.80	18	14.90	0.720	0.760	1.44	68.08
1981	30.95	19	13.71	0.760	0.800	1.37	73.61
1982	6.75	20	12.02	0.800	0.840	1.30	80.95
1983	27.84	21	11.10	0.840	0.880	1.24	84.55
1984	7.30	22	7.30	0.880	0.920	1.18	95.29
1985	22.93	23	7.18	0.920	0.960	1.13	95.51
1986	13.71	24	6.75	0.960	1.000	1.08	96.24
1987	12.02	25	5.00	1.000	1.040	1.04	98.37

* M E T O D O D E N A S H *

ESTACION SAN MARCOS
RIO DE LA COMPAÑIA
GASTO EN M3/SEG.

RESULTADOS DEL METODO DE NASH

PER. DE RET. AÑOS	DISEÑO MAXIMO
5	32.92
10	39.59
20	46.03
25	48.08
50	54.40
100	60.71
250	69.04
500	75.36
1000	81.68

* M E T O D O D E G U M B E L *

ESTACION SAN MARCOS
RIO DE LA COMPAÑIA
GASTO EN M3/SEG.

VALORES CONFORME A = (25)
Sn = .9043
Yn = .4843

RESULTADOS DEL METODO DE GUMBEL

PER. DE RET. AÑOS	DISEÑO MAXIMO
5	31.51
10	39.73
20	47.62
25	50.12
50	57.83
100	65.48
250	75.55
500	83.16
1000	90.76

 * M E T O D O D E G U M B E L 1 *

ESTACION SAN MARCOS
 RIO DE LA COMPAÑIA
 GASTO EN M3/SEG.
 VALORES REGISTRADOS N = 25

RESULTADOS DEL METODO DE GUMBEL 1

PER. DE RET. AÑOS	DISEÑO MAXIMO
5	27.51
10	33.31
20	38.87
25	40.64
50	46.07
100	51.46
250	58.57
500	63.93
1000	69.29

 * M E T O D O D E L E B E D I E V *

ESTACION SAN MARCOS
 RIO DE LA COMPAÑIA
 GASTO EN M3/SEG.

TIPO SELECCIONADO NUM= 2
 Cs = 3Cv PARA CORRIENTE PRODUCIDA POR TORMENTAS
 CON EL VALOR DE CS= 1.428658
 CON EL VALOR DE CV= .4762192

RESULTADOS DEL METODO DE LEBEDIEV

PER. DE RETORNO	COEF. K.	COEF. Er.	DISEÑO MAXIMO
5	0.71	0.48	27.28
10	1.34	0.59	33.39
20	1.95	0.67	39.31
25	2.16	0.70	41.35
50	2.71	0.75	46.69
100	3.27	0.79	52.13
250	4.15	0.86	60.67
500	4.78	0.89	66.79
1000	5.09	0.90	69.80

* METODO DE LOG-PEARSON TIPO III *

ESTACION SAN MARCOS
RIO DE LA COMPAÑIA
GASTO EN M3/SEG.
CON EL VALOR DE CS = -.679306

RESULTADOS DEL METODO LOG-PEARSON TIPO III

PER. DE RET. AÑOS	FACTOR DE FRECUENCIA	DISEÑO MAXIMO
5	0.86	28.92
10	1.18	34.77
20	1.41	39.54
25	1.49	41.32
50	1.66	45.62
100	1.81	49.47
250	2.00	55.21
500	2.33	66.54
1000	2.55	75.36

* METODO DE PEARSON TIPO III *

ESTACION SAN MARCOS
RIO DE LA COMPAÑIA
GASTO EN M3/SEG.
EL VALOR DE CS = .4073996

RESULTADOS DEL METODO DE PEARSON TIPO III

PER. DE RET. AÑOS	FACTOR DE FRECUENCIA	DISEÑO MAXIMO
5	0.816	28.47
10	1.317	33.43
20	1.720	37.43
25	1.880	39.01
50	2.261	42.79
100	2.615	46.29
250	3.010	50.21
500	3.350	53.57
1000	3.750	57.54

* METODO DE MINIMOS CUADRADOS *

ESTACION SAN MARCOS
RIO DE LA COMPAÑIA
GASTO EN M3/SEG.

EL COEFICIENTE DE CORRELACION LINEAL

ESTA ENTRE 0.9 >= .963312 <=1.1 ES CORRECTO

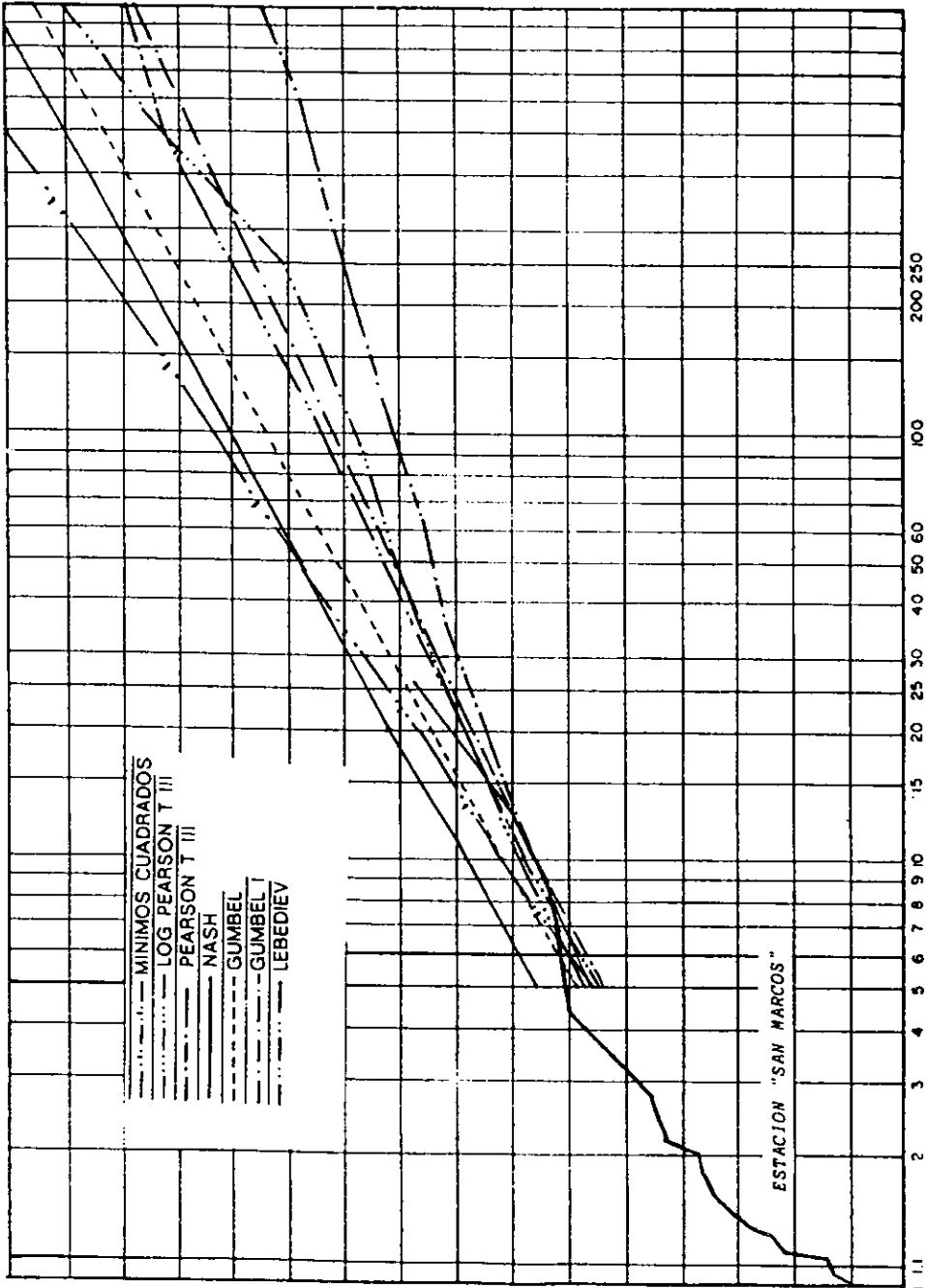
RESULTADOS DEL METODO DE MINIMOS CUADRADOS

PER. DE RET. AÑOS	DISEÑO MAXIMO
5	28.07
10	36.00
20	43.93
25	46.48
50	54.41
100	62.34
250	72.82
500	80.75
1000	88.68

*****R E S U L T A D O S D E L O S M E T O D O S *****

ESTACION HIDROMETRICA SAN MARCOS
RIO DE LA COMPAÑIA
GASTO M3/SEG.

TR (AÑOS)	NASH	GUMBEL	GUMBEL 1	LEBEDIEV	LOG-PEAR TIPO III	PEARSON T. III	MINIMOS CUADRADOS
5.00	32.92	31.51	27.51	27.28	28.92	28.47	28.07
10.00	39.59	39.73	33.31	33.39	34.77	33.43	36.00
20.00	46.03	47.62	38.87	39.31	39.54	37.43	43.93
25.00	48.08	50.12	40.64	41.35	41.32	39.01	46.48
50.00	54.40	57.83	46.07	46.69	45.62	42.79	54.41
100.00	60.71	65.48	51.46	52.13	49.47	46.29	62.34
250.00	69.04	75.55	58.57	60.67	55.21	50.21	72.82
500.00	75.36	83.16	63.93	66.79	66.54	53.57	80.75
1000.00	81.68	90.76	69.29	69.80	75.36	57.54	88.68



GASTO EN M³/SEG.

PERIODO DE RETORNO (AÑOS)

ESTACION "SAN MARCOS"

Estimación del gasto de diseño suponiendo que se presenta simultaneamente las avenidas del río La Compañía y el río San Francisco

ESTACION SIMULTANEIDAD DE AVENIDAS

AÑO	Q. MAX. ANUAL M3/SEG
1963	33.030
1964	23.810
1965	32.820
1966	46.410
1967	23.090
1968	17.268
1969	25.311
1970	21.910
1971	19.550
1972	21.560
1973	36.548
1974	12.459
1975	21.840
1976	41.070
1977	34.060
1978	22.550
1979	19.360
1980	41.300
1981	35.956
1982	12.070
1983	35.160
1984	13.058
1985	28.290
1986	18.210
1987	17.797

RESULTADOS DE LA PROBABILIDAD POR MEDIO DE LA
DISTRIBUCION DE GUMBEL
CON DATOS DE LA ESTACION SIMULTANEIDAD DE AVENIDAS
GASTO EN M3/SEG.

AEO	DATOS	ORDEN (N)	DECRE- CIENTE	m_i/N	$(m_i+1)/N$	TR AÑOS	PROBABILIDAD DE G. (%)
1963	33.03	1	46.41	0.040	0.080	26.00	3.76
1964	23.81	2	41.30	0.080	0.120	13.00	7.25
1965	32.82	3	41.07	0.120	0.160	8.67	7.47
1966	46.41	4	36.55	0.160	0.200	6.50	13.16
1967	23.09	5	35.96	0.200	0.240	5.20	14.14
1968	17.27	6	35.16	0.240	0.280	4.33	15.59
1969	23.31	7	34.06	0.280	0.320	3.71	17.80
1970	21.91	8	33.03	0.320	0.360	3.25	20.12
1971	19.55	9	32.82	0.360	0.400	2.89	20.62
1972	21.56	10	28.29	0.400	0.440	2.60	34.32
1973	36.55	11	23.81	0.440	0.480	2.36	53.23
1974	12.46	12	23.31	0.480	0.520	2.17	55.60
1975	21.84	13	23.09	0.520	0.560	2.00	56.65
1976	41.07	14	22.55	0.560	0.600	1.86	59.25
1977	34.06	15	21.91	0.600	0.640	1.73	62.36
1978	22.55	16	21.84	0.640	0.680	1.63	62.70
1979	19.36	17	21.56	0.680	0.720	1.53	64.06
1980	41.30	18	19.55	0.720	0.760	1.44	73.68
1981	35.96	19	19.36	0.760	0.800	1.37	74.56
1982	12.07	20	18.21	0.800	0.840	1.30	79.68
1983	35.16	21	17.80	0.840	0.880	1.24	81.40
1984	13.06	22	17.27	0.880	0.920	1.18	83.54
1985	28.29	23	13.06	0.920	0.960	1.13	95.71
1986	18.21	24	12.46	0.960	1.000	1.08	96.69
1987	17.80	25	12.07	1.000	1.040	1.04	97.23

 * M E T O D O D E N A S H *

 ESTACION SIMULTANEIDAD DE AVENIDAS
 RIO DE LA COMPAÑIA
 GASTO EN M3/SEG.

RESULTADOS DEL METODO DE NASH

PER. DE RET. AÑOS	DISEÑO MAXIMO
5	38.33
10	44.87
20	51.19
25	53.21
50	59.45
100	65.67
250	73.92
500	80.18
1000	86.45

 * M E T O D O D E G U M B E L *

 ESTACION SIMULTANEIDAD DE AVENIDAS
 RIO DE LA COMPAÑIA
 GASTO EN M3/SEG.

VALORES CONFORME A = (25)
 $S_n = .9043$
 $Y_n = .4843$

RESULTADOS DEL METODO DE GUMBEL

PER. DE RET. AÑOS	DISEÑO MAXIMO
5	37.00
10	45.05
20	52.77
25	55.22
50	62.77
100	70.26
250	80.12
500	87.57
1000	95.01

 * M E T O D O D E G U M B E L 1 *

ESTACION SIMULTANEIDAD DE AVENIDAS
 RIO DE LA COMPAÑIA
 GASTO EN M3/SEG.
 VALORES REGISTRADOS N = 25

RESULTADOS DEL METODO DE GUMBEL 1

PER. DE RET. AÑOS	DISEÑO MAXIMO
5	33.08
10	38.76
20	44.20
25	45.93
50	51.25
100	56.53
250	63.49
500	68.74
1000	73.98

 * M E T O D O D E L E B E D I E V *

ESTACION SIMULTANEIDAD DE AVENIDAS
 RIO DE LA COMPAÑIA
 GASTO EN M3/SEG.

TIPO SELECCIONADO NUM= 2
 $C_s = 3C_v$ PARA CORRIENTE PRODUCIDA POR TORMENTAS
 CON EL VALOR DE $C_s = 1.092586$
 CON EL VALOR DE $C_v = .3641953$

RESULTADOS DEL METODO DE LEBEDIEV

PER. DE RETORNO	COEF. K.	COEF. Er.	DISEÑO MAXIMO
5	0.74	0.35	33.13
10	1.34	0.47	38.84
20	1.89	0.53	44.07
25	2.09	0.56	45.97
50	2.58	0.61	50.62
100	3.09	0.64	55.47
250	3.85	0.69	62.70
500	4.40	0.71	67.92
1000	4.67	0.73	70.49

 * METODO DE LOG-PEARSON TIPO III *

 ESTACION SIMULTANEIDAD DE AVENIDAS
 RIO DE LA COMPAÑIA
 GASTO EN M3/SEG.
 CON EL VALOR DE CS = -.154763

RESULTADOS DEL METODO LOG-PEARSON TIPO III

PER. DE RET. AÑOS	FACTOR DE FRECUENCIA	DISEÑO MAXIMO
5	0.85	33.75
10	1.26	39.45
20	1.60	44.97
25	1.68	46.37
50	1.95	51.32
100	2.18	56.11
250	2.50	63.47
500	2.70	68.52
1000	2.90	73.98

 * METODO DE PEARSON TIPO III *

 ESTACION SIMULTANEIDAD DE AVENIDAS
 RIO DE LA COMPAÑIA
 GASTO EN M3/SEG.
 EL VALOR DE CS = .4480588

RESULTADOS DEL METODO DE PEARSON TIPO III

PER. DE RET. AÑOS	FACTOR DE FRECUENCIA	DISEÑO MAXIMO
5	0.808	33.94
10	1.323	38.94
20	1.760	43.17
25	1.910	44.63
50	2.311	48.52
100	2.686	52.16
250	3.150	56.66
500	3.500	60.06
1000	3.800	62.97

* METODO DE MINIMOS CUADRADOS *

ESTACION SIMULTANEIDAD DE AVENIDAS
RIO DE LA COMPAÑIA
GASTO EN M3/SEG.

EL COEFICIENTE DE CORRELACION LINEAL

ESTA ENTRE 0.9 >= .96077 <=1.1 ES CORRECTO

RESULTADOS DEL METODO DE MINIMOS CUADRADOS

PER. DE RET. AÑOS	DISEÑO MAXIMO
5	33.60
10	41.35
20	49.09
25	51.58
50	59.33
100	67.07
250	77.31
500	85.05
1000	92.80

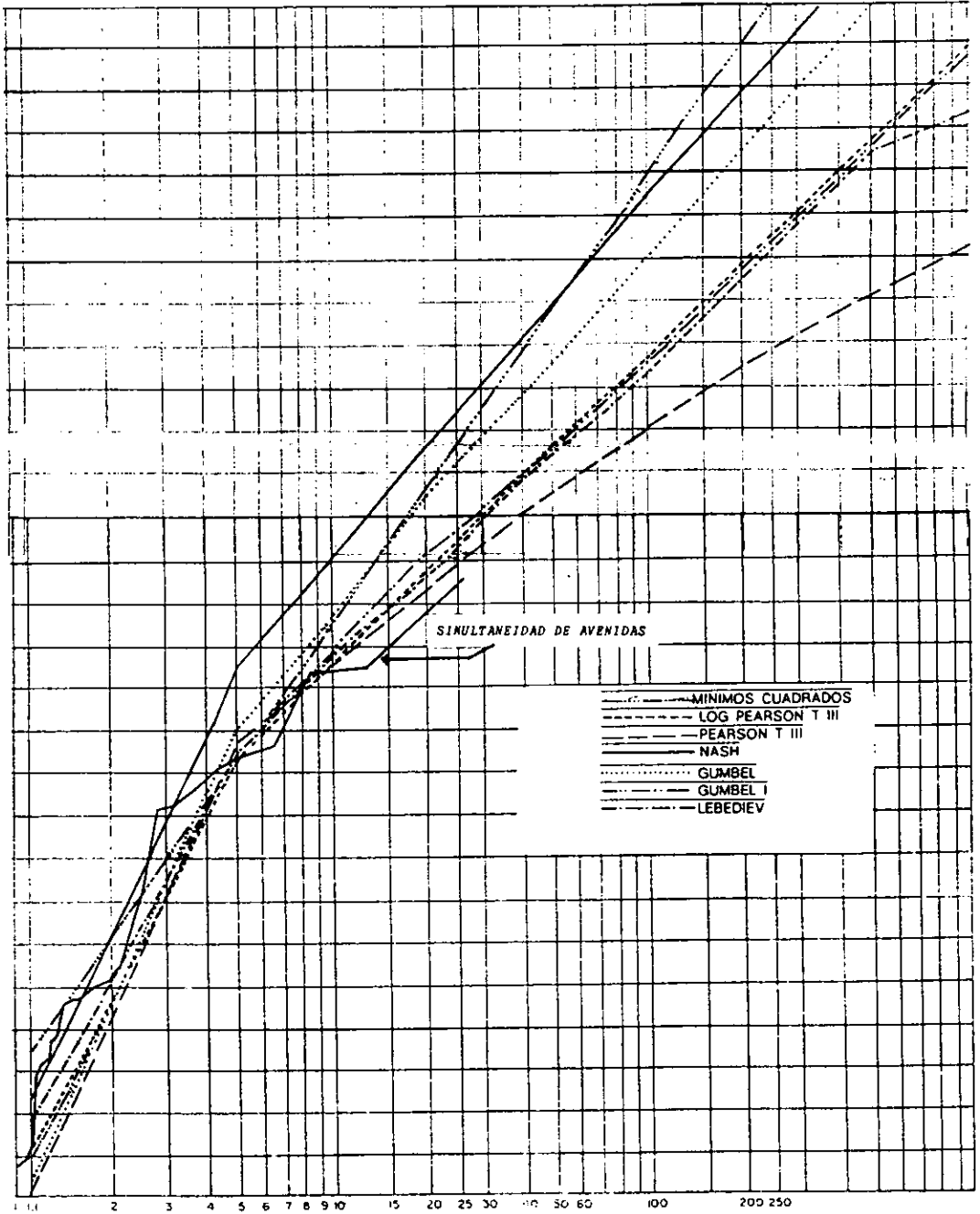
*****R E S U L T A D O S D E L O S M E T O D O S *****

ESTACION HIDROMETRICA SIMULTANEIDAD DE AVENIDAS
 RIO DE LA COMPAEIA
 GASTO M3/SEG.

TR (AÑOS)	NASH	GUMBEL	GUMBEL I	LEBÉDIEV	LOG-PEAR TIPO III	PEARSON T. III	MINIMOS CUADRADOS
5.00	38.33	37.00	33.08	33.13	33.75	33.94	33.60
10.00	44.87	45.05	38.76	38.84	39.45	38.94	41.35
20.00	51.19	52.77	44.20	44.07	44.97	43.17	49.09
25.00	53.21	55.22	45.93	45.97	46.37	44.63	51.58
50.00	59.45	62.77	51.25	50.62	51.32	48.52	59.33
100.00	65.67	70.26	56.53	55.47	56.11	52.16	67.07
250.00	73.92	80.12	63.49	62.70	63.47	56.66	77.31
500.00	80.18	87.57	68.74	67.92	68.52	60.06	85.05
1000.00	86.45	95.01	73.98	70.49	73.98	62.97	92.80

CAUDAL EN M³/SEG.

CAUDAL EN M³/SEG.



PERIODO DE RETORNO (TR)
AÑOS

Graficando estos resultados en papel semilogaritmico, así como los gastos registrados en las estaciones hidrométricas, con sus correspondientes periodos de retorno, a fin de observar cual es el método o criterio que se apega mejor a la distribución de los gastos máximos anuales registrados.

Por las tendencias de las gráficas adoptaremos los resultados obtenidos mediante el método de LEBEDIEV.

ESTACION SAN LUCAS

Periodo de Retorno TR(AÑOS)	Gasto obtenido Método de LEBEDIEV (M3/Seg)
25	12.03
50	14.30
100	16.76

Area de la Cuenca = 293.5 Km²

ESTACION SAN LUCAS

TR (años)	LEBEDIEV (m3/seg)	AREA.CUENCA (Km ²)	GASTO.UNITARIO (m3/seg/Km ²).
25	12.03	293.50	0.040988
50	14.30	293.50	0.048722
100	16.76	293.50	0.057104

Considerando el resultado de las Envolventes para estos gastos unitarios se obtiene los siguientes resultados.

TR (años)	AREA TOTAL CUENCA (Km.)	GASTO UNIT. ENVOL. (m3/seg/ Km2)	GASTO DISEÑO (m3/seg)
25	850	0.02267	19.2695
50	850	0.02695	22.9075
100	850	0.03158	26.8430

ESTACION LOS REYES

PERIODO DE RETORNO TR (años)	GASTO OBTENIDO (m3/seg)
25	3.74
50	3.93
100	4.11

Area de la Cuenca = 25.21 Km²

ESTACION LOS REYES

TR (años)	LEBEDIEV (m3/seg)	AREA. CUENCA (Km2)	GASTO. UNITARIO (m3/ seg/ Km2)
25	3.74	25.21	0.14835
50	3.93	25.21	0.15589
100	4.11	25.21	0.16303

Considerando el resultado de las envolventes para estos gastos unitarios se obtienen los siguientes resultados:

TR (años)	AREA TOTAL CUEN. (Km2)	GASTO UNIT. ENVOL. (m3/seg/Km2)	GASTO DISEÑO. (m3/seg)
25	850	0.04663	39.6355
50	850	0.04900	41.6500
100	850	0.05125	43.5625

ESTACION SAN MARCOS (RIO SAN FRANCISCO).

PERIODO DE RETORNO TR (años)	GASTO OBTENIDO METODO DE LEBEDIEV (M3/SEG)
25	41.35
50	46.69
100	52.13

Area de la Cuenca = 151.5 Km2

ESTACION SAN MARCOS (RIO SAN FRANCISCO)

TR (años)	LEBEDIEV (m3/seg)	AREA CUENCA (Km2)	GASTO UNITARIO (m3/seg/Km2)
25	41.350	151.50	0.2729
50	46.690	151.50	0.3082
100	52.130	151.50	0.3441

Considerando el resultado de las Envolventes para estos gastos unitario se obtienen los siguientes resultados.

ESTACION SAN MARCOS (RIO SAN FRANCISCO)

TR (años)	AREA TOTAL. CUEN. (Km2)	GASTO UNIT. ENVOL. (m3/seg/Km2)	GASTO DISEÑO (m3/seg)
25	850	0.11725	99.6625
50	850	0.13242	112.5570
100	850	0.14784	125.6640

Determinación de los gastos de diseño, suponiendo la simultaneidad de gastos tanto en el RIO LA COMPAÑÍA, como en el RIO SAN FRANCISCO.

SIMULTANEIDAD DE AVENIDAS

PERIODO DE RETORNO TR (años)	GASTO OBTENIDO METODO DE LEBEDIEV (m3/seg)
25	45.92
50	50.62
100	55.47

Area de Cuenca = 470.21 Km2

SIMULTANEIDAD DE AVENIDAS

TR (años)	LEBEDIEV (m3/seg)	AREA CUENCA (Km2)	GASTO UNITARIO (m3/seg/Km2)
25	45.92	470.210	0.097656
50	50.62	470.210	0.107659
100	55.47	470.210	0.117968

Considerando el resultado de las Envolventes para estos gastos unitarios se obtienen los siguientes resultados:

SIMULTANEIDAD DE AVENIDAS

TR (años)	AREA TOTAL CUEN. (Km2)	GASTO UNIT. ENVOL. (m3/seg/Km2)	GASTO DISEÑO. (m3/seg)
25	850	0.068382	58.1247
50	850	0.075381	64.0738
100	850	0.082603	70.2125

ADOPTAREMOS UN PERIODO DE RETORNO PARA 50 AÑOS CON UN GASTO DE DISEÑO Q= 64.0738 M3/SEG.

IV. CONDICIONES HIDRAULICAS.

OBJETIVO: OBSERVAR EL FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO DEL RIO LA COMPAÑIA.

IV.A. FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO DEL RIO LA COMPAÑIA.

IV.A.1. CALCULO DEL PERFIL HIDRAULICO.

Para el funcionamiento del rio "La Compañia" se tiene un flujo gradualmente variado subcritico debido a sus características naturales.

El flujo gradualmente variado es el flujo permanente cuya profundidad varia gradualmente a lo largo de la longitud del canal. Esta definición significa dos condiciones: (1) que el flujo es permanente es decir, que las características hidráulicas del flujo permanecen constantes en el intervalo de tiempo en consideración; y (2) que las líneas de corriente son practicamente paralelas es decir, que la distribución hidrostática de la presión prevalece sobre la sección del canal, esta teoría se apoya en las siguientes hipótesis basicas:

- A.- La pérdida de altura en una sección es la misma que la de un flujo uniforme teniendo la velocidad y radio hidráulico de la sección*
- B.- La pendiente del canal es pequeña; así que:
 - 1. La profundidad del flujo es la misma si se usa una dirección vertical o normal (al fondo del canal).*
 - 2. El factor de corrección de la presión ϕ aplicado a la profundidad de la sección del flujo ($h = d\cos\phi$) es igual a la unidad.*
 - 3. No ocurre arrastre de aire.**
- C.- La distribución de velocidad en la sección del canal está fijada.*
- D.- El transporte K y el factor de sección Z son funciones exponenciales de la profundidad del flujo.*
- E.- El coeficiente de rugosidad es independiente de la profundidad del flujo y es constante a traves del tramo del canal en consideración.*

El cálculo de los perfiles de flujos gradualmente variado incluye básicamente la solución de la ecuación dinámica del flujo gradualmente variado.

Hay tres métodos de cálculo:

- Método de la integración gráfica.*
- Método de la integración directa.*
- Método standard por etapas.*

Este último es el método para poder calcular el perfil de flujo del Río La Compañía.

En los canales naturales, es generalmente necesario conducir una investigación de campo para recoger los datos requeridos en todas las secciones consideradas en el cálculo. El cálculo es llevado adelante por etapas de estación a estación en donde las características hidráulicas hayan sido determinadas. En tales casos la distancia entre estación es dada, y el procedimiento es para determinar la profundidad del flujo en las estaciones.

METODO STANDARD POR PASOS PARA CANALES NATURALES

El método standard por pasos tiene muchas ventajas obvias en su aplicación a canales naturales. Cuando la altura de velocidad es pequeña, el método por pasos se puede desarrollar aun en la dirección errónea sin que resulte en errores serios, aunque es siempre recomendable desarrollar el cálculo aguas arriba si el flujo es subcrítico y aguas abajo si éste es supercrítico. La elevación de la superficie del agua de la sección inicial, donde se iniciaría el calculo de un perfil del flujo, puede no ser conocido en una corriente natural; el uso del cálculo por pasos en esta conexión ofrece una ventaja especial.

Al calcular un perfil del flujo, se requerirá generalmente la siguiente información:

- 1. La descarga para la cual se desea el perfil del flujo.*
- 2. La elevación de la superficie del agua en la sección de control.*
- 3. Los elementos geométricos en las diferentes secciones del canal a lo largo del tramo, para todas las profundidades del flujo en el rango esperado.*
- 4. La rugosidad del canal y las pérdidas de remolinos en varias secciones. En el cálculo del perfil del flujo, se ha encontrado que cuanto más pequeño sea el valor del n de Manning, más largo será el perfil y viceversa.*

DATOS HIDRAULICOS PARA EL PERFIL DEL RIO LA COMPAÑIA.

$$Q = 64.07 \text{ M}^3/\text{S}$$

$$n = 0.030$$

$$\alpha = 1.10 \text{ (coef. energ.)}$$

$$S_{01} = 0.0003125$$

$$S_{02} = 0.001825$$

$$Y_c = 1.09\text{m}$$

$$Y_n = 1.83\text{m}$$

Considerando para el metodo Standard por Pasos los siguientes datos:

Z = Elevación de la superficie del agua en la estación.

Y = Profundidad del flujo, correspondiente a la elevación de la superficie del agua.

A = Area mojada correspondiente a Y .

V = Velocidad media.

$\alpha V^2/2g$ = Altura de velocidad; correspondiente a la velocidad media.

H' = Altura; $z + \alpha V^2/2g$

P = Perimetro mojado.

R = Radio hidráulico; correspondiente a Y .

$R^{4/3}$ = Potencia a los cuatro tercios del radio hidráulico.

S_f = Pendiente de fricción calculada por $S_f = n^2 v^2 / 2.22 R^{4/3}$

\bar{S}_f = Pendiente media de fricción a través del tramo entre las secciones en cada paso, aproximadamente igual a la media aritmética de la pendiente de fricción justamente calculada y aquella del paso previo.

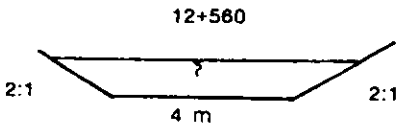
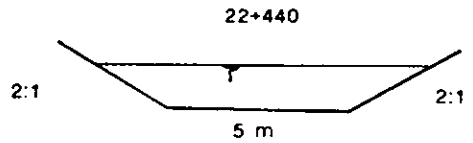
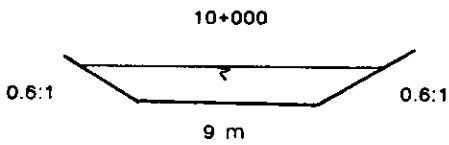
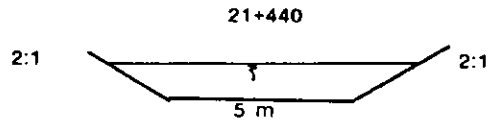
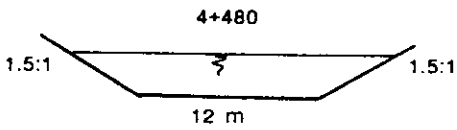
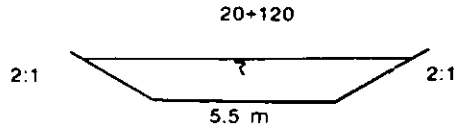
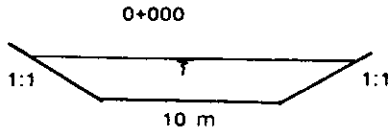
Δx = longitud del tramo entre las secciones, igual a la diferencia en los números de las estaciones entre las estaciones.

h_f = Pérdida de fricción en el tramo, igual al producto de los valores de \bar{S}_f y Δx .

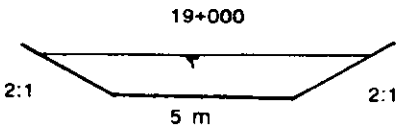
h_e = Pérdida de remolino en el tramo, igual a cero.

H_{TL} = Elevación de la altura total $H = H' + h_f + h_e$, es decir, adicionando los h_f y h_e a la elevación en el extremo inferior del tramo, el cual se encuentra en el H_{TL} del tramo anterior. Si el valor así obtenido no concuerda ajustadamente con el entrando en H' , un nuevo valor de tanteo de la elevación de la superficie del agua es supuesto, y así sucesivamente, hasta que se obtenga el acuerdo. El valor que conduce al acuerdo es la elevación correcta de la superficie del agua. Entonces se puede proceder al cálculo del próximo paso.

SECCIONES TRANSVERSALES DEL RIO LA COMPAÑIA.



$S_{02} = 0.001825$



$S_{01} = 0.0003125$

ESTACION	Z	Y	A	V	$\alpha V^2/2g$	H'
0+000	2233.80	2.30	28.29	2.265	0.287	2234.09
1+000	2234.80	2.98	38.81	1.651	0.152	2235.00
2+000	2235.40	3.27	43.47	1.474	0.121	2235.52
3+000	2235.70	3.26	43.27	1.481	0.122	2235.82
4+000	2236.10	3.35	44.72	1.433	0.115	2236.21
4+480	2236.30	3.40	58.14	1.102	0.068	2236.37
5+000	2236.50	3.44	59.03	1.085	0.066	2236.56
7+000	2237.00	3.31	56.22	1.140	0.072	2237.07
9+000	2237.50	3.18	53.47	1.198	0.080	2237.58
10+000	2237.70	3.07	33.34	1.921	0.207	2237.91
10+500	2238.10	3.32	36.48	1.756	0.173	2238.30
11+500	2238.60	3.50	38.93	1.646	0.152	2238.75
12+000	2238.90	3.65	40.84	1.569	0.138	2239.04
12+560	2239.10	3.67	41.71	1.536	0.132	2239.23
13+000	2239.30	3.73	42.88	1.494	0.125	2239.43
15+000	2240.20	4.01	48.25	1.328	0.099	2240.29
17+000	2240.80	3.98	47.75	1.342	0.101	2240.90
18+000	2241.20	4.07	49.51	1.294	0.094	2241.29
19+000	2241.50	4.06	53.32	1.202	0.081	2241.58
20+000	2242.60	5.40	85.32	0.751	0.031	2242.63
20+120	2242.60	5.18	82.15	0.779	0.034	2242.63
20+500	2242.62	4.50	65.41	0.979	0.053	2242.67
21+000	2242.68	3.65	46.82	1.368	0.105	2242.79
21+440	2242.95	3.12	35.10	1.825	0.186	2243.13
22+000	2243.50	2.65	27.29	2.347	0.308	2243.81
22+460	2244.30	2.61	26.69	2.400	0.323	2244.62

Km. 0+000 al Km. 20+0000 S= 0.0003125

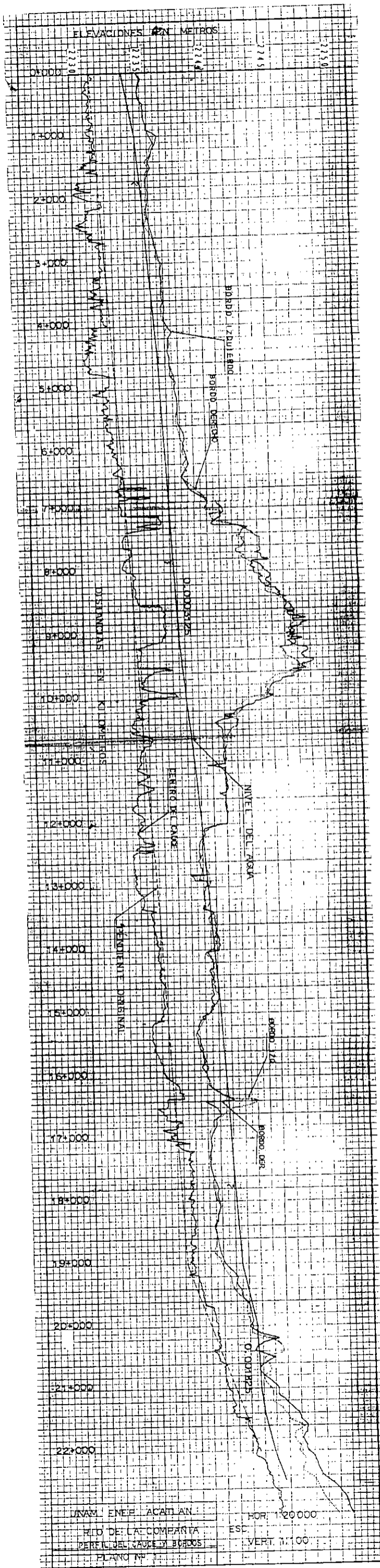
Km. 20+120 al Km. 22+460 S= 0.001825

ESTACION	P	R	R4/3	Sf	\bar{S}_f	Δx	he	hf	Ht
0+000	20.65	1.370	1.522	0.001366	-	-	0	-	2234.09
2+000	23.40	1.858	2.284	0.000385	0.000461	1000	0	0.4612	2235.50
3+000	23.37	1.852	2.274	0.000391	0.000388	1000	0	0.3882	2235.88
4+000	23.62	1.894	2.343	0.000355	0.000373	1000	0	0.3730	2236.25
4+480	33.89	1.715	2.053	0.000239	0.000297	480	0	0.1427	2236.39
5+000	34.04	1.734	2.084	0.000229	0.000234	520	0	0.1219	2236.51
7+000	33.58	1.674	1.988	0.000264	0.000247	2000	0	0.4940	2237.00
9+000	33.12	1.615	1.894	0.000307	0.000286	2000	0	0.5720	2237.57
10+000	17.67	1.888	2.333	0.000641	0.000474	1000	0	0.4744	2238.04
10+500	18.24	2.000	2.520	0.000496	0.000568	500	0	0.2844	2238.32
11+500	18.67	2.085	2.663	0.000412	0.000454	1000	0	0.4542	2238.77
12+000	19.01	2.149	2.773	0.000359	0.000386	500	0	0.1931	2238.96
12+560	25.28	1.644	1.939	0.000493	0.000426	560	0	0.2388	2239.20
13+000	25.66	1.671	1.984	0.000456	0.000474	440	0	0.2088	2239.41
15+000	26.89	1.794	2.181	0.000327	0.000392	2000	0	0.7838	2240.20
17+000	26.78	1.783	2.162	0.000337	0.000332	2000	0	0.6654	2240.90
18+000	27.17	1.822	2.226	0.000305	0.000321	1000	0	0.3212	2241.22
19+000	29.35	1.817	2.217	0.000264	0.000284	1000	0	0.2845	2241.50
20+000	35.33	2.421	3.251	0.000070	-----	-----	0	-----	2242.63
20+120	35.46	2.316	3.065	0.000080	0.000075	120	0	0.0090	2242.63
20+500	32.45	2.015	2.546	0.000152	0.000116	380	0	0.0443	2242.67
21+000	28.64	1.634	1.925	0.000394	0.000273	500	0	0.1367	2242.80
21+440	25.14	1.396	1.560	0.000865	0.000629	440	0	0.2771	2243.10
22+000	23.03	1.185	1.254	0.001781	0.001323	560	0	0.7409	2243.84
22+460	22.85	1.167	1.229	0.001899	0.001840	460	0	0.8464	2244.68

Km. 0+000 al Km. 20+000 S= 0.0003125

Km. 20+120 al Km. 22+460 S= 0.001825

LOS VALORES DE Ht FORMAN EL PERFIL DEL RIO MOSTRADO EN EL PLANO NUM. 1



URVAM ENER ACAM AN

RIO DE LA COMPARTA

PERFIL DEL CAUCE Y BORDOS

PLANO N° 1

HOR: 1:20000

ESC. VERT. 1:100

V. CONSIDERACIONES PARA LA ELABORACION DE UN PROYECTO DE LA C.N.A.

V.I. INTRODUCCION.

Como lo manifiesta el artículo 4º. La autoridad y administración en materia de aguas nacionales y de sus bienes públicos inherentes corresponde al Ejecutivo Federal, quien la ejercerá directamente o a través de la "Comisión Nacional del Agua (C.N.A.)". De la Ley de Aguas Nacionales, vigente, la C.N.A., órgano administrativo desconcentrado del Gobierno Federal, las normas oficiales mexicanas expedidas en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización referidas a la conservación, seguridad y calidad en la explotación, uso, aprovechamiento y administración de las aguas nacionales y de los bienes nacionales.

V.I.1. ATRIBUCIONES DE LA COMISION NACIONAL DEL AGUA.

Son atribuciones de la C.N.A. (entre las mas importantes)

I.- Ejercer las atribuciones que conforme a la ley de Aguas Nacionales corresponden a la autoridad en materia hidráulica, dentro del ámbito de la competencia federal, excepto las que deben ejercer directamente el Ejecutivo Federal.

II.- Fomentar y apoyar el desarrollo de los sistemas de agua potable y alcantarillado; los de saneamiento, tratamiento y reúso de aguas; los de riego o drenaje y los de control de avenidas y protección contra inundaciones. En su caso, contratar o concesionar la prestación de los servicios que sean de su competencia o que así convenga con terceros.

III.- Programar, estudiar, construir, operar, conservar y mantener las obras hidráulicas federales directamente o a través de contratos o concesiones con terceros, y realizar acciones para el aprovechamiento integral del agua y la conservación de su calidad.

IV.- Promover el uso eficiente del agua y su conservación en toda las fases del ciclo hidrológico, e impulsar una cultura del agua que considere a este elemento como un recurso vital y escaso.

V.- Promover y, en su caso, realizar la investigación científica y el desarrollo tecnológico en materia de agua y la formación y capacitación de recursos humanos

VI.- Expedir las normas en materia hidráulica en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización.

V.I.2. PREVENCIÓN Y CONTROL DE LA CONTAMINACIÓN DE LAS AGUAS.

Es de interés público la promoción y ejecución de las medidas y acciones necesarias para proteger la calidad del agua en los términos de la ley por que la C.N.A. tendrá a su cargo :

:

I.- Promover y, en su caso, ejecutar y operar la infraestructura federal y los servicios necesarios para la preservación y mejoramiento de la calidad del agua en las cuencas hidrológicas y acuíferos, de acuerdo con las normas oficiales mexicanas respectivas y las condiciones particulares de descarga.

II.- Formular programas integrales de protección de los recursos hidráulicos en cuencas hidrológicas y acuíferos, considerando las relaciones existentes entre los usos del suelo y la cantidad y calidad del agua.

III.- Establecer y vigilar el cumplimiento de las condiciones particulares de descarga que deben satisfacer las aguas residuales que se generen en bienes y zonas de jurisdicción federal; de aguas residuales vertidas directamente en aguas y bienes nacionales, o en cualquier terreno cuando dichas descargas pueden contaminar el subsuelo o los acuíferos; y en los demás casos previstos en la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección del Ambiente.

La C.N.A. en los términos del reglamento expedirá el permiso de descarga de aguas residuales, en el cual se deberá precisar por lo menos la ubicación y descripción de la descarga en cantidad y calidad, el régimen al que se sujetará para prevenir y controlar la contaminación del agua.

V.I.3. DISPOSICIONES GENERALES.

Los usuarios de las aguas nacionales podrán realizar, por sí o por terceros, cualesquiera obra de infraestructura hidráulica que se requieran para su explotación, uso o aprovechamiento.

La C.N.A. realizará por sí o por terceros las obras públicas federales de infraestructura hidráulica que se desprendan de los programas de inversión a su cargo, conforme a la ley y disposiciones reglamentarias. Igualmente podrá ejecutar las obras que se soliciten y que se financien total o parcialmente con recursos distintos de los federales.

V.I.4. BIENES NACIONALES A CARGO DE LA C.N.A.

La administración de los siguientes bienes nacionales queda a cargo de la C.N.A.:

I. Las playas y zonas federales, en la parte correspondiente a los cauces de corriente.

II. los terrenos ocupados por los vasos de lagos, lagunas, esteros o depósitos naturales cuyas aguas sean de propiedad nacional.

III. Los cauces de las corrientes de aguas nacionales.

IV. Las ribieras o zonas federales contiguas a los cauces de las corrientes y a los vasos o depósitos de propiedad nacional.

V. Los terrenos de los cauces y los vasos de lagos, lagunas o esteros de propiedad nacional, descubiertos por causas naturales o por obras artificiales.

VI. Las Islas que existen o que se formen en los vasos de lagos o lagunas, esteros presas y depósitos o en los cauces de corrientes de propiedad nacional, excepto las que se formen cuando una corriente segregue terrenos de propiedad particular, ejidal o comunal.

VII. Las obras de infraestructura financiadas por el Gobierno Federal, como presas, diques, vasos, canales, drenes, bordos, zanjas, acueductos, distritos o unidades de riego y además construidas para la explotación, uso, aprovechamiento, control de inundaciones y manejo de las aguas nacionales, con los terrenos que ocupen y con las zonas de protección, en la extensión que en cada paso fije la C.N.A.

En casos de que las aguas superficiales tiendan a cambiar de vaso o cauce, los propietarios de los terrenos aledaños tendrán el derecho de construir las obras de defensa necesarias. En caso de cambio consumado, tendrán el derecho de construir obras de rectificación, dentro del plazo de un año contando a partir de la fecha de cambio.

Para proceder a la construcción de defensas o rectificaciones bastará que se dé aviso por escrito a la C.N.A., la cual podrá suspender u ordenar la corrección de dichas obras en el caso de que se causen o puedan causarse daños a terceros.

VI. ALTERNATIVAS DE PROYECTO.

VI.a. INFORMACION GENERAL.

Como se pudo observar en el funcionamiento hidráulico que se llevo en el río "La Compañía", existen secciones en las que el nivel de agua sale de su cauce de canal natural produciendo desbordamientos.

Las secciones son las siguientes:

- 1+600 al 3+000
- 10+000 al 21+200

Se proponen las siguientes alternativas para diseños que mejor convengan, para esto es necesario realizar varias de ellas, con diferentes pendientes de rasante (como parámetro principal) así también proponer elaboración de bordos en las secciones donde sea necesario.

ALTERNATIVA I .- Se adoptarán 2 pendientes de rasante en el tramo de Km 0+000 al Km 23+000, la descarga se propuso a una elevación de 2229.77 m.

Las pendientes son:

- S1= 0.0002753 (0+000 a 19+000)
- S2= 0.002375 (19+000 a 23+000)

ALTERNATIVA II .- -Esta alternativa al igual que la anterior se adoptan unicamente 2 pendientes de rasante en el tramo; la descarga se hace en la elevación 2229.77 pero con la diferencia que se profundizan más las pendientes en comparación con la anterior.

Las pendientes son las siguientes:

- S1= 0.000200 (0+000 a 19+000)
- S2= 0.002730 (19+000 a 23+000)

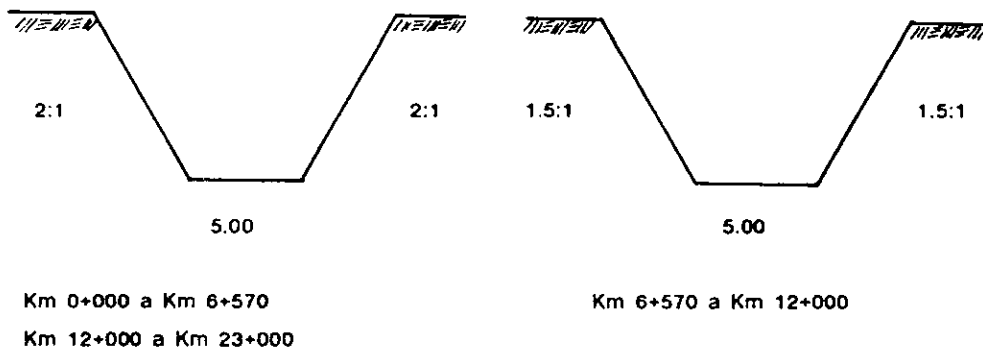
ALTERNATIVA III.- En esta alternativa se considerarán varias pendientes de rasante, tratando de que estas pendientes siguiran el perfil del terreno natural, desazolviendo en los tramos del río donde existe gran cantidad de azolve: la descarga se realizó en la elevación 2231.50 m.

Las pendientes son las siguientes:

- S1= 0.0001875 (0+000 al 8+000)
- S2= 0.0002857 (8+000 al 15+000)
- S3= 0.00035 (15+000 al 19+000)
- S4= 0.001525 (19+000 al 23+000)

El funcionamiento Hidráulico para cada una de estas alternativas se realizó con el gasto de diseño adoptado para el río "La Compañía" sin considerar las estructuras de cruce sobre el mismo.

Fue necesario considerar una "sección Tipo" sección de diseño para realizar estos funcionamientos hidráulicos.



ESTACION	Z	Y	A	V	$\alpha V^2/2g$	H'
0+000	2232.07	2.300	22.080	2.900	0.4715	2232.54
1+000	2234.20	4.150	55.195	1.160	0.0754	2234.27
2+000	2234.50	4.179	55.823	1.147	0.0737	2234.57
3+000	2234.60	4.004	52.084	1.230	0.0848	2234.70
4+000	2235.00	4.129	54.737	1.170	0.0768	2235.07
5+000	2235.20	4.053	53.129	1.205	0.0815	2235.28
6+000	2235.50	4.078	53.654	1.194	0.0799	2235.58
9+000	2236.45	4.202	47.500	1.348	0.1020	2236.55
10+000	2236.70	4.177	47.055	1.361	0.1039	2236.80
11+500	2237.20	4.264	48.592	1.318	0.0974	2237.29
12+000	2237.35	4.276	48.806	1.312	0.0966	2237.44
13+000	2237.60	4.251	57.397	1.116	0.0698	2237.66
15+000	2238.00	4.100	54.120	1.183	0.0785	2238.10
17+000	2238.50	4.049	53.033	1.208	0.0818	2238.60
19+000	2239.10	4.099	54.098	1.184	0.0786	2239.17
20+000	2239.30	4.300	58.480	1.095	0.0673	2239.36
21+000	2240.00	2.625	26.906	2.381	0.3179	2240.32
22+000	2242.20	2.450	24.255	2.641	0.3910	2242.59

ALTERNATIVA NUM. 1

ELEVACION : 2229.77 m.

S1= 0.0002753 (0+000 a 19+000)

PERFIL PLANO NUM. 2

S2= 0.002375 (19+000 a 23+000)

ESTACION	P	R	R4/3	Sf	\bar{S}_f	Δx	hc	hf	Ht
0+000	21.46	1.0288	1.0387	0.003282	—	—	0	—	2232.54
1+000	29.74	1.8559	2.2807	0.000239	0.001760	1000	0	1.7600	2234.30
2+000	29.87	1.8689	2.3020	0.000232	0.000235	1000	0	0.2354	2234.54
3+000	29.08	1.7906	2.1745	0.000282	0.000257	1000	0	0.2569	2234.79
4+000	29.64	1.8464	2.2653	0.000245	0.000264	1000	0	0.2636	2235.05
5+000	29.30	1.8127	2.2103	0.000266	0.000256	1000	0	0.2559	2235.30
6+000	29.41	1.8238	2.2283	0.000316	0.000291	1000	0	0.2918	2235.59
9+000	24.16	1.9656	2.4623	0.000299	0.000308	3000	0	0.9247	2236.51
10+000	24.07	1.9545	2.4438	0.000307	0.000303	1000	0	0.3035	2236.81
11+500	24.38	1.9925	2.5073	0.000281	0.000294	1500	0	0.4414	2237.25
12+000	24.43	1.9977	2.5159	0.000277	0.000279	500	0	0.1397	2237.40
13+000	30.19	1.9011	2.3551	0.000214	0.000246	1000	0	0.2466	2237.65
15+000	29.51	1.8335	2.2442	0.000253	0.000234	2000	0	0.4676	2238.11
17+000	29.28	1.8107	2.2070	0.000268	0.000260	2000	0	0.5213	2238.63
19+000	29.51	1.8331	2.2435	0.000253	0.000261	2000	0	0.5215	2239.15
20+000	30.41	1.9230	2.3914	0.000203	0.000228	1000	0	0.2283	2239.37
21+000	22.91	1.1739	1.2384	0.001856	0.001029	1000	0	1.0297	2240.39
22+000	22.13	1.0956	1.1295	0.002503	0.002179	1000	0	2.1797	2242.57

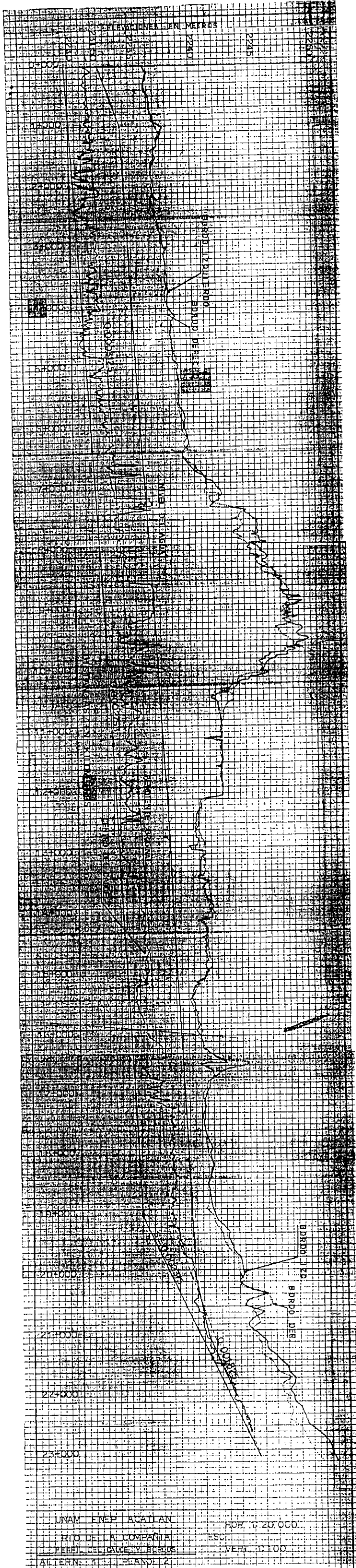
ALTERNATIVA NUM. 1

ELEVACION 2229.7 m.

S1= 0.0002753 (0+000 a 19+000)

PERFIL PLANO NUM.2

S2= 0.002375 (19+000 a 23+000)



UNAM LINEA ACADIAN
 RTO. DE LA COMPAÑIA
 PEREL DEL CAUCE Y VADOS
 ALTERNATIVAS PLANOS 21

HOE. 1:20,000
 ESC. 1:100
 VERA. 1:100

ESTACION	Z	Y	A	V	$\alpha V^2/2g$	H'
0+000	2233.70	3.93	50.54	1.2677	0.090104	2233.79
2+000	2234.30	4.13	54.76	1.1699	0.076741	2234.37
4+000	2234.80	4.23	56.94	1.1253	0.070996	2234.87
6+000	2235.20	4.23	56.93	1.1253	0.070996	2235.27
8+000	2235.70	4.33	49.77	1.2872	0.092893	2235.79
10+000	2236.20	4.43	51.58	1.2419	0.086480	2236.28
12+000	2236.60	4.43	51.58	1.2419	0.086480	2236.69
14+000	2237.00	4.43	61.39	1.0435	0.061049	2237.10
16+000	2237.40	4.43	61.39	1.0435	0.061049	2237.46
18+000	2237.80	4.43	61.39	1.0435	0.061049	2237.86
20+000	2238.10	4.53	63.69	1.0059	0.056734	2238.16
22+000	2241.30	2.27	21.65	2.9583	0.490733	2241.79

ALTERNATIVA NÚM. 2

ELEVACION: 2229.77 m

S1: 0.000200 (0+000 a 19+000)

PERFIL PLANO NÚM. 3

S2: 0.002730 (19+000 a 23+000)

ESTACION	P	R	R4/3	Sf	\bar{S}_f	Δx	he	hf	Ht
0+000	28.756	1.7575	2.1209	0.000307	-----	-----	0	-----	2233.79
2+000	29.650	1.8669	2.2661	0.000245	0.000276	2000	0	0.55206	2234.34
4+000	30.097	1.8916	2.3395	0.000219	0.000232	2000	0	0.46430	2234.80
6+000	30.097	1.8916	2.3395	0.000219	0.000219	2000	0	0.43886	2235.24
8+000	24.625	2.0212	2.5555	0.000263	0.000241	2000	0	0.48227	2235.72
10+000	24.986	2.0646	2.6290	0.000237	0.000250	2000	0	0.50065	2236.22
12+000	24.986	2.0646	2.6290	0.000237	0.000237	2000	0	0.47570	2236.69
14+000	30.991	1.9811	2.4881	0.000177	0.000207	2000	0	0.41526	2237.10
16+000	30.991	1.9811	2.4881	0.000177	0.000177	2000	0	0.35482	2237.45
18+000	30.991	1.9811	2.4881	0.000177	0.000177	2000	0	0.35482	2237.80
20+000	31.439	2.0258	2.5633	0.000160	0.000168	2000	0	0.33745	2238.14
22+000	21.332	1.0152	1.0203	0.003477	0.001818	2000	0	3.63791	2241.78

ALTERNATIVA NÚM. 2

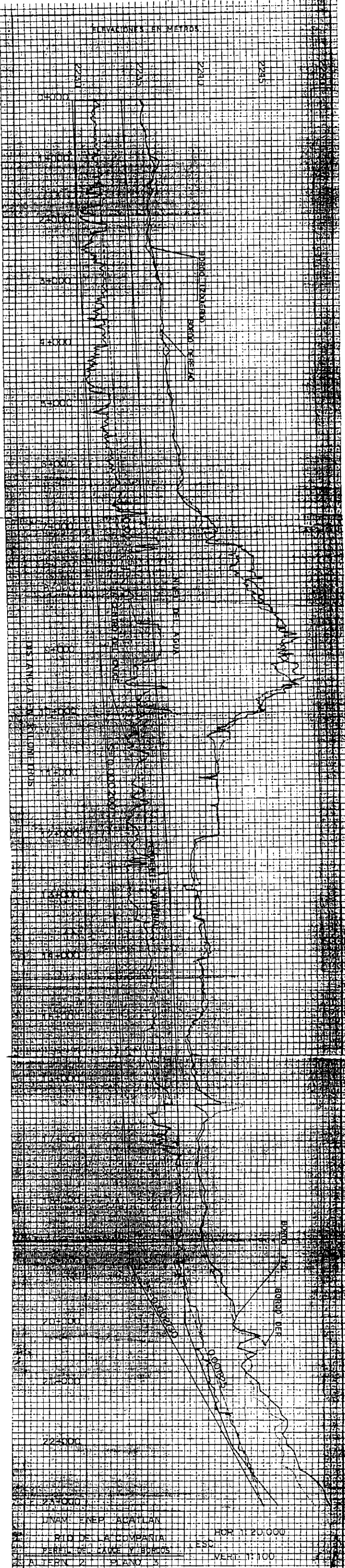
ELEVACION : 2229.77 m

S1= 0.000200 (0+000 a 19+000)

PERFIL PLANO NÚM. 3

S2= 0.002730 (19+000 a 23+000)

ELEVACIONES EN METROS



UNAVO - NEP - ACANUAN
 RTO DE LA COMPANIA
 PERFIL DEL CAÑE Y BURBOS
 ESC: 1:100
 HOR: 21/20/000
 PLANO 13

ESTACION	Z	Y	A	V	$\alpha V^2/2g$	H'
0+000	2234.30	2.80	29.68	2.15869	0.261260	2234.56
1+000	2235.30	3.61	44.15	1.45109	0.118054	2235.41
2+000	2235.80	3.98	50.43	1.27032	0.090473	2235.89
3+000	2236.10	4.03	58.77	1.21392	0.082619	2236.18
4+000	2236.40	4.15	55.19	1.16079	0.075544	2236.47
5+000	2236.60	4.16	55.45	1.15537	0.074840	2236.67
6+000	2236.80	4.17	55.74	1.14952	0.074085	2236.87
7+000	2237.10	4.28	49.00	1.30748	0.095843	2237.19
8+000	2237.30	4.30	49.23	1.30131	0.094941	2237.39
9+000	2237.70	3.63	37.88	1.69123	0.160361	2237.86
10+000	2238.20	3.84	41.36	1.54881	0.134491	2238.33
11+000	2238.60	3.95	43.27	1.48066	0.129160	2238.72
12+000	2239.00	4.07	45.21	1.41703	0.112578	2239.11
13+000	2239.30	4.08	53.79	1.19091	0.079516	2239.38
14+000	2239.60	4.10	54.12	1.18385	0.078575	2239.67
15+000	2239.90	4.11	54.42	1.17734	0.777144	2239.97
16+000	2240.30	3.20	36.48	1.75630	0.172939	2240.47
17+000	2240.90	3.45	41.05	1.56058	0.136543	2241.03
18+000	2241.45	3.65	44.89	1.42710	0.114184	2241.56
19+000	2242.00	3.85	48.29	1.31035	0.096266	2242.09
20+000	2242.15	5.75	94.87	0.67530	0.025568	2242.17
21+000	2242.20	4.27	57.92	1.10606	0.068589	2242.26
22+000	2242.57	3.12	35.06	1.82698	0.187137	2242.80

ALTERNATIVA NÚM. 3

ELEVACION : 2231.50 m

- S1= 0.0001875 (0+000 a 8+000)
- S2= 0.0002857 (8+000 a 15+000)
- S3= 0.0003500 (15+000 a 19+000)
- S4= 0.001525 (19+000 a 23+000)

PLANO NÚM. 4
PERFIL

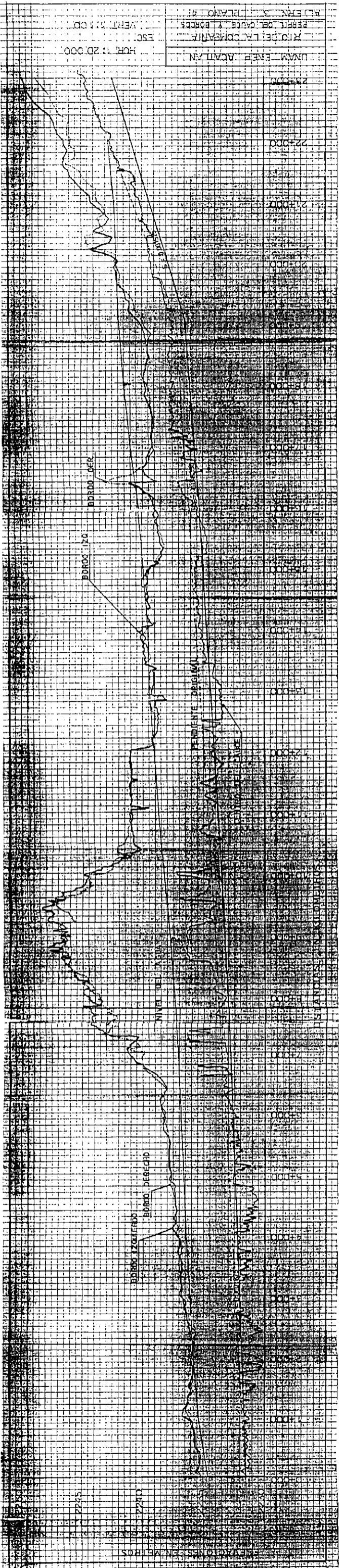
ESTACION	P	R	R4/3	Sf	\bar{S}_f	Δx	hc	hf	Ht
0+000	23.702	1.2521	1.3497	0.001399	-----	----	0	-----	2234.56
1+000	27.335	1.6153	1.8953	0.000450	0.000925	1000	0	0.92504	2235.48
2+000	28.733	1.7553	2.1174	0.000308	0.000379	1000	0	0.37963	2235.86
3+000	29.234	1.8054	2.1983	0.000271	0.000290	1000	0	0.29059	2236.15
4+000	29.739	1.8559	2.2807	0.000239	0.000255	1000	0	0.25563	2236.41
5+000	29.793	1.8613	2.2895	0.000236	0.000237	1000	0	0.23793	2236.65
6+000	29.851	1.8671	2.2991	0.000233	0.000234	1000	0	0.23468	2236.88
7+000	24.470	2.0025	2.5240	0.000274	0.000253	1000	0	0.25379	2237.13
8+000	25.517	2.0081	2.5335	0.000270	0.000278	1000	0	0.27277	2237.40
9+000	22.095	1.7145	2.0521	0.000565	0.000418	1000	0	0.41800	2237.82
10+000	22.870	1.8087	2.2038	0.000441	0.000503	1000	0	0.50315	2238.32
11+000	23.281	1.8586	2.2852	0.000388	0.000415	1000	0	0.41510	2238.73
12+000	23.692	1.9084	2.3671	0.000343	0.000366	1000	0	0.36641	2239.10
13+000	29.449	1.8268	2.2332	0.000257	0.000300	1000	0	0.30006	2239.40
14+000	29.516	1.8335	2.2442	0.000253	0.000255	1000	0	0.25531	2239.66
15+000	29.578	1.8398	2.2543	0.000249	0.000251	1000	0	0.25121	2239.91
16+000	25.491	1.4311	1.6126	0.000774	0.000512	1000	0	0.51234	2240.42
17+000	26.609	1.5429	1.7828	0.000553	0.000664	1000	0	0.66460	2241.08
18+000	27.503	1.6323	1.9219	0.000429	0.000491	1000	0	0.49169	2241.57
19+000	28.398	1.7217	2.0636	0.000337	0.000383	1000	0	0.38345	2241.95
20+000	38.895	2.5714	3.5229	0.000524	0.000194	1000	0	0.19489	2242.14
21+000	30.298	1.9118	2.3728	0.000209	0.000137	1000	0	0.13074	2242.27
22+000	25.133	1.3953	1.5591	0.000867	0.000538	1000	0	0.53845	2242.80

ALTERNATIVA NÚM. 3

ELEVACION: 2231.50 m

- S1= 0.0001875 (0+000 a 8+000)
- S2= 0.0002857 (8+000 a 15+000)
- S3= 0.000350 (15+000 a 19+000)
- S4= 0.001525 (19+000 a 23+000)

PLANO NÚM. 4
PERFIL



VII. METODOLOGIA DE LAS ALTERNATIVAS.

VII.A.METODOLOGIA.

ESTUDIOS BASICOS.

- TOPOGRAFIA.
- HIDROLOGIA.
- HIDRAULICA.

TOPOGRAFIA.

El levantamiento topográfico fué ejecutado por la Residencia General de Obras del Valle de México.

Los perfiles se dibujaron a escala 1:20,000 y las secciones transversales del río, se dibujaron a escala 1:100.

HIDROLOGIA.

En virtud de que tanto en el río La Compañía, como en el río San Francisco existen estaciones hidrométricas (San Lucas, Los Reyes y San Marcos respectivamente), se procedió a efectuar el análisis hidrológico del río, a fin de determinar los gastos que transitan por el mismo asociados adiferentes periodos de retorno.

Datos.- Para ambas estaciones se tienen registros de gastos máximos anuales, para el periodo 1963 - 1987.

MÉTODOS APLICADOS.- En base a los datos que se tienen se aplicaron los métodos estadísticos (Mínimos Cuadrados, Log-Pearson Tipo III, Pearson Tipo III, Nash, Gumbel Gumbel I, Lebediev).

Para las siguientes condiciones:

Suponiendo que solo el río La Compañía aporta caudal, esto es con los registros de gastos de la estación San Lucas y Los Reyes, resultando los siguientes valores para la cuenca hasta la estación hidrométrica mediante la aplicación del método de Lebediev; ya que el método que mas se asemeja a la gráfica de registros y posteriormente realizando la superposición de causas y efectos para la cuenca total del río La Compañía

Suponiendo que es el río San Francisco el que aporta el caudal al río La Compañía, esto es, con los registros de gastos de la estación San Marcos, al igual que en la condición anterior fué el método de Lebediev el que se adoptó por la razón antes dicha.

Suponiendo la simultaneidad de gastos tanto en el río La Compañía como en el río San Francisco, esto es, con la suma de los registros de ambas estaciones, de la misma manera que en las condiciones anteriores el método adoptado fué el de Lebediev.

Analizando los gastos resultantes asociados a sus respectivos periodos de retorno, así como las condiciones para las cuales fueron calculadas, se adoptó como gasto de diseño para las alternativas de rectificación del río, el valor obtenido para la condición en la cual se supone que se presentan simultáneamente los eventos, tanto en el río La Compañía como en el río San Francisco.

HIDRAULICA.

Una vez adoptado el gasto de diseño, se procedió a efectuar el estudio hidráulico del río.

Para una solución práctica y precisa, se utiliza el método standard por pasos, este método tiene muchas ventajas obvias en su aplicación a canales naturales. Al calcular un perfil del flujo, se requerirá generalmente la siguiente información:

- 1.- La descarga para la cual se desea el perfil del flujo.
- 2.- La elevación de la superficie del agua en la sección de control.
- 3.- Los elementos geométricos en las diferentes secciones del canal a lo largo del tramo, para todas las profundidades del flujo en el rango esperado.
- 4.- La rugosidad del canal y las pérdidas de remolinos si existe en varias secciones.

Teniendo los perfiles de las 3 alternativas diferentes se proponen para la rectificación del río La Compañía, bajo la característica de que el eje de rectificación del río, siguiera en lo posible el curso de éste, y solo rectificar en planta los tramos donde fuera estrictamente necesario.

ALTERNATIVA 1.- Esta alternativa se propuso considerando solo 2 pendientes de rasante $S_1=0.0002753$ del Km 0+000 al 19+000 y $S_2= 0.002375$ del Km 19+000 al 23+000. La descarga se propuso en la elevación 2229.77 por lo cual las pendientes resultaron profundas, cabe mencionar que en esta alternativa al realizar el funcionamiento hidráulico y su perfil no existió ningún desbordamiento para el gasto de diseño.

ALTERNATIVA II.- En esta alternativa al igual que la anterior se adoptaron unicamente 2 pendientes de rasante $S_1 = 0.000200$ del Km 0+000 al Km 19+000 y $S_2 = 0.002730$ del Km 19+000 al Km 23+000; la descarga se hace en la elevación 2229.77 m. y se profundiza mas en las pendientes en comparación a la anterior; aqui también no existio ningun desbordamiento.

ALTERNATIVA III.- En esta alternativa se consideraron varias pendientes de rasante en el tramo de estudio $S_1 = 0.0001875$ del Km 0+000 al Km 8+000 y $S_2 = 0.0002857$ del Km 8+000 al Km 15+000 y $S_3 = 0.000350$ del Km 15+000 al Km 19+000 y $S_4 = 0.001525$ del Km 19+000 al Km 23+000, tratando que estas pendientes siguieran en lo posible el perfil del terreno natural, solo desazolviendo en los tramos del rio donde existia gran cantidad de azolve, y la descarga se realizó en la elevación 2231.50.

En esta alternativa existieron desbordamientos en los tramos Km 0+000 al Km 6+300 y del Km 12+100 al Km 20+100 por lo que será necesaria la formación de bordos en los tramos ya mencionados añadiendo también la formación en tramos del bordo margen izquierda o bordo margen derecha del Km 20+300 hacia aguas arriba.

Para fines de comparación solo se calculó el volumen de excavación con las secciones propuestas, y hasta donde los taludes cortaràn al terreno natural por el fondo del cauce, debido a que no se contaba con el total de secciones transversales. Los volúmenes resultaron como se muestra enseguida:

ALTERNATIVAS	VOLUMENES DE EXCAVACION
I	250,000 m ³
II	530,000 m ³
III	150,000 m ³

CONCLUSIONES.

Podemos ver en la realización del presente trabajo; que un estudio de este tipo se necesita de la Hidrología, Hidráulica de Canales Abiertos, hidráulica General, estudios de Impactos Ambiental, para poder considerar alternativas de rectificación y encauzamiento de ríos, que como es el caso del río La Compañía, la estructura de cruce de la Autopista México-Puebla ubicada en el Km 16+363 sin duda el obstáculo mas importante dentro del cauce del río y donde han ocurrido desbordamientos, junto con otro tipo de problemáticas que tiene esta sección del río antes descritos; hacen necesario buscar la mejor manera para solucionar el problema de una forma adecuada y óptima; el objetivo de esta tesis es el de proponer alternativas de rectificación y encauzamiento que a través de un estudio hidrológico y de funcionamiento hidráulico que dan como resultado el perfil del río y de ahí proponer pendientes con diferentes elevaciones de descarga, y señalando los tramos en donde sería necesario la construcción de bordos. Ahora aunado con la problemática de la zona en cuestiones sociales y de impacto ambiental se pueden considerar las alternativas propuestas.

Después de comparar las alternativas tanto desde el punto de vista de volúmenes de excavación, como de funcionamiento Hidráulico adecuado que nos permitiera obtener un volumen razonable de material para formación de bordos; podríamos considerar la alternativa III como una alternativa de diseño la cual dependera de un estudio geotécnico, y análisis de estabilidad de taludes para los anchos de plantilla y taludes en las secciones de diseño para los diferentes tramos.

Aunque también habría de considerarse en el proceso constructivo diversas modificaciones debido a los problemas presentados referentes a invasiones de predios, vías de ferrocarril, etc; así como la invasión de los taludes propuestos para los bordos a la Autopista México-Puebla, la cual puede solucionarse mediante el diseño de un muro de contención que sustituya a los bordos en los tramos donde se presenta esta situación.

Por último no debe olvidarse que los métodos aquí presentados son solo los más usuales, pero no los únicos, por lo que el Ingeniero responsable de dar una solución a travez de otras alternativas esta en libertad de usar otros métodos sin considerar que su aplicación es más adecuada.

BIBLIOGRAFIA

1. - FUENTE DE INFORMACION: COMISION NACIONAL DEL AGUA.
EXPEDIENTE RIO DE LA COMPAÑIA EDO.MEX. 1982-1995.

2. - MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES.
Sección A, Datos Hidrológicos y Geológicos.
Instituto de Investigaciones de la Industria Eléctrica.
C.F.E. MEXICO 1980.

3. - MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES.
Sección A, Hidráulica, Ayudas de Diseño.
Instituto de Investigaciones de la Industria Eléctrica.
C.F.E. MEXICO 1980.

4. - BOLETIN HIDROLOGICO DE LA CUENCA DEL VALLE DE MEXICO.
Boletín Resumen NÚM. 3 y 4 (1988-1992)
COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO.
S.A.R.H.

5. - FUNDAMENTOS DE HIDROLOGIA DE SUPERFICIE.
Francisco J. Aparicio Mijares.
Editorial LIMUSA 1990.

6. - HIDRAULICA DE LOS CANALES ABIERTOS.
Ven Te Chow.
Editorial DIANA 1990.

7. - LEY DE AGUAS NACIONALES.
Comisión Nacional del Agua. 1996.

8. - PLAN NACIONAL HIDRAULICO, 1990.
Comisión del Plan Hidráulico.
S.A.R.H. 1990.

9. - HIDRAULICA GENERAL, VOL.1 FUNDAMENTOS.
Gilberto Sotelo Avila.
Editorial LIMUSA.1990

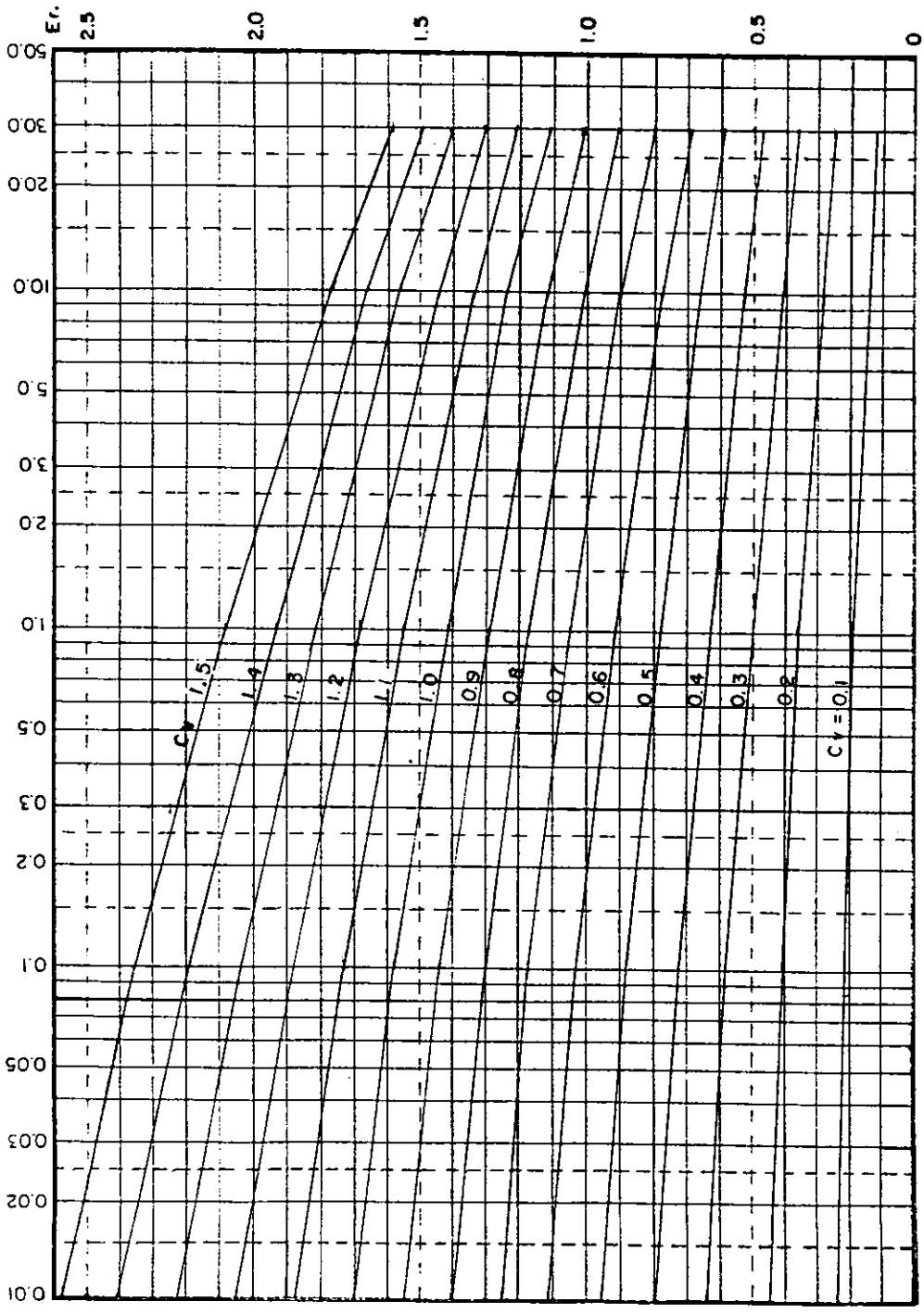
10. - ANUARIO ESTADISTICO DEL ESTADO DE MEXICO.
I.N.E.G.I. MEXICO 1996.

ANEXO

TABLAS:

- VALORES DE K EN FUNCION DE C_s (METODO DE LEBEDIEV)
- VALORES DE S_n Y Y_n (METODO DE GUMBEL)
- VALORES DE K EN FUNCION DEL PERIODO DE RETORNO Y C_s (METODO DE LOG-PEARSON TIPO III)

METODO DE LEBEDIEV.



VALORES DE E_r EN FUNCION DE C_v Y P, EN PORCENTAJE.

VALORES DE S_n Y Y_n (METODO DE GUMBEL)

N	S_n	Y_n	N	S_n	Y_n
8	0.9043	0.4843	49	1.1590	0.5481
9	0.9288	0.4902	50	1.16066	0.54854
10	0.9497	0.4952	51	1.1623	0.5489
11	0.9676	0.4996	52	1.1638	0.5493
12	0.9833	0.5035	53	1.1653	0.5497
13	0.9972	0.5070	54	1.1667	0.5501
14	1.0095	0.5100	55	1.1681	0.5504
15	1.02057	0.5128	56	1.1696	0.5508
16	1.0316	0.5157	57	1.1708	0.5511
17	1.0411	0.5181	58	1.1721	0.5515
18	1.0493	0.5202	59	1.1734	0.5518
19	1.0566	0.5220	60	1.17467	0.55208
20	1.06283	0.52355	62	1.1770	0.5527
21	1.0696	0.5252	64	1.1793	0.5533
22	1.0754	0.5268	66	1.1814	0.5538
23	1.0811	0.5283	68	1.1834	0.5543
24	1.0864	0.5296	70	1.18536	0.55477
25	1.09145	0.53086	72	1.1873	0.5552
26	1.0961	0.5320	74	1.1890	0.5557
27	1.1004	0.5332	76	1.1906	0.5561
28	1.1047	0.5343	78	1.1923	0.5565
29	1.1086	0.5353	80	1.19382	0.55688
30	1.11238	0.53622	82	1.1953	0.5572
31	1.1159	0.5371	84	1.1967	0.55756
32	1.1193	0.5380	86	1.1980	0.5580
33	1.1226	0.5388	88	1.1994	0.5583
34	1.1255	0.5396	90	1.20073	0.55860
35	1.12847	0.54034	92	1.2020	0.5589
36	1.1313	0.5410	94	1.2032	0.5592
37	1.1339	0.5418	96	1.2044	0.5595
38	1.1363	0.5424	98	1.2055	0.5598
39	1.1388	0.5430	100	1.20649	0.56002
40	1.14132	0.54362	150	1.22534	0.56461
41	1.1436	0.5442	200	1.23598	0.56715
42	1.1458	0.5448	250	1.24292	0.56878
43	1.1480	0.5453	300	1.24786	0.56993
44	1.1499	0.5458	400	1.25450	0.57144
45	1.15185	0.54630	500	1.25880	0.57240
46	1.1538	0.5468	750	1.26506	0.57377
47	1.1557	0.5473	1000	1.26851	0.57450
48	1.1574	0.5477	α	1.28255	0.57722



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLÁN"
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL

SR. SERGIO FLORES GRANADOS.
ALUMNO DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL.
P R E S E N T E .

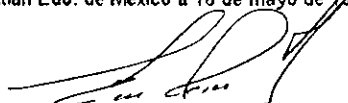
En atención a su solicitud presentada con fecha de 25 de mayo de 1993, me complace notificarle que esta Jefatura de Programa aprobó el tema que propuso, para que lo desarrolle como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"ALTERNATIVAS DE RECTIFICACIÓN Y ENCAUZAMIENTO DEL RÍO "LA COMPAÑÍA" EDO. DE MÉXICO".

1. ANTECEDENTES.
2. PROBLEMÁTICAS EXISTENTES EN LA ZONA DE ESTUDIO.
3. CONDICIONES HIDROLÓGICAS.
4. CONDICIONES HIDRÁULICAS ACTUALES.
5. CONSIDERACIONES ESPECÍFICAS PARA LA ELABORACIÓN DE UN PROYECTO DADO POR LA C.N.A.
6. ALTERNATIVAS DE PROYECTO.
7. METODOLOGÍA DEL PROYECTO DE ESTUDIO
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Asimismo fué designado como asesor de tesis el ING. SALVADOR ACEVEDO MARQUEZ, pido a usted, tomar nota en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses, como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.
Esta comunicación deberá publicarse en el interior del trabajo profesional.

ATENTAMENTE.
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"
Acatlán Edo. de México a 18 de mayo de 1993.


Ing. Enrique del Castillo Fragoso
Jefe del Programa



ENEP-ACATLÁN
JEFATURA DEL
PROGRAMA DE INGENIERÍA