

# TESIS PROFESIONAL.

PROYECTO DE PRESA EN LA BOQUILLA

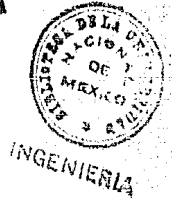
"LAS VIRGENES"

RIO SAN PEDRO, CHIHUAHUA.

1936

FAC. DE INGS. -  
CIVIL

UNICO



ENRIQUE MARTIN DEL CAMPO - VICENTE GUERRERO Y GAMA.



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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.

36-1-36

UNIVERSIDAD NACIONAL DE MEXICO.

FACULTAD DE INGENIERIA

TESIS PROFESIONAL

VICENTE GUERRERO

ENRIQUE MARTIN DEL CAMPO

Y GAMA

Y SANCHEZ

México, D. F.

1936

Universidad Nacional  
de México.

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS.  
Dirección. Núm. 331-76.  
Exp. núm. 331/214.2/-192-191.

A los Pasantes Sres. Enrique Martín del Campo y  
Vicente Guerrero y Gama,  
P r e s e n t e s .

---

De conformidad con sus solicitudes relativas, me es grato transcribirlas a continuación el tema que, aprobado por esta Dirección, propone el señor profesor Ingeniero Mariano Hernández B. para que lo desarrollen ustedes como tesis en su examen profesional de Ingeniero Civil:

"Para aprovechar las aguas del río San Pedro de las Vírgenes, tributario del río Conchos, se han hecho estudios para localizar una presa de almacenamiento con fines de irrigación. Se encontró que la situación más favorable del vaso y la boquilla es un lugar denominado también San Pedro de las Vírgenes.

"Dada la abundancia y calidad de las tierras, a ambos lados del río y aguas abajo de la boquilla, el límite de capacidad de la presa lo fijan el caudal y el régimen del río.

"El desarrollo del proyecto que se propone como problema comprende los siguientes puntos:

- 1o. Consideraciones generales de carácter topográfico y geológico.
- 2o. Estudios hidrológicos.
- 3o. Descripción de los cultivos y demandas de riego.
- 4o. Proyecto de la cortina y descripción general de las obras de toma y desfogue.

"Se presentarán: una memoria descriptiva con los planos y cálculos anexos, el presupuesto general de la cortina, costos unitarios, cantidades estimadas y costo total. Procedimientos generales de construcción".

Atentamente,

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
México, D. F., a 17 de enero de 1936.

EL DIRECTOR,

---

Ing. Federico Ramos.



## B I B L I O G R A F I A

- "Informe sobre las condiciones geológicas de las boquillas del río San Pedro, afluente del río Conchos, Chih.",  
Dr. Paul Waitz
- "Ensayo sobre los métodos que deben emplearse en el Levantamiento de los Planos de Terrenos Baldíos",  
Ing. Valentín Gamero
- "Apuntes sobre el diagrama de masas de corrientes", ("Ingeniería", febrero y marzo de 1936),  
Ing. Antonio Coria
- "Análisis de Vasos Reguladores", ("Ingeniería", mayo de 1936),  
Jorge L. Tamayo
- "The Design of Dams",  
Frank W. Hanna y  
Robert C. Kennedy
- "Hydraulique Agricole", II,  
Lévy Salvador
- "Cálculo de una Cortina de Gravedad", ("Irrigación en México", enero de 1933),  
Ing. Adolfo Ori-  
ve de Alba
- "Earth Dam Projects",  
Joel D. Justin
- "Problemas de Hidráulica Aplicada",  
Otto Streck
- "Handbook of Hydraulics",  
Horace W. King
- "La Construcción de la Presa de Taxhimay", ("Irrigación en México", agosto de 1934),  
Ing. Florencio  
Fuertes R.

## - I N T R O D U C C I O N -

El río de "San Pedro" es el más importante afluente del "Conchos" y desemboca en éste a unos diez kilómetros, aguas-abajo, del pueblo de "San Pablo Mecoquí" (véase anexo No. 1).

Los arroyos principales que forman el "San Pedro" se originan en unas cordilleras al Este de la Sierra Tarahumara (Sierra Madre Occidental); el "Conchos" nace en esta misma Sierra.

Los afluentes principales del río de "San Pedro" son: la corriente formada por la unión de los ríos Satevó y Santa Isabel, que desembocan en la margen izquierda del "San Pedro"; por la margen derecha recibe las aguas del río de "San Javier".

La cuenca de captación del río de "San Pedro" tiene una extensión considerablemente menor que la del "Conchos", pero en tiempo de lluvias tiene un caudal considerable.

Las áreas de captación de los ríos "San Pedro" y "Conchos" están contiguas.

El "San Pedro" es un río típico de región árida, pues en tiempo de estiaje, en aforos hechos en la boquilla de "Las Vírgenes", su gasto ha llegado a ser sólo de 1 a 2  $\frac{m^3}{seg}$ , y en tiempo de avenidas su gasto asciende a miles de  $\frac{m^3}{seg}$ . Estas grandes crecientes tienen lugar en los meses de julio a septiembre, en época algo tardía para las siembras.

No es posible el aprovechamiento de la gran cantidad de tierras laborables en las zonas bajas de las llanuras de la región que nos ocupa, en virtud de ser insuficiente la cantidad total de precipitación en ellas. Así, pues, está indicada la construcción de una obra auxiliar de riego para desarrollar la

agricultura en gran escala.

El aprovechamiento de las aguas broncas del río de "San Pedro", por medio de su almacenamiento en una presa construída para el objeto en una de las boquillas que se hallan en su curso, forma parte del proyecto total de irrigación aprovechando el "Conchos" y sus afluentes, elaborado hace tiempo por el Ing. Benjamín Enríquez.

Las boquillas estudiadas fueron: la de "Villalba", la del "Charco del Gallo" y la de "Las Vírgenes"; esta última está situada a unos 8 km. aguas arriba del pueblo de Rosales.

#### CONSIDERACIONES GEOLOGICAS GENERALES.

El río de San Pedro, al salir de las estribaciones de la Sierra Tarahumara y después de recibir las aguas de los ríos Satevó y Santa Isabel, se encuentra con una llanura que se extiende desde el pie de la cordillera hacia el Este, hasta la margen W del Conchos, siendo su longitud en esta dirección, aproximadamente de 80 km. No obstante que esta llanura está formada por material de acarreo y tener más de 200 m. de desnivel en los 80 km., el río San Pedro no corre por ella como fuera fácil, sino que se desvía hacia el NE, atravesando las sierras de Villalba y Rosales.

Geológicamente, la Sierra de Villalba está formada casi totalmente por rocas sedimentarias (en su mayoría calizas, areniscas, arcillas y margas), plegadas en un anticlinal asimétrico que en la parte central de la sierra es interrumpido y cubierto por intrusiones eruptivas.

El río se encuentra en su trayectoria a través de esta sierra con dos boquillas: la de Villalba (a la entrada) y otra situada en la parte central de la sierra, un poco aguas abajo de un lugar llamado "La Joya".

La boquilla de Villalba, aunque se prestaría para la construcción de una cortina de arco por lo estrecho de su cañón, no es aprovechable para los fines de irrigación de la región marcada en nuestro tema (1), por el enorme desarrollo del canal de conducción a través de las sierras de Villalba y Rosales. En cuanto a la segunda boquilla, situada cerca de "La Joya", es francamente inaprovechable porque sus laderas están formadas por calizas con abras entreabiertas en estratos casi verticales, lo que daría lugar evidentemente a infiltraciones y fugas de consideración. Por otra parte, requeriría también un gran desarrollo de canal de conducción.

Después de salir el río de San Pedro de la sierra de Villalba, corre 12 km. aproximadamente por una llanura antes de entrar a la sierra de Rosales, a la que penetra por una boquilla denominada del Charco del Gallo y continúa a través de la sierra por una cañada bastante amplia, de un desarrollo de 5 a 6 km., al cabo de los cuales sale de la región montañosa por la boquilla de "Las Vírgenes" (véase anexo No. 2).

El macizo montañoso de Rosales está formado, al contrario de la sierra de Villalba, exclusivamente por rocas eruptivas

---

(1) Las tierras en cuestión forman parte de la llamada "Unidad No. 2" en el proyecto del Ing. Enríquez; están situadas aguas arriba del pueblo de Rosales, extendiéndose por la llanura que limita el "Conchos" por su margen W y que llega hasta la hacienda "Dolces", a 66 km. al W de Rosales.

que se presentan en forma de corrientes riolíticas y andesíticas y de tobas de las mismas rocas. Es la terminación S de la sierra de Santa Eulalia, importante cordillera que toma su nombre del mineral plomo-argentífero que se encuentra en ella. El núcleo de esta cordillera está constituido por calizas del cretácico medio, formando un anticlinal cuyo eje está orientado aproximadamente de SE a NW. Hacia la terminación SE, la caliza buza rápidamente por debajo de unas formaciones eruptivas que constituyen la citada sierra de Rosales. Estas rocas eruptivas se extendían también a lo largo de la sierra de Santa Eulalia, pues todavía en la parte media de ésta (región llamada de Ojito), no se observa el afloramiento de la formación calcárea, ni en el profundo cañón de Bachimba, situado entre las sierras de Rosales y Ojito.

Hay motivos para suponer que el movimiento tectónico que causó el plegamiento de las rocas calizas, afectó también a las rocas plutónicas que cubren a éstas en la sierra de Rosales; esto explica en cierto modo el hecho de que el río de San Pedro tenga su curso a través de esta sierra siguiendo el cauce natural que ofrecen los plegamientos, ya que los macizos a ambos lados del río son continuación uno de otro, sin existir entre ellos fallas ni dislocaciones que constituyeran líneas de fácil ataque para el río.

Las boquillas del Charco del Gallo y de Las Vírgenes son análogas geológicamente, y ambas adecuadas para construir en ellas presas, tanto por lo que ve a cimentación como a impermeabilidad. Sin embargo, si se construyera una cortina de presa

en la primera (Charco del Gallo), según estudios del Sr. Ing. C. C. Fisher, se inundarían todos los terrenos de riego y el casco mismo de la hacienda de San Lucas, así como una considerable porción de las tierras del pueblo de San Pedro Conchos.

La zona montañosa por la que atraviesa el río de San Pedro entre las boquillas del Charco del Gallo y Las Vírgenes, están constituida por corrientes y tobas riolíticas y andesíticas, predominando las rocas riolíticas en la margen izquierda y las andesíticas en la derecha (véase anexo No. 3).

El contrafuerte de la derecha de la boquilla de Las Vírgenes es la continuación del macizo de la izquierda (véase figura No. 2), del cual está sólo separado por la incisión misma del cauce.

Ambos lados de la boquilla están formados por una misma toba riolítica endurecida por silicificación; en la fig. 2 se advierte que la roca que constituye el espolón de la derecha buza ligeramente hacia la derecha misma, desapareciendo finalmente debajo de una formación de corrientes y tobas andesíticas más oscuras, que son la iniciación de la llamada Sierrita del Convento.

Se observa también que la pendiente de la formación andesítica es mayor que la de la loma constituida de tobas riolíticas, debido a la mayor resistencia de las rocas de la Sierrita del Convento.

Los planos de estratificación de la toba riolítica silicificada que forma los contrafuertes de la boquilla, están cerrados en el interior de la roca, siendo visibles únicamente en al-

gunos lugares donde los agentes atmosféricos han ejercido acción muy intensa.

En vista de esto, no es de temerse que se produzcan filtraciones ni fugas importantes por los planos de estratificación.

Existe también un sistema de fracturas casi verticales que en el macizo de la izquierda no tiene importancia, pues dada la orientación de las diaclasas (N 30° W) las filtraciones serían conducidas de nuevo al vaso; su presencia es más de temerse tratándose del espolón de la derecha, al que atraviesan en todo su cuerpo y salen aguas abajo hasta un pequeño arroyo, descubriéndose allí la toba endurecida.

Pero teniendo en cuenta que estas diaclasas han estado siempre bien cerradas y que la silicificación de la toba, según opinión de los geólogos, fue un proceso posterior al fracturamiento, la cantidad de agua que pudiera fugarse sería muy pequeña.

Y por último, puesto que todas estas fracturas son bien visibles, es fácil evitar anticipadamente las posibles filtraciones.

Por lo que respecta a la resistencia para la cimentación de la cortina, tanto la naturaleza como la posición (casi horizontal) de las rocas del lecho, constituyen condiciones favorables.

## CONSIDERACIONES TOPOGRAFICAS GENERALES.

Hay muchas cuestiones que se presentan en la ingeniería que para resolverlas es suficiente seguir normas fijas, precisas, que para ser aplicadas no reclaman, de quien lo hace, ninguna preparación científica especial. En cambio, hay también problemas de índole tal que requieren buenos conocimientos teóricos para ser resueltos en forma racional y, sobre todo, realmente práctica.

A estos últimos pertenece la cuestión de la precisión necesaria en los levantamientos topográficos. Cabe decir, pues, que no es el mejor topógrafo el que obtiene mayor exactitud en sus trabajos sistemáticamente, sino el que es capaz de fijar, con criterio científico, la aproximación suficiente para el objeto que se persigue, sin pérdida de tiempo ni de dinero.

Hay, además, la circunstancia de que el trabajo y el tiempo empleados en hacer un levantamiento, no son proporcionales al grado de aproximación del mismo: al duplicar ésta, aquéllos crecen más allá de su duplo.

Antes de emprender cualquier trabajo de topografía, el ingeniero debe considerar lo siguiente:

- 1o., Cuál es el objeto del levantamiento.
- 2o. Qué precisión se necesita para ese objeto.
- 3o. Cuáles son las causas de los errores que deben evitarse con más cuidado.
- 4o. Qué métodos deben emplearse para mantener los errores dentro de los límites fijados de antemano.



5o. Cómo debe verificarse el grado de precisión del trabajo.

6o. Cómo puede organizarse éste para reducirlo al mínimo.

: .

Trataremos de aplicar lo anterior al problema topográfico de nuestra tesis. Este problema se puede dividir en tres partes: 1a., levantamiento de la cuenca de captación; 2a., levantamiento del vaso; y 3a., levantamiento de los terrenos regables.

Levantamiento de la cuenca de captación. - Objeto del levantamiento. - Cuando no se ha hecho una serie de aforos en la corriente cuyas aguas se trata de aprovechar, se tiene que recurrir a la valuación del área de la cuenca de captación de la misma (1). Esta valuación es, pues, el objeto del levantamiento que nos ocupa.

Precisión necesaria. - Por lo que a precisión se refiere, podemos guiarnos por lo siguiente: la cantidad de agua disponible se calcula a partir del conocimiento de la extensión de la cuenca de captación, del valor de la precipitación pluvial en la región y del coeficiente de escurrimiento; sabiendo lo que estas magnitudes significan y cómo se determinan (fuera del área de la cuenca, que se podría medir con tanta precisión como se quisiera), es fácil darse cuenta de que se conocen, en todo caso, con una incertidumbre no menor de un cinco por ciento.

No tendría objeto, en nuestra opinión, tratar de conocer el área tantas veces mencionada con un error relativo menor

---

(1) La cuenca de captación de una corriente es la superficie que la alimenta con el agua de precipitación. Está limitada por la línea de división de aguas de las elevaciones que la circundan.

que  $\frac{1}{20}$  .

De acuerdo con esto, nos fijaremos las tolerancias en las medidas longitudinales y lineales del levantamiento en cuestión.

Creemos que lo más práctico para valuar el área de la cuenca de captación, es recurrir a una red de triangulación, siempre que en la línea de división de aguas, circundante de dicha cuenca, existan puntos favorables por su visibilidad para establecer en ellos vértices.

Dicha triangulación no debe tener por objeto apoyar en ella poligonales auxiliares para fijar más estrictamente el contorno de la cuenca estudiada, sino obviar tiempo considerando que el área cubierta por los triángulos es la de la superficie de captación.

Causas de error en el levantamiento.- Estudiaremos, aunque someramente, qué influencia tienen en el error relativo del área cubierta por los triángulos de la red, tanto el error relativo de la base de ésta, como el error medio de los ángulos.

El problema es complicado y no se ha llegado, que sepamos, a su resolución general. Sin embargo, si se admite que los ángulos de todos los triángulos se han medido con la misma precisión, siendo (e) el error medio de las observaciones, y que dichos ángulos se apartan poco de 60°, se puede establecer la siguiente igualdad:

$$\frac{dA}{A} = \sqrt{\frac{2 db^2}{b} + 0.082 e^2 \text{ sen}^2 1''(2n + 3 + \frac{4}{n})}$$

en la que:

$$\frac{dA}{A} = \text{error relativo del área.}$$

$\frac{db}{b}$  = error relativo de la longitud de la base.

$e$  = error medio de los ángulos (en segundos).

$n$  = número de triángulos de la red.

Supongamos un caso concreto:  $\frac{db}{b} = \frac{1}{200}$  (medida la base

con estadia),  $e = 60''$ ,  $n = 20$ ; substituyendo en la expresión anterior, se obtiene:  $\frac{dA}{A} = \frac{1}{100}$ .

Por lo tanto, suponiendo que el área no cubierta (o excedida) por la red de triángulos, fuera  $\frac{1}{20}$  del valor total de la extensión de la cuenca, este quebrado representaría el error relativo al determinar dicha extensión, ya que el valor 0.01 encontrado para  $\frac{dA}{A}$  es pequeño comparado con  $\frac{1}{20}$ .

Así, pues, el error que resulta de seguir este procedimiento es del mismo orden (o quizá menor) que el error con que se conoce el escurrimiento.

En conclusión, el error cometido al valuar el área de la cuenca proviene fundamentalmente de la diferencia entre esta área y la cubierta por la red de triángulos. Así es que lo conducente es ajustar en cuanto sea posible la red de triángulos a los límites reales de la cuenca, aunque esto aumente algo el número de triángulos.

Métodos que deben emplearse. La medida de los ángulos debe hacerse con tránsitos de 1' de aproximación, sin recurrir, naturalmente, a reiteraciones ni repeticiones.

En cuanto a la base, se medirá con cinta, sin hacer correcciones por catenaria, temperatura, etc.; o bien, hasta con es-

tadia.

Verificaciones necesarias. Que la suma de los ángulos de cada triángulo sea  $180^{\circ}$  (único ajuste a que deben sujetarse).

La base se medirá dos veces.

Organización del trabajo. Deben seleccionarse topógrafos con larga práctica, aunque carezcan de conocimientos teóricos, ya que las reglas que deben seguir son bien precisas.

. .

Levantamiento del vaso. Tiene por objeto cubicarlo; cuando el gasto de la corriente es pequeño en estiaje y éste es prolongado, es de seguirse un procedimiento aconsejado por el Ing. Ricardo Toscano, y que consiste en llevar una poligonal abierta por el cauce de la barranca principal, haciendo secciones transversales a uno y otro lado.

También se puede hacer el levantamiento llevando poligonales que circunden el vaso, apoyando en ellas secciones transversales que lo atraviesen.

Una pendiente muy grande de las laderas vuelve poco práctico el levantamiento de las secciones transversales con nivel de mano; se puede recurrir a la configuración con estadia, quedando el procedimiento a juicio del topógrafo.

La equidistancia de las curvas de nivel se estima por lo general que es aproximadamente un cinco por ciento de la altura de la cortina; esta equidistancia depende también del carácter del terreno.

Teniendo ya el plano con la configuración del vaso, se procede a su cubicación aplicando la fórmula del prismoide o la de

las áreas medias. Para la medición de las áreas se emplea el planímetro y aún se puede recurrir a pesar en balanza de precisión el papel recortado según las curvas de nivel.

El modelo de registro de áreas y volúmenes, es el siguiente:

<u>Cotas</u>	<u>Areas</u>	<u>Vols. parciales</u>	<u>Vols. acumulados</u>

Con los datos así consignados se construyen las gráficas superpuestas de áreas de embalse y capacidades (véase anexo No. 9), ambas magnitudes en función de la cota del terreno.

Sobre el uso y descripción más detallados de estas gráficas insistiremos en el capítulo de cálculos hidrológicos.

Levantamiento de los terrenos regables. El objeto de este levantamiento es: localización de los terrenos de diferentes calidades y valuación del área de los mismos; configuración de la zona para el estudio y proyecto de los canales de conducción y los sistemas derivados de distribución; hacer deslindes de propiedad.

Este levantamiento puede hacerse trazando poligonales con tránsito y cinta, cuando el terreno sea poco quebrado y de pequeña pendiente; cuando suceda lo opuesto, es preferible hacer una triangulación topográfica de segundo orden (aún de tercero). El levantamiento de detalles es aconsejable hacerlo con plancheta, apoyándose en las poligonales o en la triangulación. En el caso de que el terreno sea de muy poca pendiente, la situación

de los puntos para configuración conviene hacerla con la plancheta; la cota de los mismos se determina con nivel montado, pues es sabido que para desniveles pequeños la estadia introduce errores del orden de magnitud de los propios desniveles. Esto se ha comprobado en el caso concreto del levantamiento de los terrenos regables en el proyecto "Orígenes del Lerma", de la Comisión Nacional de Irrigación.

### CULTIVOS Y DEMANDAS DE RIEGO.

La región regable en el proyecto tiene una altura media de 1 200 metros sobre el nivel del mar y por su clima es similar a las cuencas de los ríos Nazas y Aguanaval, constituyendo el conjunto la región mejor regada de la mesa del norte.

Su clima es estépico de altura o semi-desértico, como el de otras regiones continentales que se hallan en latitudes cercanas a las zonas de las calmas tropicales.

El régimen térmico es extremoso, dominando la temperatura cálida. La precipitación pluvial es escasa, pues los vientos son secos y las calmas tropicales no permiten que se condense el poco vapor de agua existente.

Con la ayuda del riego artificial en regiones de este tipo, se logra mejorar notablemente la producción agrícola.

Los principales productos de la comarca a que alude nuestra tesis, son: algodón, trigo, alfalfa, ajonjolí, hortaliza, cebada, garbanzo, etc. Entre estos se destaca por su importancia industrial el algodón.

Para el estudio de las demandas de riego, hay que tomar en cuenta factores como estos: altura neta anual de riego, pérdidas de conducción, épocas de riego, etc.

La altura neta anual de riego cambia con la variedad de los cultivos mismos, con la naturaleza del suelo (por lo que atañe a permeabilidad); con el número anual de riegos, pendiente del terreno, etc.

Es de observarse que un mismo cultivo requiere diferentes

alturas de riego para diversas regiones y, por lo tanto, lo más razonable es determinarlas experimentalmente para cada lugar, midiendo la cantidad de agua consumida por diferentes regadores en una extensión de cultivo determinada. Las observaciones deben hacerse durante un intervalo mínimo de cuatro años.

Para las demandas de riego también hay que tomar en cuenta las pérdidas de conducción (como se dijo ya), por filtración y evaporación. La primera depende de la longitud del canal y de la naturaleza geológica del terreno en donde está localizado; la segunda varía también con el desarrollo del canal, la temperatura y el estado higrométrico medio.

Se ha observado que el efecto de la filtración disminuye con la edad del canal, como era de esperarse.

Estas pérdidas se toman en cuenta, dividiendo la altura neta de riego entre un coeficiente empírico menor que uno; éste varía muy ampliamente con los factores antes mencionados y se puede determinar por experimentos en algún canal ya construido en la región o por la consulta de tablas hechas para el caso.

El cociente de la altura neta entre dicho coeficiente se llama "altura bruta de riego".

El número y situación de los riegos en las diversas épocas del año determinan el gasto de extracción que sirve para el estudio del comportamiento del vaso, juntamente con las entradas al mismo.

El por ciento del área de tierra que corresponde a cada cultivo es dato imprescindible para el conocimiento de la altura total de riego.

Desgraciadamente, en nuestro caso contamos con datos esca-



sos a este respecto y que no aluden directamente a la región de nuestro proyecto.

En la tabla (anexo No. 5) aparecen demandas de riego para una extensión de cinco mil hectáreas, tomando en cuenta sólo los cultivos más importantes de la región.

Esta tabla nos fue proporcionada en la clase de Proyectos de Obras Hidráulicas para hacer el estudio hidrológico del río San Pedro. En ella aparece que en los meses de enero y febrero no hay riegos, tal vez por suponer que las entradas al vaso en esos meses se emplean en la limpia del mismo; en realidad, hay riegos durante este período, aunque en pequeña cantidad y para pocos cultivos, según se desprende de una tabla formada por el Departamento Agrario. Además, los coeficientes de riego que utilizamos son sin duda bajos; en concreto, el del trigo, cuyo valor es de 0.40 m. corresponde al estado de Guanajuato, mientras que en la región de Chihuahua vale 0.60 m.

Consultamos sobre la falta de riegos durante enero y febrero la opinión del Sr. Ing. don Basilio Romo, quien nos dijo que, en todo caso, la influencia de esa deficiencia de la tabla en el estudio del comportamiento de vaso es de poca trascendencia. Unido esto al hecho de que nuestro trabajo es de simple exposición de métodos y procedimientos, hemos utilizado los cálculos que hicimos, basados en la tabla tantas veces mencionada.

En lo que respecta al algodón, hay datos correspondientes a dos maneras de hacer los riegos, que se refieren tal vez a dos regiones que se riegan con diferente criterio.

Los cultivos de ajonjolí y trigo, por su distribución de riegos en el año, son hechos en el mismo terreno (que comprende

750 hectáreas de las 5 000), de acuerdo con la técnica de los cultivos alternados.

∴

Se suman las Ha-m de riego de cada mes y se consignan estas sumas en la penúltima columna; y en la última se expresan las demandas mensuales de riego en porcentos de la demanda neta anual.

La altura neta de riego anual se calcula dividiendo la demanda neta anual entre el número total de hectáreas cultivadas.

Las pérdidas de conducción se estiman en un 30% de la altura bruta misma; entonces, la altura bruta anual de riego se puede calcular así:

$A_b$  = altura bruta anual;

$A_n$  = altura neta anual;

$$A_b = A_n + 0.30 A_b ; \therefore A_b (1 - 0.30) = A_n ;$$

$$\therefore A_b = \frac{A_n}{0.70} = 1.428 A_n$$

## E S T U D I O   H I D R O L Ó G I C O .

La base de que se parte para hacer el estudio hidrológico de una cuenca es el conocimiento de los volúmenes de agua escurridos en ella durante un período largo de tiempo.

Estos escurrimientos se pueden conocer de dos modos: estableciendo estaciones de aforo para medir directamente los gastos en la corriente, o bien deduciéndolos de los datos de precipitación obtenidos en estaciones pluviométricas convenientemente distribuidas en la cuenca.

El método de aforos directos es el más indicado, pues la certidumbre de los datos así recogidos es mucho mayor que la obtenida por observaciones pluviométricas; pero hay el inconveniente de que casi ningún río de México ha sido aforado con la constancia y duración que requieren los cálculos hidrológicos, y así, para casi todos los proyectos hidráulicos en la República se ha tenido que recurrir a las tablas de precipitación hechas en estaciones meteorológicas, tablas que frecuentemente están interrumpidas y que se completan por la comparación con las precipitaciones en cuencas cercanas.

Se ha especificado que se requieren períodos de veinte o treinta años de registro pluviométrico para dar la suficiente seguridad a los cálculos hidrológicos. Los datos obtenidos por observaciones hechas en períodos cortos (tres o cuatro años) dan resultados falsos.

Cuando no hay datos de ninguna especie, frecuentemente se compara la cuenca en estudio con otras cuencas vecinas, como ya se dijo; pero las conclusiones tienen un carácter dudoso; es pe-

ligroso servirse o atenerse a ellas.

Contando con registros simultáneos de precipitaciones en la cuenca y aforos en la corriente, se puede llegar a establecer una relación de gran importancia. Se llama "coeficiente de escurrimiento" al cociente de los volúmenes de agua escurridos entre los volúmenes precipitados, en un mismo lapso de tiempo. Este coeficiente casi siempre es menor que uno; hay casos excepcionales en que, por la estructura geológica del subsuelo de la cuenca, los escurrimientos son mayores que las precipitaciones, lo que se debe a afloración de aguas subterráneas en la cuenca estudiada, y que provienen de otras cuencas.

No obstante que a primera vista parece sencilla la manera de determinar el coeficiente de escurrimiento, el valor atribuido frecuentemente a éste en una cuenca determinada se aparta mucho de la verdad; en otras palabras: el valor del coeficiente de escurrimiento es por lo general bastante incierto. Para darse cuenta de la razón de esto, es suficiente analizar los principales factores que hay que tomar en cuenta:

Cantidad de lluvia. - Mientras mayor es la altura de lluvia anual, mayor es el coeficiente de escurrimiento. Además, a igual altura de precipitación, este coeficiente es proporcional a la duración de las lluvias.

Temperatura. - El coeficiente de escurrimiento varía en razón inversa de la temperatura, puesto que la evaporación y la capacidad de absorción del terreno son funciones crecientes de la temperatura misma; los vientos, por otra parte, aceleran a su vez la evaporación.

Cantidad de vegetación. - Las cuencas sin vegetación tienen

menos obstáculos para el escurrimiento del agua, pero, por otra parte, la evaporación disminuye con la vegetación alta.

Hay un efecto favorable, se puede decir, de la vegetación en las cuencas: la regularización del escurrimiento, pues el agua que se queda detenida en el limo, fluye después lentamente.

Pendiente del terreno. - El coeficiente de escurrimiento es proporcional a la pendiente general del terreno de la cuenca.

Permeabilidad. - Se consideran dos categorías de permeabilidad: la permeabilidad en grande (cuando se trata de rocas agrietadas, como el basalto), y la permeabilidad en pequeño, cuando en la filtración interviene el fenómeno de capilaridad; esta permeabilidad ocurre en zonas areno-arcillosas y en suelos de labor.

La permeabilidad en grande da lugar a canales subterráneos, que muchas veces desaguan en otras cuencas, como se dijo ya anteriormente.

Para dilucidar la posibilidad de la permeabilidad en grande de una cuenca, debe recurrirse al dictamen de un geólogo.

Dimensiones y forma de la cuenca. - Mientras mayor es el tiempo de concentración de lluvias en una cuenca, hay mayor cantidad de pérdidas en el trayecto; así, las cuencas amplias o de forma alargada son las que dan menores coeficientes de escurrimiento.

La presencia de lagos disminuye el coeficiente mencionado, pues aumenta la evaporación.

Los coeficientes de escurrimiento más pequeños han llegado a ser hasta de 0.01, mientras que los mayores se acercan a 0.75.

La determinación de la ley que existe entre los gastos de

la corriente y la altura de lluvia en la cuenca, debe hacerse cuidadosamente, para evitar fracasos, como el de la presa "Callelles".

La experiencia enseña que el coeficiente de escurrimiento varía con la altura de precipitación en una misma cuenca. Se supone que esta variación es lineal.

Disponiendo de datos simultáneos de aforos y alturas de lluvia en un período suficientemente amplio, se recurre a un procedimiento derivado de la teoría de los mínimos cuadrados para determinar las constantes de la ley. Sin pretender hacer una exposición completa de este asunto, que por sí solo requeriría capítulo especial, pasamos a exponer brevemente el modo de proceder.

La ecuación de la recta es:  $y = ax + b$ .

La magnitud ( $y$ ) representa coeficientes de escurrimiento, en función de ( $x$ ), altura de lluvia. Siendo  $N$  el número de sistemas de valores de ( $x$ ) y ( $y$ ) (observados), se dispone así de  $N$  ecuaciones de la forma:

$$y_1 = ax_1 + b$$

$$y_2 = ax_2 + b$$

.....

$$y_n = ax_n + b$$

Las magnitudes por determinar son ( $a$ ) y ( $b$ ); desde un punto de vista puro, bastaría una pareja de ecuaciones para fijarlas. Sin embargo, los valores así obtenidos estarían afectados de los errores de observación; para eliminar éstos dentro de lo posible y hallar los valores más probables de las constantes, la teoría de los mínimos cuadrados conduce a resolver las ecuacio-

nes siguientes:

$$\sum y = a \sum x + N b \quad (\text{que se obtiene sumando miembro a miembro las } N \text{ ecuaciones})$$

$$\sum xy = a \sum x^2 + b \sum x \quad (\text{que se obtiene multiplicando por } (x) \text{ ambos miembros de las } N \text{ ecuaciones y sumándolas miembro a miembro}).$$

La valuación de los volúmenes llovidos en la cuenca se puede hacer por el método de las isoyetas o más fácilmente, aunque con menor precisión, por el método ideado por A. H. Thiessen, que analiza el Sr. Jorge L. Tamayo en la revista "Ingeniería" correspondiente al mes de diciembre de 1935.

Para nuestro estudio hidrológico, contamos con los escurrimientos calculados a partir de datos pluviométricos que nos fueron proporcionados en la Comisión Nacional de Irrigación. Estos datos aparecen en el anexo No. 4 y son escurrimientos mensuales del año de 1896 al año de 1911 inclusive.

El promedio mensual de escurrimiento durante este período es igual a 3003 Ha-m, o sean 30 030 000 m<sup>2</sup>. Sin gran discrepancia con los resultados obtenidos por el método gráfico (acumulativo de diferencias), se puede redondear el escurrimiento medio mensual a 3 000 Ha-m. La tabla de acumulativos de diferencias (anexo No. 5) se obtiene a partir de los datos de la tabla de escurrimientos, encontrando las diferencias entre cada uno de los escurrimientos mensuales habidos y el medio; en seguida se calcula y registra el acumulativo de estas diferencias; tanto el acumulativo de diferencias, como las diferencias mismas, son

algebraicos. En la tabla se consignan en unidades de 1 000 Ha-m. El promedio mensual de escurrimiento en estas unidades es 3.

La comprobación de la tabla de acumulativos consiste en que al final del período el acumulativo debe ser nulo. En nuestro caso no resulta nulo debido a que no tomamos el promedio mensual estricto, sino un valor aproximado que da la suficiente precisión al cálculo gráfico.

El diagrama acumulativo de diferencias se construye tomando como abscisas los intervalos de tiempo elegidos (períodos o meses; en nuestro caso, meses) y como ordenadas los valores particulares del acumulativo de diferencias para cada caso.

Los análisis hechos con el diagrama diferencial (anexo No. 8) son muy semejantes a los hechos con el diagrama original de masas; el primero es una variante del segundo, hecha con objeto de apreciar a escala más clara las diferencias de ordenadas entre la curva que constituye el diagrama diferencial y la línea que representa el gasto de extracción.

En el diagrama acumulativo de masas la pendiente de la recta que une los puntos inicial y final de la curva, representa el gasto medio de entrada; el diagrama acumulativo de diferencias no es sino un abatimiento del de masas, hasta que la recta antes aludida quede horizontal. La única diferencia en la construcción de ambos diagramas es:

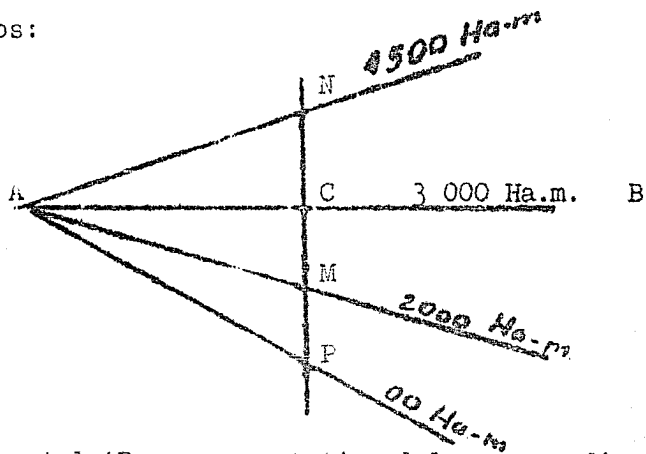
Las ordenadas en el de masas se cuentan a partir de la horizontal llevada por el punto inicial de la curva (que siempre es el más bajo) y representan acumulativos totales de escurrimiento desde el principio del período; en el diagrama acumulativo de diferencias, las ordenadas se cuentan a partir de la



recta que representa el gasto medio de entrada, que es horizontal.

En el diagrama de masas las rectas que representan los gastos de extracción, se construyen haciendo que sus pendientes sean iguales a los gastos aludidos; en el acumulativo de diferencias, dichas rectas se construyen de modo que las diferencias algebraicas de gastos de extracción con el gasto medio de entrada, sean iguales a sus pendientes, ya que la línea de gasto medio tiene pendiente nula, por ser horizontal, y no representa un gasto nulo.

Ejemplifiquemos:



Sobre la horizontal AB, representativa del gasto medio, se lleva a partir de A el segmento AC (unidad de tiempo, un mes); por C se traza una perpendicular a AB, en la que se toma el exceso algebraico del gasto de extracción sobre el gasto medio de entrada. En el ejemplo de la figura:

$$AM \left( \text{gasto } \frac{2\,000 \text{ Ha-m}}{\text{mes}} \right) \quad CM = 1000 \text{ Ha-m}$$

$$AN \left( \text{gasto } 4\,500 \frac{\text{Ha-m}}{\text{mes}} \right) \quad CN = 1500 \text{ Ha-m.}$$

$$AP \left( \text{gasto cero} \right) \quad CP = 3\,000 \text{ Ha-m.}$$

Para el estudio hecho con nuestro diagrama diferencial, se considera el año dividido en dos períodos de seis meses cada uno; el período de los meses de septiembre, octubre, noviembre, diciembre, enero y febrero de corta demanda, y el de los meses marzo, abril, mayo, junio, julio y agosto, de mayor demanda (véase tabla de extracciones).

El gasto medio mensual de extracción en cada uno de los períodos considerados, se obtiene dividiendo la demanda total de cada período entre el número de meses que comprende.

$$\text{Demanda mensual (uno)} = \frac{1}{6} (D_s + D_o + D_n + D_d + D_e + D_f)$$

$$\text{Demanda mensual 2} = \frac{1}{6} (D_m + D_a + D_m + D_j + D_j + D_a)$$

Hicimos varios ensayos para el estudio de funcionamiento del vaso con diversas capacidades, pero únicamente registramos seis de ellos, que fueron los más equilibrados, puesto que con estos no hay déficit de consideración y los derrames, aunque frecuentes, aparecen en todos en proporciones semejantes.

Esto indica que dada la variabilidad en el régimen del río y la situación en el año de los riegos más importantes, es imposible eliminar del todo los derrames abundantes; el problema para cada uno de estos ensayos, se concreta a ajustar de modo razonable la cantidad de déficits con la de derrames, variando, bien la capacidad del vaso, bien la demanda; aunque hay marcada inclinación a evitar antes los déficits que los derrames.

Estos seis ensayos los consideramos económicamente comparables, porque a cada una de sus capacidades corresponde el área regable más conveniente. A continuación insertamos los datos ob-

tenidos en el análisis de cada uno de estos ensayos, así como la obtención de sus demandas.

Los porcentos de riego mensuales totales son: (véase tabla de riego):

Mes	Porciento	Mes	Porciento
enero	0	julio	18.80
febrero	0	agosto	14.10
marzo	10.93	septiembre	4.11
abril	19.09	octubre	0.74
mayo	15.13	noviembre	0.74
junio	15.52	diciembre	0.84

El porciento total de riego para el primer período es:

$$4.11 + 0.74 + 0.74 + 0.84 = 6.43\%$$

$$\text{Segundo período: } 10.93 + 19.09 + 15.13 + 15.52 + 18.80 + 14.10 = 93.57\%.$$

Primer Ensayo:

-----

Capacidad: 50 000 000 m<sup>3</sup>

Area regable: 8 000 Ha.

Agua total demandada: 8000 x 1.10 = 8 800 Ha-m.

Gasto mensual de demanda en el primer período:  $\frac{1}{6} \times 8800 \times 0.0643 = 94.30 \text{ Ha-m.}$

Gasto mensual de demanda en el segundo período:  $\frac{1}{6} \times 8800 \times 0.9357 = 1372.36 \text{ Ha-m.}$

Segundo Ensayo:

-----

Capacidad: 100 000 000 m<sup>3</sup>

Area regable: 15 000 m<sup>3</sup>

Agua total demandada: 15000 x 1.10 = 16 500 Ha-m.

Gasto mensual de demanda  
en el primer período:  $\frac{1}{6} \times 16500 \times 0.0643 = 176.82 \text{ Ha-m.}$

Gasto mensual de demanda  
en el segundo período:  $\frac{1}{6} \times 16500 \times 0.9357 = 2573.17 \text{ Ha-m.}$

Tercer Ensayo:  
-----

Capacidad 150 000 000 m<sup>3</sup>  
Area regable: 18 000 Ha.  
Agua total demandada:  $18000 \times 1.10 = 19800 \text{ Ha-m.}$

Gasto mensual en el  
período primero:  $\frac{1}{6} \times 19800 \times 0.0643 = 212.19 \text{ Ha-m.}$

Gasto mensual de demanda  
en el segundo período:  $\frac{1}{6} \times 19800 \times 0.9357 = 3087.0 \text{ Ha-m.}$

Cuarto Ensayo:  
-----

Capacidad: 200 000 000 m<sup>3</sup>  
Area regable: 20 000 Ha.  
Agua total demandada:  $20000 \times 1.10 = 22000 \text{ Ha-m.}$

Gasto medio mensual en el primer período:

$$\frac{1}{6} \times 22000 \times 0.0643 = 235.76 \text{ Ha-m.}$$

Gasto medio mensual en el segundo período:

$$\frac{1}{6} \times 22000 \times 0.9357 = 3430.90 \text{ Ha-m.}$$

Quinto Ensayo:  
-----

Capacidad 300 000 000 m<sup>3</sup>  
Area regable: 22 000 Ha.  
Agua total demandada:  $22000 \times 1.10 = 24200 \text{ Ha-m.}$

Gasto medio mensual en el primer período:

$$\frac{1}{6} \times 24\ 200 \times 0.0643 = 259.34 \text{ Ha-m.}$$

Gasto medio mensual en el segundo período:

$$\frac{1}{6} \times 24\ 200 \times 0.9357 = 3\ 774 \text{ Ha-m.}$$

Sexto Ensayo:

-----

Capacidad: 360 000 000 m<sup>3</sup>

Area regable: 23 000 Ha.

Agua total demandada: 23 000 x 1.10 = 25 300 Ha-m.

Gasto medio mensual en el primer período:

$$\frac{1}{6} \times 25\ 300 \times 0.0643 = 271.13 \text{ Ha-m.}$$

Gasto mensual medio en el segundo período:

$$\frac{1}{6} \times 25\ 300 \times 0.9357 = 3\ 945.53 \text{ Ha-m.}$$

Estudio de los resultados obtenidos.

Ensayo número 1: Los derrames se presentan frecuente y abundantemente; no se registra ni un solo déficit. El vaso se vacía casi completamente a principios del mes de junio de 1899 y en julio de 1901, pero sin llegar a causar déficit.

Ensayo número 2: Llega a haber dos déficits: el primero, en el mes de julio de 1901 y que dura aproximadamente la última mitad de dicho mes; el segundo, en el año de 1902, abarcando el mes de junio.

A partir de esa fecha no sólo no vuelven a presentarse déficits, sino que el agua se desperdicia frecuentemente y en derrames de consideración. Según se verá en los resultados para los ensayos posteriores, el lapso de tiempo de los meses de junio y julio del año de 1902 se marca abiertamente como intervalo

crítico dentro del período 1896-1911.

Ensayo número 3: Siguen derrames fuertes y frecuentes; hay un déficit en el año de 1902, con mes y medio de duración aproximadamente y que se inicia a principios de junio de ese año.

Ensayo número 4: Déficit en 1902, de un mes y medio de duración, iniciándose a principios de junio. Derrames menos abundantes.

Ensayo número 5: Déficit en julio de 1902, aunque de duración muy corta (medio mes). Se reducen aún más los derrames en duración e intensidad; es de notarse que no hay derrames desde febrero de 1899 hasta octubre de 1904.

Ensayo número 6: Déficit a fines de junio, con tres cuartos de mes de duración. Los derrames son todavía menores que en el anterior.

Con los resultados anteriores se forma la gráfica capacidades del vaso-áreas regables, que es una curva regular (véase anexo No. 10) y con marcada tendencia a volverse asintótica de una recta paralela al eje "capacidades del vaso"; esto indica que a partir de cierto punto de la curva, aunque demos grandes incrementos a la capacidad del vaso, el aumento en la cantidad de terrenos regables es pequeño.

Lo que decide la elección del punto conveniente de dicha gráfica, es la economía, por lo cual, y como solución aproximada, el tramo indicado de la curva para la elección de capacidad es aquel en el que se inician las grandes pendientes.

Con este criterio, se toman algunos puntos del tramo dicho de la curva, que sirven de base para hacer tanteos analíticos alrededor de ellos.

Nuestras soluciones gráficas fueron:

<u>Capacidad:</u>	<u>Area regable:</u>
100 000 000 m <sup>3</sup>	15 000 Ha
150 000 000 m <sup>3</sup>	18 000 Ha
200 000 000 m <sup>3</sup>	20 000 Ha

Posteriormente a esos ensayos numéricos, se decide la capacidad conveniente. Siendo nuestro trabajo de exposición y apremiándonos el tiempo, nos concretamos a hacer los estudios numéricos comparativos de los tres puntos de la gráfica citados. En la práctica se llevan a cabo muchos más ensayos.

Vamos a dar una explicación somera del análisis gráfico en nuestro acumulativo de diferencias. Se acostumbra partir para dicho análisis de un "peak" (punto de la curva en que cambia de signo la pendiente); si el "peak" es superior, se supone la presa llena; se supone vacía si el "peak" es inferior. Nosotros partimos para todos nuestros ensayos con presa llena del primer "peak" superior del diagrama.

Analizamos ejemplificando con el sexto ensayo (véase anexo No. 8). Se inicia el estudio con la demanda que hemos llamado corta (meses septiembre a febrero); la recta que representa este gasto de extracción es sensiblemente paralela a cualquiera de las del haz de rectas representativas de gastos cortos. Como los gastos de entrada son superiores a los gastos de extracción, el vaso de la presa en este período tiene un derrame aproximadamente de 5 500 Ha-m., que termina al final de febrero de

1897; a partir del primero de marzo del mismo año con presa llena, se inicia el gasto de extracción que llamaremos "grande"; la presa se vacía, pero no en su totalidad, para volver a llenarse a principios de agosto de ese año (punto donde la recta representativa del gasto de demanda corta a la curva de acumulativos de diferencias). En ese punto empieza un derrame que dura todo lo que resta del período de demanda grande y toda la demanda corta siguiente; ésta acaba al final de febrero de 1898.

Partimos de nuevo con presa llena del punto correspondiente al primero de marzo de 1898, con el gasto de extracción mayor. La presa vuelve a vaciarse parcialmente para llenarse otra vez al final de agosto de 1898, que casualmente coincide con el fin de la extracción mayor. El primero de septiembre de 1898 empieza la extracción menor y hay derrame hasta fin de febrero de 1899.

El primero de marzo de 1899, la presa está llena; desde esta fecha hasta el último de febrero de 1902 se sucede una serie de períodos en los cuales no se verifican ni derrames ni déficits. En el período que empieza en marzo de 1902 y termina a fin de agosto de ese año, se presenta un déficit en el mes de julio: la altura AA' (v. anexo No. 8) representa, a escala,  $360\ 000\ 000\ m^3$ , que es la capacidad de vaso para ese ensayo; en A' la presa está totalmente vacía y con gasto de entrada menor que la demanda; sigue así hasta fines de julio, en que el gasto de entrada empieza a ser mayor que el de extracción.

Desde la fecha en que acaba el déficit (fines de julio de 1902), el vaso empieza a llenarse, con algunas alternativas, hasta lograr hacerlo por completo en agosto de 1905, en que se



inicia un derrame.

El análisis para lo que resta del período y para los demás ensayos es completamente similar.

Estudio hidrológico analítico. - Es más preciso que el gráfico; estriba fundamentalmente en consignar sistemáticamente en tablas adecuadas los datos de escurrimientos que entran al vaso, extracciones, volúmenes que se pierden por evaporación, así como las cantidades derramadas y los déficits. Estas dos últimas cantidades se pueden estimar de manera más rigurosa que con el procedimiento gráfico; son esenciales para fijar la capacidad adecuada.

Para tomar en cuenta la evaporación el camino más seguro es, sin duda, hacer una serie amplia de observaciones directas (evaporómetro); cuando esto no es posible, como pasa muy frecuentemente en nuestro país, la evaporación se estima en una proporción que varía del 10 al 15 por ciento del agua embalsada, para vasos en condiciones ordinarias; en vasos de profundidad media reducida, la evaporación representa un por ciento mucho mayor.

La evaporación observada se consigna en centímetros de altura; a la evaporación así medida debe restarse la altura de lluvia caída en la región del vaso, obteniendo así lo que se ha llamado "evaporación neta". Así es que las observaciones de evaporación deben ir acompañadas de observaciones pluviométricas, hechas ambas en puntos cercanos. Se pueden hacer observaciones de evaporación neta en estanques o albercas de paredes bien impermeabilizadas; los estanques deben ser reducidos para no tener resultados falseados por la infiltración.

Para el estudio analítico del comportamiento del vaso, recurrimos al cuadro de cálculo ordenado que se usa en la Comisión Nacional de Irrigación; nuestros cálculos numéricos sobre el comportamiento del vaso figuran al final de esta tesis.

Es necesario para el estudio a que nos venimos refiriendo, fijar de antemano los consumos mensuales, los datos de evaporación, y construir las gráficas superpuestas de áreas de embalse y almacenamientos para cada cota del terreno. Esta gráfica sirve para conocer la altura de cortina necesaria para cada almacenamiento dado y para ayudar a valuar los volúmenes evaporados. Estos últimos se conocen multiplicando la altura neta mensual de evaporación por el área de embalse para cada uno de los niveles del agua almacenada.

Las alturas netas de evaporación mensuales que aparecen en nuestros cálculos fueron halladas mediante una serie de observaciones cuidadosas hechas por la brigada que hace algunos años estudió el aprovechamiento del río Conchos y sus afluentes.

La cubicación del vaso para la construcción de la gráfica "capacidades-áreas de embalse" se hace generalmente empleando la fórmula del prismoide o la de las áreas medias, como ya dijimos anteriormente.

Obtención de las demandas para los tres ensayos escogidos

Demanda total anual para el ensayo, 100 000 000 m<sup>3</sup> de capacidad y 15 000 Ha. regables

$$15\ 000 \times 1.10 = 16\ 500 \text{ Ha.-m.}$$

Las demandas mensuales son:

-33-  
Extracciones  
mensuales:

<u>Meses</u>	<u>Porcientos</u>	<u>Extracciones mensuales:</u>
Enero	0.00	0 000 Ha-m
Febrero	0 00	0 000
Marzo	10.93	1 803
Abril	19.09	3 150
Mayo	15.13	2 496
Junio	15.52	2 561
Julio	18.80	3 102
Agosto	14.10	2 326
Septiembre	4.11	678
Octubre	0.74	122
Noviembre	0.74	122
Diciembre	0.84	<u>139</u>

16 499 Ha-m.

Demanda total anual para el ensayo, 150 000 000 m<sup>3</sup> de capacidad y 18 000 Ha. regables.

$$18\ 000 \times 1.10 = 19\ 800\ \text{Ha-m.}$$

Demanda total anual para el ensayo, 200 000 000 m<sup>3</sup> de capacidad y 20 000 Ha. regables.

$$20\ 000 \times 1.10 = 22\ 000\ \text{Ha-m.}$$

Capacidad: 150 000 000 m<sup>3</sup>.

Ha. regables: 18 000

Demanda anual: 19 800 Ha-m.

Capacidad: 200 000 000 m<sup>3</sup>.

Ha. regables: 20 000

Demanda anual: 22 000 Ha-m.

Meses

Extracciones:

Extracciones:

Enero

0 000 Ha-m.

0 000 Ha-m.

<u>Meses.</u>	<u>Extracciones</u>	<u>Extracciones</u>
Febrero	0 000	0 000
Marzo	2 162	2 404
Abril	3 780	4 198
Mayo	2 995	3 325
Junio	3 072	3 418
Julio	3 722	4 140
Agosto	2 792	3 103
Septiembre	813	904
Octubre	146	163
Noviembre	146	163
Diciembre	<u>166</u>	<u>185</u>
Suma	19 794 Ha-m.	Suma: 22 003 Ha-m.

La forma de proceder para hacer el cálculo en las formas usadas en la C. N. I. resulta casi evidente de la simple inspección de ellas. Las dos últimas columnas ("derrames" y "déficits") se calculan así:

Si la diferencia entre el almacenamiento final de cada mes (sin considerar pérdida por evaporación, columna 7) y la pérdida por evaporación (columna 11) es mayor que la capacidad del vaso, el exceso se consigna en "derrames" y el almacenamiento inicial para el mes siguiente es la capacidad total del vaso.

4 Cuando el almacenamiento disponible (columna 5) es menor que la extracción mensual correspondiente (columna 6), el almacenamiento final (columna 7) se considera por convención como negativo y se anota en la columna "déficits" -o deficiencias-.

Para registrar los volúmenes que se pierden por evaporación, se considera que el área de evaporación es la correspondiente al almacenamiento promedio del inicial, el disponible después de la entrada al vaso y el final después de la extracción.

Antes de seguir adelante, es necesario hacer la siguiente aclaración en la monea en que figuran los gráficos de áreas de embalse y capacidad del vaso, existen en realidad dos ejes de abscisas en cada uno de los cuales se representa, respectivamente, una de estas magnitudes; en el eje de ordenadas se representa la altura de cortina, variables independiente para ambas curvas.

Se acostumbra poner la escala de embalses en la parte superior de la monea, y la de almacenamientos del vaso, en la inferior. Para encontrar en la gráfica el área de embalses correspondiente al almacenamiento medio, se traza una ordenada desde un punto cuya abscisa representa dicho almacenamiento, hasta encontrar la curva de capacidades; desde esta intersección se hace pasar una paralela al eje de abscisas hasta encontrar a la curva de áreas de embalse. La abscisa de esta nueva intersección medida en la escala de áreas de embalse, representa el área de la superficie libre para el almacenamiento medio.

Después de hacer los análisis numéricos, se forma una tabla comparativa que sirve para juzgar, desde el punto de vista económico, de cada proyecto para diferentes alturas de cortina. Los datos que contiene esa tabla son los siguientes

Cotas de la corona de la cortina.

Capacidad de almacenamiento.

Volumen anual aprovechado.

Gast. medio constante aprovechado:

Volumen de las mamposterías de la  
certina:

Valor de los terrenos inundados.

Metros cúbicos de gast. constante  
(por metro cúbico de mampostería):

Metros cúbicos de gast. constante  
(por Ha. inundada).

Costo de m<sup>3</sup> de agua aprovechada:

Porcentaje de agua aprovechada:

Número de derrames:

Número de déficits:

-----

Para la cubicación de las mamposterías de la certina empleamos como anteproyecto una certina con la gráfica "áreas de la sección-profundidades", calculada en la C. H. I., donde se nos proporcionó (anexo N.º 11).

Los volúmenes calculados a partir de esta gráfica no difieren mucho de los del proyecto definitivo, ya que dicha certina está calculada para condiciones muy semejantes a las de la nuestra. Insistiremos en estos puntos al tratar del presupuesto de la certina. La gráfica en cuestión constituye nuestro anexo N.º 11.

Para hacer el estudio económico de la cortina con diferentes capacidades de vaso, elegimos sólo para analizarlos numéricamente tres de los casos más favorables, sacados como conclusión del estudio gráfico. Estos tres ensayos fueron:

	Capacidad:	100 000 000 m <sup>3</sup> .
I.	Area regable:	15 000 Ha.
	Altura de cortina:	36 m.
II.	Capacidad:	150 000 000 m <sup>3</sup> .
	Area regable:	18 000 Ha.
	Altura de cortina:	40 m.
III.	Capacidad:	200 000 000 m <sup>3</sup> .
	Area regable:	20 000 Ha.
	Altura de cortina:	43 m.

Para el ensayo de 200 000 000 m<sup>3</sup> de capacidad hubo necesidad de obstruir con un muro un pequeño puerto situado a la derecha de la boquilla, viendo desde aguas-arriba (v. anexos 12 y 13). En los otros dos ensayos, bastó simplemente con la cortina.

Conviene señalar como posible utilizar el puerto GK citado para la situación del vertedor de Temasón, caso de realizarse el proyect. III.

La cortina se localizó siguiendo aproximadamente el alineamiento de las perforaciones geológicas estudiadas por el Dr. Paul Witz, como se ve en la planta de la boquilla.

Cubicaciones. - De acuerdo con la curva de almacenamiento para una capacidad de 100 000 000 m<sup>3</sup>, la cortina debe llegar a la cota 1222.5 m., cinco cms. por encima, es decir, un "free board" de 1.5 m.; la cota de la corona es 1224 m. La cota probable de desplante de la cortina será 1187 o 1188 (véase el perfil de la barrera). Como la roca no está muy alterada, tomamos como cota de desplante 1188 m.

Altura de la cortina: 1224 - 1188 = 36 m.

Cotas		Profundidades de cortina:	V. lúmenes por ciles.
1224	1221	3 m.	12 x 187 = 2 245 m <sup>3</sup>
1221	1218	6	12.675 x 181 = 2 293
1218	1215	9	15.570 x 176 = 2 740
1215	1212	12	20.670 x 171 = 3 538
1212	1209	15	27.336 x 161 = 4 397
1209	1206	18	34.995 x 151 = 5 280
1206	1203	21	42.495 x 147 = 6 240
1203	1200	24	49.635 x 140 = 6 950
1200	1197	27	56.571 x 128 = 7 235
1197	1194	30	63.315 x 115 = 7 280
1194	1191	33	69.855 x 103 = 7 195
1191	1188	36	76.350 x 67 = <u>5 115</u>
Total de mamposterías:			60 493 m <sup>3</sup> .



Cubicación de cartina para 150 000 000 m<sup>3</sup> de almacenamiento:  
 t.:

Cota correspondiente a este almacenamiento, 1226.5 m.;  
 "free board", 1.50 m.; cota de la cartina, 1228 m.; altura de la  
 cartina, 1228 - 1188 = 40 m.

Cotas	Profundidades cartinas	V. lúmenes parciales	
1228 a 1225	3 m.	12.000 x 199 = 2 388 m <sup>3</sup> .	
1225	1222	6	12.675 x 190 = 2 408
1222	1219	9	15.570 x 184 = 2 862
1219	1216	12	20.670 x 180 = 3 722
1216	1213	15	27.336 x 174 = 4 750
1213	1210	18	34.995 x 165 = 5 770
1210	1207	21	42.495 x 153 = 6 500
1207	1204	24	49.635 x 151 = 7 490
1204	1201	27	56.571 x 144 = 8 140
1201	1198	30	63.315 x 131 = 8 300
1198	1195	33	69.855 x 118 = 8 120
1195	1192	36	76.350 x 109 = 8 320
1192	1189	39	82.845 x 82 = 6 790
1189	1188	40	$\frac{1}{3} \times 89.301 \times 58 = 1 725$

Total e namp sterias: 77 185 m<sup>3</sup>.

Cubicación de cartina para 200 000 000 m<sup>3</sup> de capacidad.  
 Cota correspondiente a este almacenamiento, 1229.5 m.; "free  
 board", 1.50 m.; cota de la cartina, 1231 m.; altura de la carti-  
 na, 1231 - 1188 = 43 m.

Cotas:	Profundidades cartinas:	Volumenes parciales	
1231 a 1228	3 m	12.000 x 209 = 2 508 m <sup>3</sup>	
1228	1225	6	12.675 x 199 = 2 520
1225	1222	9	15.570 x 190 = 2 954
1222	1219	12	20.670 x 184 = 3 087
1219	1216	15	27.336 x 180 = 4 915
1216	1213	18	34.995 x 174 = 6 090
1213	1210	21	42.495 x 165 = 7 010
1210	1207	24	49.635 x 153 = 7 580
1207	1204	27	56.571 x 151 = 8 540
1204	1201	30	63.315 x 144 = 9 115
1201	1198	33	69.855 x 131 = 9 150
1198	1195	36	76.350 x 118 = 9 010
1195	1192	39	82.845 x 109 = 9 030
1192	1189	42	89.301 x 82 = 7 320
1189	1188	43	$\frac{1}{3} \times 95.760 \times 58 = 1 850$
Total:		91 399 m <sup>3</sup> .	

Fuertes (GK):

1231 a 1228	3 m.	12.000 x 79 = 948 m <sup>3</sup>	
1228	1225	6	12.675 x 142 = 1 800
Total:		2 748 m <sup>3</sup>	
Total de rampas sterias:		94 147 m <sup>3</sup>	

relación de los resultados obtenidos con 100 000 000 m<sup>3</sup> de capacidad:

---

Capacidad de almacenamiento:	100 000 000 m <sup>3</sup>
Volumen anual extraído:	165 000 000 m <sup>3</sup>
Hectáreas regadas:	15 000 Ha.
Pérdidas por derrames: 51% de las entradas al vaso.	
Pérdidas por evaporación: 4% " " " " "	
Volumen de mampostería de la cartina:	60 493 m <sup>3</sup>
Costo del material de la cartina:	\$ 1 088 874
Área de terrenos inundados:	1 175 Ha.
Costo de terrenos inundados:	\$ 58 750
Costo del millón de metros cúbicos anuales utilizados por Ha. inundada:	\$ 356
Costo del millón de metros cúbicos anuales utilizados por concepto de mamposterías de cartina:	\$ 6 590
Costo total por millón de m <sup>3</sup> anuales útiles:	\$ 6 946
Número de años que terrama la presa:	15
Número de años con déficit:	5
Cociente $\frac{\text{déficits}}{\text{extracciones}}$	1.05%
Año crítico 1902, $\frac{\text{déficits}}{\text{extracciones}}$	6.36%
Volumen almacenado por millón de metros cúbicos utilizados:	606 000 m <sup>3</sup>

---

Relación de resultados obtenidos con 150 000 000 m<sup>3</sup> de capacidad.

Capacidad de almacenamiento.	150 000 000 m <sup>3</sup>
Volumen anual extraído.	198 000 000 m <sup>3</sup>
Terreno regado.	18 000 Ha.
Pérdidas por derrames.	42% de los extraídos al vaso.
Pérdidas por evaporación.	4.6% " " " "
Volumen de agua potable de la cartina.	77 185 m <sup>3</sup>
Cost. del material de la cartina.	\$ 1 389 330
Area terrenos inundados.	1 600 Ha.
Cost. de terrenos inundados.	\$ 80 000
Cost. del millón de m <sup>3</sup> anuales utilizados por los inundados.	\$ 404
Cost. del millón de m <sup>3</sup> anuales utilizados por concepto de agua potable de cartina.	\$ 7 020
Cost. total por millón de m <sup>3</sup> anuales útiles.	\$ 7 424
Número de años que derrama la presa.	16
Número de años con déficit.	2
Cociente $\frac{\text{déficits}}{\text{extracción}}$	1.58%
Año crítico: 1902, $\frac{\text{d.f.}}{\text{extrac.}}$	14.3%
Volumen que se gana por millón de m <sup>3</sup> utilizados.	757 000 m <sup>3</sup> .

Relación de resultados obtenidos con 200 000 000 m<sup>3</sup> de capacidad.

Capacidad de almacenamiento	200 000 000 m <sup>3</sup>
Volumen anual extraído	220 000 000 m <sup>3</sup>
Terreno regado	20 000 Ha.
Pérdidas por derrames:	35% de las entradas al vaso
Pérdidas por evaporación:	5% " " " " "
Volumen de mamposterías de la cortina	94 147 m <sup>3</sup>
Costo del material de la cortina	\$ 1 694 646
Área de terrenos inundados	1 930 Ha.
Costo de terrenos inundados	\$ 96 500
Costo del millón de m <sup>3</sup> anuales utilizados por Ha. inundada	\$ 438
Costo del millón de m <sup>3</sup> anuales utilizados por concepto de mamposterías	\$ 7 700
Costo total por millón de m <sup>3</sup> anuales útiles	\$ 8 138
Número de años que derraman la presa	12
Número de años con déficit	2
Cociente $\frac{\text{déficits}}{\text{extracción}}$	2.10%
Año crítico (1902) $\frac{\text{déf.}}{\text{extr.}}$	25.9%
Volumen almacenado por millón de m <sup>3</sup> anuales utilizados	910 000 m <sup>3</sup> .

La elección de altura de cortina, a partir de estos resultados, es un poco complejo por tener que juzgar simultáneamente los varios aspectos de la cuestión. Los datos de las tablas se refieren al período de 16 años (1896 a 1911).

Hemos tomado por base para nuestros cálculos el valor de \$18.00 por m<sup>3</sup> de mampostería de picado con mortero de cemento 1:4, y \$50.00 como valor por Hta. inundada, ya que la mayor parte de los terrenos cubiertos por el embalse son de monte.

Según se ve en las tablas, la influencia del costo de mampostería de la cortina es la predominante y se observa que el costo total (por concepto de mampostería y terrenos inundados) por millón de m<sup>3</sup> útiles, crece sensiblemente con la capacidad del vaso, variando de \$6 900 a \$8 100 para 100 y 200 millones de almacenamiento, respectivamente. Por otra parte, las pérdidas por derrame se reducen a medida que aumenta la capacidad, siendo de 35% para 200 millones de capacidad y 51% para 100 millones.

Probablemente el costo de las obras de desfogue aumentaría bastante el costo de los proyectos de 100 y 150 millones de m<sup>3</sup> de capacidad, tanto por la magnitud de los derrames, como por la situación desfavorable de los vertederos que se tendrían que poner inmediatos a la cortina, pues de intentarse colocarlos en el puerto de la derecha de la boquilla, (como se aconseja por el proyecto de 200 millones de capacidad), se tendrían excavaciones considerables y en riego más o menos compacto, según lo explicamos en el capítulo de geología.

Además, observamos que el costo por millón de m<sup>3</sup> utilizadas crece apenas de un 1% a 15% entre los ensayos de 100 a 200 mi-

llones de m<sup>3</sup> de capacidad, y que, aunque no vamos a hacer aquí el análisis de la rentabilidad de la obra, la experiencia demuestra que dentro de límites razonables es más costoso hacer esta clase de obras en gran escala; aceptamos, pues, como la mejor solución el proyecto de 200 000 000 m<sup>3</sup> de capacidad, con 43 m. de altura de cortina, y registrar 20 000 Ha.

Ensayos de capacidades superiores a éste, sencillamente los eliminamos de posibilidad, sin hacer tanteos numéricos, ya que para un aumento de capacidad de 10 000 Ha-m., o sea de 20 a 30 mil Ha-m., sólo corresponde un aumento de 1 000 Ha. regables (de 22 a 23 mil), con los ensayos gráficos, y aun cuando éstos no dan mucha precisión, sus indicaciones son suficientes para juzgar su rendimiento.

El aumento de altura de cortina para pasar de 20 000 a 30 000 Ha-m de capacidad es aproximadamente de 15 m., según se deduce de la gráfica de almacenamientos (v. anexo No. 9) y esto significaría un crecimiento aproximado de 4 000 a 5 000 pesos en el costo total por millón de m<sup>3</sup> anuales utilizados. Así justificamos el haber descartado de antemano las capacidades mayores que la elegida.

Es de observarse que aunque el valor del cociente déficits extricciones, tanto para todo el período como para el año crítico, crecen con la capacidad; pero, en cambio, el número de años afectados por los déficits disminuye muy sensiblemente, al grado de que en el ensayo de 200 millones de capacidad el déficit casi correspondiente en su totalidad al año crítico (1902), tiene un mínima percepción al año 1900, que es el año que registra déficit. Por otra parte, el déficit de 1902 es tolerable, (el

25% de las extracciones), por tratarse de un solo año.

Una vez fijada la capacidad de la presa, el siguiente paso es hacer varios anteproyectos para diversos tipos de cortinas, y elegir el más económico.

Aunque la elección del tipo de cortina es de fundamental importancia, sólo trataremos el asunto de un modo general y haremos mención de los factores que deben guiar dicha elección.

## I. - Condiciones Geológicas y Topográficas de la Bequilla.

A este particular, continuamos con nuestro Capítulo Segundo ("Consideraciones Geológicas y Topográficas Generales"), en el que están insertas algunas geológicas de la región, corte geológico de la bequilla (v. anexos 2 y 3) y la opinión del Dr. Paul Knitz sobre la resistencia del terreno, aunque carecemos de datos cuantitativos sobre este último factor. Sin embargo, dada la calidad de las rocas (andesita, riolita y sus tabas) y el espesor de estas formaciones, se puede dar por muy posible que la resistencia del terreno sea tal que puedan cimentarse en él los tipos de cortina más pesados.

Por lo que a topografía atañe, debe desecharse desde luego la idea de la construcción de una cortina de arco, ya que ésta requiere cimientos estrechos, condición que no llena la bequilla de nuestro estudio.

## II. - Economía:

Es quizá el factor decisivo para la elección del tipo de cortina. Es necesario tener en cuenta no sólo el costo de la cortina, sino del vertedor de concreto, de la obra de toma, de



la obra de desviación, así como del equipo que requiere la construcción.

En algunos casos, puede parecer a primera vista que el tipo más económico de cortina es el de tierra. Sin embargo, hay la circunstancia de que estas presas requieren, sin excepción, un vertedor de demasías calculado de modo que asegure, dentro de márgenes muy amplios, que pueda pasar el gasto máximo probable de la corriente. Tanto por esta circunstancia, como porque las obras de toma requieren un desarrollo largo, muchas veces se han tenido que desechar proyectos de esta clase.

### III. - Facilidad de obtención y acarreo de materiales para la obra.

Si cerca del lugar del proyecto existen canteras de posible explotación o arcillas impermeables, es lógico pensar en cortinas de estos materiales. Además de esto, debe contarse con la facilidad de acarreo. Para presas de concreto es indispensable contar con muy buenos medios de comunicación entre los centros de abastecimiento y la boquilla.

Para el caso de la presa de Las Vírgenes, se cuenta con innumerables fuentes de abastecimiento de rocas volcánicas de muy buena calidad, y es de suponer que algunas de estas fuentes cumplan con el requisito de fácil acarreo, debe desecharse la posibilidad de agotamiento del material. Tal vez estas consideraciones sean suficientes para decidir que los tipos entre los cuales debe elegirse son el de gravedad y el de enrocamiento.

Sin embargo, dada la altura de la cortina (45 m. aproximadamente) y el ancho de la boquilla, que llega a 210 m. en la

corona, se ve clara la ventaja de la cortina de sección de gravedad sobre la de enrocamiento.

#### IV. - Altura de cortina.

Hay reglas empíricas que fijan toscamente los límites de altura tolerables para cada tipo de cortina. Para cortinas de tierra, estas reglas fijan 20 m.; enrocamiento, entre 20 m. y 40 m. Para alturas mayores, mampostería y concreto. Esto no es absoluto, y se citan casos de presas de tierra o enrocamiento de bastante altura (80 y 90 m.); pero esto no es lo común, sino que puede suceder, por ejemplo, que para decidirse a hacer tales construcciones se haya tenido en cuenta una gran facilidad de hacer llegar el material a la obra (arrojando las piedras de lo alto de un cañón, por ejemplo).

#### V. - Seguridad de la estructura

Las teorías de la estabilidad de las presas de gravedad y de concreto, son las más ampliamente conocidas hasta hoy, en otras palabras, las consecuencias de las hipótesis discrepan poco de la realidad. Además, hay mayor posibilidad de prever y evitar las causas de falla.

Además, como en nuestro país se carece casi en lo absoluto de datos hidrométricos que permitan conocer las avenidas máximas probables de la mayor parte de nuestros ríos, es arriesgado construir presas de tierra, en las cuales es fatal que el agua vierta sobre ellas.

La estadística enseña que de las presas que fallan, los porcentajes mayores corresponden a las de tierra y enrocamiento. Dentro de las de tierra, se observó por los ingenieros de

la Compañía de Energía y Transmisión de Virginia Occidental, que las causas de los fracasos, en orden decreciente de importancia, son:

Que el agua vierta sobre la corona, (avenidas máximas no previstas).	39%
Filtraciones a lo largo de la obra de toma,	19%
Otras filtraciones,	29%
Diversas,	<u>13%</u>
	100%.

Como consecuencia de todo lo anterior, creemos poder afirmar, sin temor de alejarnos mucho de la realidad, que el proyecto más conveniente sería el de cortina de gravedad. A lo sumo, se podría comparar éste con el de enrocamiento.

Realmente, lo indicado sería hacer esta comparación y quizás aún con otros tipos. Nosotros solo analizaremos el proyecto cortina de gravedad.

la Compañía de Energía y Transmisión de Virginia Occidental, que las causas de los fracasos, en orden decreciente de importancia, son:

Que el agua vierta sobre la corona, (avenidas máximas no previstas).	39%
Filtraciones a lo largo de la obra de toma,	19%
Otras filtraciones,	29%
Diversas,	<u>13%</u>
	100%.

Como consecuencia de todo lo anterior, creemos poder afirmar, sin temor de alejarnos mucho de la realidad, que el proyecto más conveniente sería el de cortina de gravedad. A lo sumo, se podría comparar éste con el de enrocamiento.

Realmente, lo indicado sería hacer esta comparación y quizás aún con otros tipos. Nosotros solo analizaremos el proyecto cortina de gravedad.

PROYECTO DE LA CORTINA.

DEFINICION. - Se entiende por "cortinas de gravedad" aquellas en que el peso de las mismas asegura su estabilidad, contrarrestando los efectos de volcamiento y deslizamiento debidos al empuje hidrostático y demás fuerzas que obran sobre la cortina.

Una hipótesis fundamental en el cálculo de estas estructuras es que el empuje hidrostático se transmite en la cortina hasta los cimientos según planos verticales normales al eje de la cortina misma, en otras palabras, que ésta está constituida por una serie de prismas (o prismoides) independientes entre sí, de bases verticales.

Hasta la primera mitad del siglo pasado, la elección del perfil de las cortinas era empírica, guiándose los constructores exclusivamente por los resultados obtenidos en obras análogas, sin estudiar el asunto desde el punto de vista de la estabilidad.

Uno de los primeros en aplicar las teorías de la Estática a esta cuestión fue Navier, quien llegó por cierto a resultados falsos, debido a que consideró sólo el problema del equilibrio estático puro. Suponía, en efecto, que los muros de contención estaban constituidos por sólidos invariables, absolutamente rígidos.

Posteriormente, el ingeniero Bazilly publicó una memoria con motivo de las averías sufridas en la presa de Gros Bois, tratando de dilucidar las causas de falla y reglamentando las condiciones para evitarlas. La innovación fundamental introducida por este ingeniero consistía en tomar en cuenta la resis-

tencia del material de que estaba hecha la cortina, y en establecer, de acuerdo con esto, que a presa llena la presión en el paramento seco fuera cuando más igual a la fatiga admisible para la mampostería, y a presa vacía se cumpliera esta misma condición en el paramento de aguas arriba. Su solución fue el perfil escalonado.

Los trabajos posteriores de Delocre hicieron que se adoptaran paramentos de perfil poligonal, suavizados por curvas envolventes.

Después Morer, Rankine, Le Blanc, Bouvier, Guillemin, Pelletreau, Métier, Lévy y Wegman perfeccionaron los estudios anteriores, concluyendo 1o., que no deben tolerarse fatigas de tensión en ningún punto de la mampostería; y 2o., que las fatigas de compresión tolerables para ésta no son las mismas en los dos paramentos, pues los esfuerzos máximos no se producen en planos horizontales.

Atendiendo a su geometría, las cortinas de gravedad se dividen en cortinas de eje recto y cortinas de eje curvo. Por su funcionamiento, se clasifican en vertedoras y no vertedoras.

Las presas de gravedad construídas en Alemania son en su mayoría de eje curvo. Las razones que para ello se aducen son 1a., que trabajan como bóveda y su estabilidad es por ello mayor y 2a., que facilitan las deformaciones elásticas debidas a cambios de temperatura.

Para que la primera de estas razones tenga valor, es necesario que el contacto entre los bloques de la mampostería sea muy bueno y además, que los flancos de la boquilla puedan resistir los empujes que le sean transmitidos por la cortina.

Claro que en igualdad de circunstancias, el costo de una presa de gravedad con eje curvo es mayor que el de una de eje recto.

Los americanos han adoptado en la mayoría de los casos, eje recto.

FUERZAS QUE OCELAN SOBRE LA CORTINA. Estas fuerzas son

- 1a., Empuje del agua
- 2a., Peso de la mampostería
- 3a., Subpresión, y
- 4a., Reacción del suelo.

Además de estas, que en todos los casos es necesario tener en cuenta, hay otras fuerzas que no siempre se consideran, tales como

- 5a., Empuje dinámico del agua
- 6a., Empuje del hielo
- 7a., Impacto de materias acarreadas por la corriente.
- 8a., Empuje de los azolves
- 9a., Empuje del viento
- 10a., Esfuerzos producidos por cambio de temperatura
- 11a., Esfuerzos producidos por temblores
- 12a., Esfuerzos originados por la deformación desigual de las diferentes partes de la cortina.
- 13a., Empuje del oleaje, y
- 14a., Presión atmosférica.

EMPUJE DEL AGUA. Su componente horizontal se calcula por la fórmula

$$H = \frac{w}{2} h^2 ,$$

en la que  $w$  = peso específico del agua,  $h$  = profundidad de la

Claro que en igualdad de circunstancias, el costo de una presa de gravedad con eje curvo es mayor que el de una de eje recto.

Los americanos han adoptado en la mayoría de los casos eje recto.

FUERZAS QUE OBLIGAN SOBRE LA CORTINA. Estas fuerzas son

- 1a., Empuje del agua
- 2a., Peso de la mampostería.
- 3a., Subpresión, y
- 4a., Reacción del suelo.

Además de estas, que en todos los casos es necesario tener en cuenta, hay otras fuerzas que no siempre se consideran, tales como

- 5a., Empuje dinámico del agua
- 6a., Empuje del hielo
- 7a., Impacto de materias acarreadas por la corriente.
- 8a., Empuje de los azolves
- 9a., Empuje del viento
- 10a., Esfuerzos producidos por cambio de temperatura
- 11a., Esfuerzos producidos por temblores
- 12a., Esfuerzos originados por la deformación desigual de las diferentes partes de la cortina.
- 13a., Empuje del oleaje, y
- 14a., Presión atmosférica.

EMPUJE DEL AGUA. Su componente horizontal se calcula por la fórmula

$$H = \frac{w h^2}{2},$$

en la que:  $w$  = peso específico del agua,  $h$  = profundidad de la



base del paramento mojado que se estudia (contada a partir de la superficie libre del agua).

La componente vertical del empuje en cuestión es:

$$V = w a h,$$

expresión en la que  $a$  es numéricamente igual a la proyección horizontal de la superficie del paramento mojado (ya que el ancho considerado en el cálculo es de 1 m.).

PESO DE LA MAMPOSTERIA. - Depende de la clase de material que se emplee. El peso específico de éste debe determinarse en cada caso en los laboratorios. Nosotros tomamos  $2\ 500\ \text{kg/m}^3$ .

SUBPRESION. Cuando se forma una grieta en la cortina, en contacto con el agua, ésta llena dicha grieta transmitiendo así a las mamposterías la presión correspondiente a su altura de carga; cuando estas grietas son horizontales, el empuje vertical ascendente transmitido recibe el nombre de "subpresión".

La subpresión obra en contra de la estabilidad de la parte de la cortina situada arriba de la grieta. Cuando hay filtraciones en los cimientos de la cortina, ocurre algo análogo. Si la grieta esté incomunicada con el paramento seco, la subpresión tiene el valor constante  $wh$  a lo largo de toda su extensión; de aquí se infiere que el efecto de la subpresión es más peligroso cuando la grieta es muy grande y no llega al paramento seco.

En el caso de que la grieta horizontal llega a establecer una comunicación entre ambos paramentos, la subpresión disminuye linealmente desde el valor  $wh$  que tiene en el paramento mojado, hasta cero en el paramento seco.

Las grietas verticales (que pueden presentarse) producen empujes horizontales que son menos de temerse, y por lo común no se les considera al calcular la estructura.

Muchas han sido los procedimientos hasta hoy empleados para evitar o disminuir, cuando menos, el efecto de la subpresión. Citaremos algunos.

El criterio general es impermeabilizar el paramento de aguas arriba para impedir lo más posible el paso del agua a las grietas, y en cambio facilitar la salida de la misma una vez que ha logrado penetrar a la mampostería o al cimiento.

1o. - El empleo de dentellones más o menos profundos del lado de aguas arriba ha dado buen resultado. Aparte de su función impermeabilizante, sirven para aumentar el recorrido de filtración, disminuyendo así la velocidad del agua y por lo tanto su poder de arrastre y de disgregación. Estos dos últimos factores representan un serio peligro para la estabilidad de la cortina, sobre todo cuando el subsuelo no es de lo mejor.

A pesar de la existencia de fórmulas empíricas que fijan el "paso mínimo de filtración", se emplea un criterio amplio, guiado a veces por las indicaciones de dichas fórmulas.

2o. - Los conductos y galerías de drenaje dentro de la cortina, cuya función es la siguiente: recoger a poca distancia del paramento mojado (3 o 4 m.) el agua que logra filtrarse a través de éste, nulificando su carga de presión puesto que la galería está a la presión atmosférica. Para seguridad de la estructura se considera que la subpresión a la altura de los drenes es la mitad de la subpresión en el paramento mojado; de los drenes al paramento seco la subpresión se considera que

disminuye linealmente hasta cero.

Los conductos que van a la galería son por lo común tubos de barro no vitrificado o bien de hierro galvanizado, con agujeros. Estos conductos se espacian de 1.5 a 2.0 m.; la galería en la que desembocan éstos atraviesa la cortina en toda su longitud y desagua al exterior.

∴

Hemos dicho ya que para mayor seguridad de la estructura, la subpresión se considera obrando en toda la base de la cortina, con un valor  $wh$  en el paramento mojado,  $\frac{wh}{2}$  en el plano de los drenes y cero en el paramento seco. La experiencia demuestra, no obstante, que en realidad la subpresión no se ejerce en toda la base.

Los valores  $wh$  y  $\frac{wh}{2}$  atribuidos a la subpresión deben ser afectados de un coeficiente de reducción  $C$  que Hanna y Kennedy, en su obra "Design of Dams", valúan en 0.2. Además, especifican lo siguiente:

Valores de C

Cortina con cemento poroso cimentada en roca. . . . .	0.4
Cortina con cemento bueno en roca de mediana calidad . . . . .	0.5
Cimentación en roca muy porosa. . . . .	1.00

En los E. U. A. no se ha tomado en cuenta el efecto de la subpresión al construir varias de sus presas, lo que se justifica por la completa seguridad de su cimentación; no obstante, lo común ha sido tomar  $C = 0.5$  (presas del Elefante, Boulder,

Olive).

Al calcular la estructura a presa vacía es obvio que no hay que considerar el efecto de la subpresión, salvo el raro caso de que haya un remanente de agua con tirante considerable en el lado de aguas abajo de la cortina.

En casi toda Europa, los ingenieros han aceptado las normas italianas, que pueden tacharse de conservadoras. Según ellas, el coeficiente C de reducción debe hacerse variar con la altura de la cortina, siendo función creciente de esta magnitud, juzgando que a mayor altura de cortina se requieren factores de seguridad mayores. He aquí sus especificaciones:

Para 25 m. de altura de cortina:

	<u>Valores de C</u>
Cortina cimentada en roca muy homogénea, compacta e impermeable,.....	0.33
Terreno en buenas condiciones.....	0.5
Terreno malo.....	1.0

Para alturas de 25 a 50 m.:

Terreno muy bueno.....	0.5
Terreno mediano.....	0.75
Terreno malo.....	1.00

Para más de 50 m. de altura:

Terreno en las mejores condiciones...	0.66
Cualquier otro caso.....	1.00

El coeficiente usado en el cálculo de nuestra cortina es igual a 1, dado que su altura es casi de 50 m. y que existen planos de estratificación de la toba riolítica que, como hemos

dicho, son visibles en algunos lugares. Dichos planos quizá solo son de temerse por lo que hace a filtraciones posibles, pero nunca a la resistencia del terreno mismo.

REACCION DEL TERRENO. - Es necesario estar seguro de la resistencia del terreno, tanto seco como saturado de agua, puesto que ha de reaccionar contra las cargas que le son transmitidas por la estructura. El ancho de las secciones en las proximidades de la cimentación, está sujeto a cumplir con dos condiciones: la resistencia unitaria de la mampostería misma y la del terreno no deben ser sobrepasadas.

Esto, por lo que hace a la componente vertical de la reacción.

Por lo que se refiere a la componente horizontal de la reacción hay que tener presente que, dependiendo su valor del coeficiente de fricción entre los materiales que constituyen la mampostería y el suelo, es necesario determinar experimentalmente dicho coeficiente. Esta magnitud, multiplicada por la carga vertical que obra sobre la superficie horizontal considerada, debe ser mayor que el empuje horizontal que obra sobre el sólido arriba de esa misma superficie.

El ingeniero Adolfo Orive Alva, en su publicación "Cálculo de una Cortina de Gravedad", en la revista "Irrigación en México", estipula los siguientes coeficientes de fricción para diferentes materiales en contacto:

Concreto sobre concreto o sobre roca,	0.70 a 0.60
Concreto sobre grava,	0.50
Concreto sobre arena,	0.40

Concreto sobre arcilla,

0.33

Nuestro caso es el primero y tomamos, por lo tanto,

$$f = 0.70.$$

EMPUJE DINAMICO DEL AGUA. - Este empuje se puede valuar valiéndose de la igualdad entre el impulso y la variación de la cantidad de movimiento de un cuerpo; esto es:

$$p t = m (V_2 - V_1) ,$$

igualdad en la que (p) es la fuerza que obrando durante un tiempo (t) en un cuerpo libre de masa (m), hace variar su velocidad desde (V<sub>1</sub>) hasta (V<sub>2</sub>).

La masa de agua que en un tiempo (t) llega normalmente a una área (a) de la cortina, es:

$$m = \frac{w}{g} avt ; \quad (w = \text{peso específico del agua})$$

como la velocidad final del agua es cero y la variación se verifica en sentido contrario a la reacción de la cortina, puede escribirse:

$$pt = \frac{w}{g} av^2t , \quad \therefore \frac{p}{a} = \frac{w \cdot v^2}{g} ,$$

fórmula esta última que permite calcular la presión debida al empuje del agua en movimiento.

El empuje que acabamos de estudiar sólo se considera en presas vertedoras.

EMPUJE DEL HIELO. - En climas donde es frecuente la congelación del agua superficial del embalse, es indispensable introducir en el cálculo de la cortina el empuje producido por los hielos.

Las especificaciones italianas establecen un valor medio de esta fuerza de 2500 kg. por metro lineal de cortina y por cada 10 cm. de espesor de la capa de hielo. Estipulan que solo se considere para espesores mayores de 20 cm.

Los americanos han tomado valores muy fuertes para la presión del hielo en algunos casos, debido a que las regiones donde se han construido dichas presas el clima es tal que permite la formación de capas de hielo muy gruesas.

La explicación física del fenómeno es la siguiente: con el descenso de temperatura, el estrato congelado se agrieta, penetrando por estas quebraduras el agua, que al congelarse produce un aumento de volumen, lo que da por resultado un fuerte empuje contra la cortina, siempre que la cola de la presa presente suficiente apoyo al bloque de hielo.

IMPACTO DE MATERIAS ACARREADAS. - Casi nunca se toma en cuenta en el cálculo de la cortina, y menos en presas no vertedoras. Según J. Duncan, se puede estimar como un por ciento del impacto del agua; se suele tener en cuenta para determinar el espesor de la corona.

EMPUJE DE LOS AZOLVES. - Casi todas las corrientes de agua llevan en mayor o menor proporción, materias sólidas en suspensión, que se depositan según un cono de deyección cuyo vértice está en la cola de la presa.

La altura que los azolves pueden llegar a tener en las proximidades de la cortina en un tiempo determinado, se puede prever midiendo la cantidad de materia en suspensión por  $m^3$  de agua de la corriente; aunque este cálculo daría sólo una tosca

aproximación.

Casi siempre en las presas se preve una capacidad para azolves, que hay que tomar en cuenta sobre todo para proyectar la obra de toma.

El empuje producido por los sedimentos se calcula por la fórmula tan conocida:

$$p = \frac{1}{2} w' m^2 \frac{1 - \operatorname{sen} \emptyset}{1 + \operatorname{sen} \emptyset}$$

en la que:  $p$  = empuje horizontal del sedimento

$w'$  = peso volumétrico del "

$m$  = altura de los azolves y

$\emptyset$  = ángulo de reposo.

Esta fuerza se tiene que tomar en cuenta tanto a presa llena como a presa vacía.

**PRESION DEL VIENTO.** - Según Hanna y Kennedy, el valor máximo que llega a tener la presión del viento es de  $300 \text{ kg/m}^2$ . Su mayor efecto es obrando a presa vacía contra el paramento seco.

Solo se toma en cuenta en casos excepcionales: en cortinas de arco situadas casi siempre en cañones estrechos y profundos donde el viento se encajona y llega a adquirir velocidades grandes. Se analiza su efecto a presa vacía y con el viento obrando de uno o de otro lado.

**ESFUERZOS PRODUCIDOS POR CAMBIOS DE TEMPERATURA.** - Las variaciones de temperatura en la cortina pueden originarse por dos causas principales: por influencia de las variaciones de la temperatura ambiente y por el fraguado del cemento.



La variación de temperatura ambiente en el término de un año depende del clima de la región.

En virtud de la diferencia de calores específicos entre el agua y la mampostería de la cortina, dichas variaciones de temperatura se transmiten con diferente rapidez en ambos medios (más lentamente en el agua). Como consecuencia de esto, los cambios de temperatura en la cortina son más pequeños a medida que se observan a mayores profundidades. Este efecto se comprobó en la presa de Broc, donde se registraron variaciones anuales de 22° C en la corona y sólo 3° C a 44 m. aproximadamente de profundidad. Los esfuerzos producidos por este fenómeno no son de temerse.

El estudio de los esfuerzos producidos por las variaciones de temperatura que origina el fraguado del cemento, lo hace el ingeniero F. Barona en un número de la revista "Irrigación en México" (noviembre de 1932). Dicho fraguado se lleva a cabo con una elevación de temperatura que puede llegar hasta 20° o 30° C, y permite la formación de grietas de alguna importancia al contraerse este material.

El esfuerzo de tensión originado por la contracción se calcula así:

Imaginemos un prisma de longitud  $L$  y sección unitaria, con coeficiente de dilatación  $(a)$  y límite de elasticidad  $E$ , que sufre una contracción  $\Delta L$  por un descenso de temperatura  $\Delta t$ . Se establece:

$$\Delta L = L a \Delta t;$$

si esta misma contracción se produjera por la aplicación de una

fuerza de  $P$   $\text{kg/cm}^2$  (puesto que la sección es unitaria) se tendría:

$$\Delta L = \frac{L}{E} P.$$

De las anteriores igualdades se deduce:  $P = E a t$ .

Para el concreto:

$$E = 150\,000 \text{ kg/cm}^2,$$

$$a = 0.00001,$$

si suponemos

$$\Delta t = 30^\circ\text{C} \quad (\text{máximo}),$$

$P = 45 \text{ kg/cm}^2$ , que requerirían refuerzo especial para el concreto.

ESFUERZOS PRODUCIDOS POR TEMBLORES. - En las regiones donde se han registrado movimientos sísmicos frecuentes, es indispensable tenerlos en cuenta en el cálculo de las estructuras, en general. Se comprende que la cortina está mucho más expuesta cuando su eje es normal al frente de onda de propagación; la posición de la cortina es menos desfavorable cuando su eje es normal a la dirección de propagación, ya que en esta posición todos los puntos de la cortina están en la misma fase de vibración.

La aceleración horizontal debida a los temblores produce reacciones de inercia en la masa de la cortina, que pueden calcularse valiéndose del teorema de D'Alembert en la forma que después se dice; el valor máximo de esta aceleración en la república mexicana se estima en  $1 \frac{\text{m}}{\text{seg}^2}$ ; en Japón se ha llegado a registrar hasta  $3 \frac{\text{m}}{\text{seg}^2}$  para dicha aceleración.

En la cortina, la reacción de inercia que equilibra a la fuerza que le es aplicada en su base (horizontalmente) vale:

$$F = M a,$$

siendo M la masa de la cortina y (a) la aceleración horizontal. Dicha reacción de inercia obra en el centro de masa de la cortina misma, produciéndose así un momento flexionante cuyo valor es:

$$M (F) = M a d,$$

designando  $\underline{d}$  la distancia del centro de masa del prisma en estudio a su base, cuando se analiza la cortina por secciones horizontales para esta clase de esfuerzos.

La presión debida a la inercia del agua, según Hanna, se produce al obrar la cortina sobre la masa de agua, pero actuando sólo sobre un prisma triangular de la misma, que considera el único desalojado en el movimiento. A partir de estas consideraciones, valúa el empuje en cada prisma constitutivo de la cortina por la fórmula:

$$P = \frac{a'wh^2}{2}, \text{ siendo } a' = \frac{a}{g};$$

el momento de flexión producido por esta fuerza vale:

$$M(P) = \frac{a'wh^3}{6}.$$

ESFUERZOS ORIGINADOS POR DEFORMACION DESIGUAL. - Si tenemos dos tramos adyacentes de cortina, uno de mayor altura que otro, al obrar el empuje del agua sobre ambos, ocasiona flexiones desiguales en ellos, lo cual implica la generación de un esfuerzo de torsión que no se tiene en cuenta en virtud de la hipótesis mencionada antes de la independendencia de los prismas que integran la cortina.

**EFEECTO DEL OLEAJE.** - Se tiene en cuenta para determinar la altura de la ola y de acuerdo con ella fijar la sobreelevación de la cortina.

Se emplea la fórmula de Stevenson, hecha para oleajes marinos:

$$H_0 = 1.5 \sqrt{D} + 2.5 - \sqrt[4]{D},$$

en donde  $H_0$  es la altura total de la ola en pies y  $D$  la mayor distancia en línea recta (y sin salir del agua) de la cortina a un punto límite del embalse, medida en millas. Existen también las fórmulas de Hawksley y de Henny; para las tres fórmulas hay tablas en la obra de J. D. Justin, "Earth Dam Projects", pág. 182.

**PRESION ATMOSFERICA.** - Es necesario tenerla en cuenta en las presas vertedoras, cuando el perfil de las mismas permite la formación de una bolsa de aire entre el manto de agua y el lomo del vertedor; este aire es arrastrado por el manto de agua, produciéndose así presiones menores que la atmosférica. Se genera así un nuevo empuje a la cortina de aguas arriba a aguas abajo, digno de tomarse en cuenta ya que la presión atmosférica es de  $10\ 000\ \text{kg/m}^2$  aproximadamente.

Además, se produce un efecto vibratorio del manto de agua por el desequilibrio de presiones exterior e interior.

Si suponemos una presa en arco vertedora en la que no es posible seguir la forma del manto, es necesario dejar entradas de aire a los lados del mismo, lo que se consigue limitando el vertedor a sólo una parte del arco.

La vibración del manto trae consigo el deterioro de la es-

estructura, principalmente de los aplanados.

FUNDAMENTO DEL CALCULO. - Habiendo estudiado las fuerzas que obran sobre la cortina, procede señalar las condiciones a que deben sujetarse las secciones de los prismas para el diseño del perfil. Estas son cuatro:

1a. - La resultante de todas las fuerzas exteriores que obran sobre el prisma en estudio no debe salir del tercio medio de su base. Esta condición excluye a la mampostería de trabajos a la tensión.

2a. - La relación de las cargas horizontales a las verticales que obran sobre el prisma debe ser mayor que el coeficiente de fricción de los materiales en contacto, ya sea una junta dentro de la mampostería misma o la junta entre los cimientos y el suelo. El valor de este coeficiente ya se fijó antes en 0.70. El cumplimiento de esta segunda condición garantiza el no deslizamiento del prisma.

3a. - Que las fatigas máximas que se produzcan en la mampostería no sobrepasen su fatiga de trabajo.

4a. - Que las fatigas que la cortina transmita al subsuelo no sean mayores que la resistencia de éste.

Además, hay otras condiciones: que el ángulo del paramento seco con la horizontal no sea menor de cierto límite práctico, para evitar que la parte inferior de la cortina se agriete. Que la cortina no falle por volcamiento; esta última condición queda comprendida dentro de la primera, puesto que al no salir la resultante del tercio medio no sale de la base.

Es muy útil, para guiarse en las anchuras que requiera la cortina a diversas profundidades, construir el perfil teórico

de ésta, que es triangular, ya sea que se considere la supresión o no. La base del triángulo cuando se considera subpresión vale:

$$T = \frac{h}{\sqrt{\lambda' - C}},$$

en donde ( $\lambda'$ ) es la densidad de la mampostería y C el coeficiente de subpresión adoptado. Se supone que la carga de subpresión varía linealmente hasta cero en el paramento seco.

Ambos casos están dibujados y desarrollados en el anexo No. 14.

Al perfil teórico se tiene que añadir el triángulo ABC (anexo No. 15), entre otras razones prácticas, porque una pared delgada sufre mucho el efecto del intemperismo. El espesor de la corona varía generalmente con la altura de la cortina o con las necesidades de tránsito, cuando lo hay. Como regla práctica, para cortinas de altura menor de 15 mts. el ancho se estipula como  $\sqrt{h}$ ; para alturas mayores de 15 mts. el ancho es igual a  $\frac{h}{10}$ . El ancho mínimo se estima en 0.50 mts.

En general, en cortinas altas, se ha observado que dando mayor ancho a la corona se evita agrandar las anchuras de las secciones inferiores.

Al añadir el triángulo ABC al perfil teórico se alteran las condiciones de equilibrio y hay necesidad de ensanchar la sección por el lado de aguas arriba. Veamos hasta qué profundidad, a partir de la corona, es posible conservar vertical el paramento seco. Se establece la condición de que la resultante pasa por el límite aguas abajo del tercio medio. En el anexo No. 15 se incluyen el croquis y obtención de dicha profundidad, llegar.

dose al siguiente resultado:

$$h = T \sqrt{\frac{T}{\lambda}},$$

donde T es el ancho de corona y ( $\lambda$ ) es la densidad de la mampostería.

El punto donde el paramento mojado empieza a inclinarse por efecto de la adición en la corona se encuentra a una profundidad doble de la que acabamos de valuar (v. anexo No. 15).

El cálculo de las cortinas de gravedad se hace por tanteos, ensayando diversos espesores de la cortina en cada sección hasta lograr que se cumplan los requisitos antes expuestos. Se hace en el perfil de la cortina una serie de secciones horizontales equidistantes; mientras más cercanas estén éstas entre sí, el cálculo del perfil será más exacto, pero para casos comunes es suficiente con dos o tres metros de equidistancia.

Se aprovechó para la cortina el cartabón del cálculo de una sección de gravedad, publicado por el Ing. Adolfo Orive Alva en la revista "Irrigación en México" (enero de 1933). Dicha forma permite ordenar el cálculo para obtener con bastante facilidad los espesores de cortina para las diversas alturas; en la misma revista está expuesto con toda claridad el procedimiento de cálculo.

Las últimas columnas destinadas a resultados generales, sirven para comparar los valores resultantes de los ensayos con los valores adoptados para los esfuerzos; si los primeros sobrepasan a los segundos, hay que ensayar nuevamente otro espesor para la base del prisma en cálculo. La última columna contiene los valores de los esfuerzos principales cuyo análisis después

haremos (v. anexo No. 16).

Es conveniente hacer simultáneamente con el cálculo, los dibujos del perfil y de las líneas de presiones para presa llena y para presa vacía; las líneas de presión son los lugares geométricos de los puntos en que la resultante va encontrando a las secciones horizontales. El perfil de la cortina constituye nuestro anexo No. 17.

La manera de hacer los tanteos consiste en tomar momentos de todas las fuerzas exteriores que obran sobre el prisma en estudio, con respecto al centro de la base cuyo ancho se supone; la suma de todos los momentos dichos, dividida entre la suma de las fuerzas verticales, es igual a la excentricidad de la resultante; si esta excentricidad es mayor que  $\frac{T}{6}$  ( $T =$  ancho supuesto), hay que hacer otro tanteo hasta lograr que la resultante pase dentro del tercio medio; ya cumplida esta condición se investiga la fatiga máxima, que no debe ser mayor que la fatiga de trabajo.

La nomenclatura usada en el cálculo es la siguiente:

- h, altura de cada uno de los prismas parciales en que se divide el perfil.
- $\Delta h$ , profundidad de la sección en estudio a partir del máximo nivel de agua
- T, espesor de la sección estudiada
- $T_a$ , promedio de espesores de dos secciones consecutivas
- $\Delta T$ , diferencia entre los espesores de dos secciones consecutivas
- a, proyección horizontal del paramento aguas arriba de cada prisma parcial considerado,
- b, =  $\frac{\Delta T}{2} - a$



- $W_c$  = peso de las mamposterías  
 $W_a$  , componente vertical de la presión del agua  
 $e_v$  , excentricidad de la resultante a presa vacía  
 $M_a$  , momento de la componente vertical del agua  
 $S$  , subpresión total en la sección considerada  
 $M_w$  , suma de los momentos de las cargas verticales  
 $M_h$  , suma de los momentos de los empujes  
 $M$  , momento total  
 $e$  , excentricidad de la resultante a presa llena  
 $F$  , fatiga en los puntos del paramento aguas abajo

ESFUERZOS MAXIMOS. - La resultante de las fuerzas exteriores que obran sobre el tramo de cortina CDNM (véase anexo #15), es la fuerza R; la máxima fatiga en el material de la cortina ocurre en los puntos del paramento seco a presa llena.

Considerando el plano horizontal NM, la máxima fatiga en él se lleva a cabo en todos los puntos de la recta que se proyecta en M y vale el doble de la fatiga media cuando la resultante R pasa por el límite aguas abajo del tercio medio:

$$F = \frac{2P}{T}$$

en donde P es la componente vertical de la resultante y T el espesor NM de la cortina en esa sección.

Antiguamente se admitía que la fatiga máxima maximorum se registraba en planos horizontales y era producida por la componente vertical únicamente.

Consideremos sucesivamente la resultante de las fuerzas que obran sobre los prismas de secciones CDNM y CDKM respectivamente; la primera, o sea R, será mayor que la resultante R'

de las fuerzas que obran sobre CDKM puesto que para esta última no se han tomado en cuenta ni el peso de las mamposterías del prisma NKM ni el empuje total del agua sobre la cara NK. La fatiga en el punto M calculada en ambos casos da mayor valor en el primero; esto induce a pensar que las fatigas máximas no se producen en planos horizontales.

Estudiemos ahora lo que pasa en el plano N'M. Es evidente que para el cálculo de la fatiga en M no interviene ni el peso de las mamposterías del prisma NN'M ni el empuje del agua sobre la cara N'N; el prisma NN'M obra sólo como un cuerpo de transmisión de las fuerzas exteriores al prisma CDMN, al plano N'M. De todos los planos que pasan por M el N'M por ser perpendicular a la dirección de la resultante R, es el que registra la más fuerte presión para el punto M, puesto que dicha resultante interviene en su valor íntegro.

Además, la resultante R se puede descomponer en una serie de fuerzas paralelas a ella distribuidas entre M y N, o sea en el tramo MN"; por una sencilla consideración geométrica se puede ver que la resultante pasa por el límite del tercio medio (aguas abajo) en el tramo MN" de la sección MN' (análisis de M. Bouvier, expuesto en "Hydraulique Agricole" de Paul Lévy Salvador).

La resultante, valuada a partir de su componente vertical, es:

$$R = \frac{P}{\cos \alpha}$$

en donde ( ) es el ángulo que forma R con la vertical. El área de la superficie MN" vale:

$$MN'' = MN \cos \alpha = T \cos \alpha$$

La presión media en la sección N<sup>o</sup>M vale:

$$\frac{R}{MN''} = \frac{\frac{P}{\cos \alpha}}{T \cos \alpha} = \frac{P}{T \cos^2 \alpha} ;$$

el punto M en estas condiciones sufre una fatiga que es el doble de la media:

$$F' = \frac{2 P}{T \cos^2 \alpha} = \frac{F}{\cos^2 \alpha}$$

La fatiga máxima maximorum de cada punto del paramento seco es el cociente de la fatiga máxima en el mismo punto, calculada en la sección horizontal que lo contiene entre  $\cos^2 \alpha$ .

( $\alpha$ ) es el ángulo que forma con la vertical la resultante de todas las fuerzas exteriores que obran sobre el prisma de cortina limitado inferiormente por el plano horizontal en que está el punto M. Dicho ángulo se puede conocer por la siguiente fórmula:

$$\tan \alpha = \frac{\text{componente horizontal}}{\text{componente vertical}} = \frac{H}{P}$$

..

Los cálculos numéricos del perfil de la cortina aparecen en nuestro anexo No. 16, en el que puede comprobarse que la fatiga admisible en la mampostería ( $17 \text{ kg/cm}^2$ ) no es sobrepasada.

---

VERTEDOR DE DEMASIAS. - El vertedor, como dijimos anteriormente, es conveniente colocarlo en el puerto de la derecha de la boquilla. En el cálculo de la capacidad de un vertedor de demasías se debe tener en cuenta que, estando la presa totalmente llena, se presente la máxima avenida observada o prevista.

Por aforos hechos en la boquilla de Las Vírgenes se conoce el gasto máximo ocurrido en el río de San Pedro en un período de seis años y que asciende a cerca de  $2\ 000 \frac{m^3}{seg}$ . Este gasto se registró en septiembre de 1932.

Procediendo toscamente (1), suponemos que el gasto máximo que pueda escurrir sea el doble del presentado o sean  $4\ 000 \frac{m^3}{seg}$ . Esta avenida máxima supuesta difiere poco de la aceptada por la White Co., que proyectó una cortina con fines de irrigación y energía eléctrica en el mismo sitio. Suponen los ingenieros de esta compañía, una capacidad aproximada de  $4\ 500 \frac{m^3}{seg}$  para el vertedor de demasías.

Nos fijamos como límite máximo de elevación del embalse sobre la cresta del vertedor 5 mts. Calculemos la longitud de cresta necesaria.

Hicimos uso de la fórmula de Bazin tal como se le consigna en la tabla No. 2-38-02-23 de la Comisión Nacional de Irrigación, que es:

$$q = \left(0.405 + \frac{0.003}{h}\right) \left(1 + \frac{h^2}{(p + h)^2}\right) h^{3/2} \sqrt{2g}$$

en donde (q) es el gasto en metros cúbicos por segundo por metro lineal de vertedor, h es la carga sobre el vertedor en mts.

---

(1) Carecemos de datos para el cálculo de la avenida máxima probable.

y  $p$  es la distancia vertical entre la cresta del vertedor y el suelo.

La cota de la cresta del vertedor debe ser 1229.25 mts., como se deduce de la curva de almacenamientos; la cota más baja en el puerto que se trata de aprovechar para el vertedor es 1225.50 mts., de modo que la altura máxima de la cresta del vertedor sobre el terreno es 3.75 mts. y el valor medio de esta altura (según la localización en arco que aparece en los anexos 18 y 19) es de 2.00 mts. Con este valor de ( $p$ ) entramos a la fórmula de Bazin.

Aceptamos el perfil tipo "k" de los registrados en la tabla No. 3-38-02-23 de la Comisión Nacional de Irrigación.

Transformamos la fórmula mencionada antes para entrar en el cálculo con gasto total, teniendo:

$$Q = L \left[ 0.405 + \frac{0.003}{h} \right] \left( 1 + \frac{0.55 h^2}{(p+h)^2} \right) h^{3/2} \sqrt{2g} ;$$

Según la tabla No. 3-38-02-23 de la C. N. I., el gasto  $Q$  de esta fórmula se debe multiplicar por un coeficiente que varía con el perfil escogido para obtener el gasto real; para el perfil "k" este coeficiente vale aproximadamente 1.14, de modo que:

$$4\ 000 = 1.14 Q = 1.14 L \left( 0.405 + \frac{0.003}{h} \right) \left( 1 + \frac{0.55 h^2}{(p+h)^2} \right) h^{3/2} \sqrt{2g} ;$$

Para  $h = 5.00$  m. y  $p = 2.00$  m., se obtiene:

$$L = 136 \text{ m.}$$

Ensayemos para  $h = 4.00$  m. y  $p = 2.00$  m.; se obtiene:

$$L = 205 \text{ m.}$$

Dada la topografía, la localización de un vertedor con esta longitud de cresta y una cota de 1229.25 m. exige excavaciones muy grandes en roca riolítica bastante dura. Como por otra parte, un aumento de altura en la cortina mayor de 5 m. implica un incremento en el volumen de la mampostería de la cortina, de más del 20 por ciento, creemos que la solución más indicada es cercana a la que da una longitud  $L = 136$  m. con  $h = 5$  m.

La planta del vertedor es un arco de 141 m. de radio, y se muestra en la planta de conjunto.

No se hace necesario construir ningún canal que lleve las aguas derramadas a la corriente, pues dichas aguas correrán por el talweg inmediato al vertedor, que desemboca en el cauce del río, como a unos 160 m. aguas abajo del límite de la cortina. Dada la naturaleza de la roca, no hay peligro de socavación.

La cubicación de las mamposterías del vertedor se encuentra consignada en el presupuesto general.

Como margen de seguridad, le dimos al vertedor 140.0 m. de longitud de cresta, además de que el vertedor mismo es casi trapezoidal, según puede apreciarse en el perfil, y no rectangular.

RESUMEN DE LA CORTINA. - La cota de embalse para 200 000 000 m<sup>3</sup> de capacidad es 1229.25 m., que es la misma cota del umbral del vertedor.

La carga sobre el vertedor es 5.00 m.

Nivel de aguas máximas: 1234.25 m.

Free-board, 1.00 m.

Cota de la corona de la cortina: 1235.25 m.

La cortina estará constituida por mampostería de roca (andesita o riolita), con mortero de cemento 1:4. Peso volumétrico de la mampostería, 2 500 kg/m<sup>3</sup>.

Cota de desplante de la cortina (véase perfil) -anexo No. 13- 1188.00 m.

Altura total de la cortina: 1235.25 - 1188,00 = 47.25 m.

CUBICACION DE MAMPOSTERIAS:

Muro CD: - - - - -	84 m <sup>3</sup>
Muro EF: - - - - -	36 m <sup>3</sup>
Muro LM: - - - - -	86 m <sup>3</sup>
Vertedor (situado aproximadamente en el lugar que ocupaba el muro GJ en el anteproyecto)- -	<u>626 m<sup>3</sup></u>
SUMA,	832 m <sup>3</sup> -----

(Cubicación cortina principal, a la hoja No. 76).

La cortina estará constituida por mampostería de roca (andesita o riolita), con mortero de cemento 1:4. Peso volumétrico de la mampostería, 2 500 kg/m<sup>3</sup>.

Cota de desplante de la cortina (véase perfil) -anexo No. 13- 1188.00 m.

Altura total de la cortina: 1235.25 - 1188.00 = 47.25 m.

CUBICACION DE MAMPOSTERIAS:

Muro CD: - - - - -	84 m <sup>3</sup>
Muro EF: - - - - -	36 m <sup>3</sup>
Muro IM: - - - - -	86 m <sup>3</sup>
Vertedor (situado aproximadamente en el lugar que ocupaba el muro GJ en el anteproyecto)- -	<u>626 m<sup>3</sup></u>
SUMA,	832 m <sup>3</sup>
	-----

(Cubicación cortina principal, a la hoja No. 76).



CORTINA PRINCIPAL BA:

<u>Profundidades:</u>	<u>Volúmenes parciales:</u>
0 a 3	12.000 x 223 . . . . 2680 m <sup>3</sup>
3 6	12.675 x 213 . . . . 2700
6 9	15.570 x 201 . . . . 3150
9 12	20.670 x 192 . . . . 3980
12 15	27.336 x 185 . . . . 5050
15 18	34.995 x 181 . . . . 6340
18 21	42.495 x 177 . . . . 7510
21 24	49.635 x 168 . . . . 8325
24 27	56.571 x 156 . . . . 8050
27 30	63.315 x 150 . . . . 9500
30 33	69.855 x 146 . . . . 10200
33 36	76.350 x 136 . . . . 10370
36 39	82.845 x 123 . . . . 10170
39 42	89.301 x 112 . . . . 10000
42 45	95.760 x 96 . . . . 9200
45 47.25	$\frac{2 \times 102.195}{3} \times 62 . . . . \underline{4184}$
	SUMA: 111409 m <sup>3</sup>
	DEL FRENTE: <u>832</u> m <sup>3</sup>
	TOTAL: 112241 m <sup>3</sup> -----

La cortina llevará, además, un dentellón aguas-arriba, cuya profundidad queda a juicio del Ing. constructor.

La obra de toma se hará a través de la cortina y se tratará en el capítulo siguiente.

O B R A D E T O M A .

Para fijar la capacidad de dicha obra es necesario determinar el consumo máximo.

La máxima demanda mensual de riego corresponde al mes de abril con 19.09% de la demanda total anual, que vale - - - -  
220 000 000 m<sup>3</sup>.

El gasto medio en el mes de máxima demanda es:

$$Q_1 = \frac{220 \times 10^6 \times 0.1909}{30 \times 24 \times 60 \times 60} = 14.45 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$$

Se acostumbra aumentar a este gasto el cincuenta por ciento por concepto de fluctuaciones de demanda dentro del mes, de modo que:

$$Q = 14.45 \times 1.50 = 21.65 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}} ;$$

redondeamos esta cifra a  $20 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$ .

La toma se hará con tuberías a través de la cortina, cuya entrada estará constituida por rejillas. Al final de las tuberías se colocarán válvulas de mariposa y de aguja.

Datos para el proyecto:

Capacidad de almacenamiento:	200 000 000 m <sup>3</sup>
Cota del fondo del río:	1 189.30 m.
Altura máxima de la cortina sobre el fondo del río:	45.95 m.
Gasto total de toma:	20.00 $\frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$
Capacidad para azolves:	7 000 000 m <sup>3</sup>

Se estipula generalmente que la toma debe dar su gasto para un almacenamiento igual a un décimo de la capacidad total de la presa o sea, en nuestro caso, para  $20 \times 10^6 \text{ m}^3$  de almacenamiento; la curva de áreas y capacidades registra para éste, una cota de 1211 m. o sea 21.70 m. sobre el fondo del río.

Situamos el eje de la toma 8 m. sobre el fondo del río para reservar capacidad para azolves, de acuerdo con el dato fijado antes; entonces la carga sobre la rejilla es 13.70 m.

La cota del eje de la rejilla es:  $1211 - 13.70 = 1197.30 \text{ m.}$  Para disponer de una mayor carga, se puede sacar la tubería en la cota 1193 en el paramento seco.

La carga total disponible en la salida de la válvula de aguja es:  $1211 - 1193 = 18 \text{ m.}$

La longitud aproximada del tubo suponiéndolo recto desde la boca de la toma hasta la válvula, es de 30.80 m. (tomado gráficamente del perfil de la cortina); en realidad la tubería sale formando un ángulo de  $60^\circ$  con la parte inferior del paramento mojado y se une con el tramo horizontal que parte de la cota 1193 en el paramento seco. La longitud de la tubería por este concepto se aumenta una cantidad insignificante.

En virtud de que nuestro tema expresa que hay tierras abundantes y de buena calidad a ambos lados del río y aguas abajo de la boquilla, y suponiendo que las necesidades de riego son iguales para los dos lados del río, localizaremos dos tomas iguales, una para cada ladera. El gasto por toma vale:

$$Q = 10 \frac{\text{m}^3}{\text{seg.}}$$

CALCULO DE LAS TUBERIAS.

La velocidad tolerable dentro de las tuberías no debe de exceder de  $9 \frac{m}{seg}$ . Por lo tanto, como el gasto que debe pasar

por ellas es de  $10 \frac{m^3}{seg}$ , se puede establecer que:

$$\frac{1}{4} \pi d^2 V = 10 ,$$

donde  $d$  = diámetro interior de la tubería y  $V$  = velocidad máxima tolerable dentro de la misma =  $9 \frac{m}{seg}$ . Despejando a (d) se tiene:

$$d = \frac{2}{3} \sqrt{\frac{10}{3.14}} = 1.18 \text{ m.} = 46.5''$$

Ensayaremos tubos de 48" de diámetro, o sea 1.24 m.:

$$A = 1.20 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{10}{1.20} = 8.34 \frac{m}{seg} ;$$

valuemos la carga de velocidad y las diferentes pérdidas de carga en el conducto:

$$\text{Carga de velocidad} = \frac{V^2}{2g} = \frac{8.34^2}{19.62} = 3.55 \text{ m.}$$

$$\text{Pérdida en la rejilla (Hanna)} = 0.15 \text{ m.}$$

$$\text{Pérdida por entrada} = 0.5 \frac{V^2}{2g} = 1.78 \text{ m.}$$

$$\text{Pérdida por fricción} = L \left( \frac{V n}{r^{2/3}} \right)^2 ;$$

$$n = 0.012$$

$$r = \frac{\pi R^2}{2 \pi R} = \frac{R}{2} = 0.31 \text{ m.}$$

$$L = 30.80$$

Pérdida por fricción, 1.46 m.

Pérdida en la válvula de mariposa,  
(King, pág. 233):

$$\text{para } A_1, \frac{A_1}{A_0} = 1.05, K_4 = 0.10,$$

$$H_4 = K_4 \frac{V^2}{2g} = 0.10 \times 3.55 = 0.36 \text{ m.}$$

Pérdida por curvatura: suponemos el radio de la curva de 25 m. = 82.2 ft.;  $d = 48'' = 4 \text{ ft.}$

$$\frac{R}{d} = \frac{82.2}{4} = 2.06; \text{ para esta relación,}$$

Gaylor and Savage recomiendan tomar 0.25 de la carga de velocidad;

$$H_c = 0.25 \times 3.55 = \underline{0.89 \text{ m.}}$$

Suma de las pérdidas de carga antes de la válvula de aguja, 8.19 m.

Carga disponible para dar el gasto a la salida de la válvula de aguja:  $18.00 - 8.19 = 9.81 \text{ m.}$  La velocidad a la salida de la válvula, según Gaylor and Savage, es:

$$v = 0.65 \sqrt{2gH} = 0.65 \times \sqrt{19.62 \times 9.81} = 9.00$$

Area a la salida de la válvula,  $A = \frac{Q}{v} = \frac{10}{9.00} = 1.10 \text{ m.}$

El diámetro necesario:  $d = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} = 1.18 \text{ m.} = 46.5''$

Se utilizarán válvulas de aguja de 48" x 48", que es el tamaño comercial más cercano.

La obra de toma constará de: (Anexo No. 20).

1o. Dos rejillas colocadas en la cota 1197.30 m. a 3 m. de altura sobre ambas laderas de la boquilla, es decir, sobre los puntos en que la cortina intersecta al terreno a una altura

de 1194.30 m.

2o. Dos tuberías de fundición de 31 m. de longitud (aproximadamente), partiendo de la cota 1197.30 m. y saliendo en la 1193.00 m. Ambas tuberías llevarán un codo en la unión del tramo horizontal con el inclinado.

3o. Dos válvulas de mariposa de 48" para emergencia.

4o. Dos válvulas de control, tipo de aguja, de 48" de diámetro de entrada y 48" de diámetro de salida.

5o. Dos casetas de maniobra para las válvulas.

No incluimos en nuestro trabajo el cálculo de las casetas ni de las rejillas, en vista del escasísimo tiempo de que disponemos y de que en nuestro tema se nos marcó "generalidades" sobre este punto.

Es suficiente decir que la rejilla se calcula considerándola completamente obstruida y con el empuje correspondiente al nivel máximo de aguas sobre ella.

## PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION.

### Trabajos Preparatorios. Medios de transporte del material.

Este transporte se hace comunmente tendiendo vías Decauville entre las canteras y la boquilla; estas líneas se localizan a dos o tres diferentes niveles y se emplean sucesivamente, a medida que se avanza en la construcción de la cortina. Puesto que no conocemos la situación exacta de las canteras más adecuadas, no podemos precisar nada sobre la posible localización de estas líneas para ferrocarril de Decauville.

Las locomotoras empleadas con este fin en la construcción de la presa de Taxhimay (que es de enrocamiento), en el estado de Hidalgo, tenían motor de gasolina y arrastraban hasta cuatro trucks, cada uno con una capacidad de 3 toneladas; se obtuvieron buenos resultados con su uso.

Abastecimiento de energía eléctrica. Dada la relativa proximidad del pueblo de Rosales, lo indicado es tender una línea para conducción de energía eléctrica e instalar en el propio campamento de construcción un transformador que permita tener corriente del voltaje adecuado a la maquinaria que se va a usar.

En cuanto a las líneas de distribución que partan del transformador, deben llevarse, de ser posible, hasta las canteras; en este lugar tienen que movilizarse a medida que la línea de ataque avance; y de cualquiera manera, debe disponerse de energía eléctrica en la región de la boquilla.

Como es frecuente en estos trabajos que en una época dada se tengan que intensificar mucho, deben instalarse reflectores que permitan tener una zona bien iluminada, tanto en las cante-

ras como en la boquilla. Con tres o cuatro lámparas de 1 000 W, provistas de reflectores, y otras siete u ocho menores, basta para el objeto.

Aire comprimido. Se hace indispensable en estas obras disponer de compresoras para tal objeto. Para las pistolas de barrenación, sistema de limpia de las laderas y cauce, fragua, etc., puede instalarse una compresora fija, de unos 70 u 80 H. P. Para la alimentación de las pistolas de barrenación en lugares muy apartados (de tal modo que resultara antieconómico instalar tuberías de conducción desde la compresora fija), debe emplearse una compresora portátil con motor de gasolina, con una potencia de unos 30 H. P.

Las tuberías de conducción de aire comprimido deben hacerse con tubos de 4" de diámetro, con conexiones espaciadas para tuberías secundarias de 2" de diámetro.

Grúas. Es indispensable contar con dos grúas, digamos de 4 toneladas de capacidad cada una, y 30 m. de longitud de pluma, accionadas por malacates con motor de gasolina de 75 a 80 H. P.

Trabajos de Construcción. Se procederá desde luego a la limpia de las laderas, haciéndose a un lado el material grueso con picos y palas. La limpia final deberá hacerse siguiendo el procedimiento de aire a presión. Si el gasto de estiaje fuera más considerable que el real, el aire comprimido se substituiría por agua.

En cuanto a la limpia del cauce, se hará en análoga forma; estos trabajos deben llevarse a cabo inmediatamente después que



termine la época de lluvias (en octubre o noviembre), con el fin de avanzar lo más posible en la construcción de la cortina y de la obra de toma, mientras dura el estiaje.

Se hace necesario construir un "coffer-dam" que proteja las obras de la cortina; la cuestión de la altura que hay que dar a este coffer-dam, ha sido expuesta por el Sr. Jorge Tamayo, en el número de la revista "Ingeniería" correspondiente al mes de mayo de este año de 1936.

Es difícil evitar totalmente las filtraciones a través del coffer dam, por ello conviene instalar, por ejemplo, una bomba centrífuga acoplada a un motor de combustión interna, con qué llevar a cabo el desagüe necesario.

Por otra parte, se limpiará una faja de 20 o 30 m. aguas arriba del paramento mojado de la cortina, hasta descubrir la roca viva. Las juntas y fisuras se resanarán y rejonearán y si fueren de tal magnitud que a juicio del ingeniero constructor lo ameriten, se les inyectará concreto a presión. Idénticas precauciones se tomarán en la zona de cimentación de la cortina.

Conviene aprovechar el material de la excavación del vertedor para la construcción de la cortina, siempre que las tobas andesíticas que así se obtengan reúnan las condiciones especificadas de resistencia, compacidad, etc.

El material pétreo será conducido en los trenes al lugar más cercano posible de los flancos de la boquilla. De allí serán transportados por las grúas para su colocación. Dichas grúas se cambiarán de posición, de acuerdo con las necesidades del trabajo.

PRESUPUESTO GENERAL DE LA CORTINA,  
VERTEDOR Y OBRA DE TOMA.

C o r t i n a :

Concepto	Cantidad	Costo unitario	Costo Total
Excavaciones para la cimentación,	5 200.00 m <sup>3</sup>	\$3.50 /m <sup>3</sup>	\$18 200.00
Excavaciones para el dentellón,	650.00 m <sup>3</sup>	10.00 /m <sup>3</sup>	6 500.00
Mampostería de la cortina,	111 615.00 m <sup>3</sup>	18.00 /m <sup>3</sup>	2 005 362.00

V e r t e d o r :

Excavación,	350.00 m <sup>3</sup>	\$3.50 /m <sup>3</sup>	\$ 1 225.00
Mampostería,	700.00 m <sup>3</sup>	18.00 /m <sup>3</sup>	12 600.00

O b r a    d e    T o m a :

Válvulas de aguja de 48",	2 pieza	\$24 000.00	\$48 000.00
Válvulas de mariposa de 48",	2 "	14 000.00	28 000.00
Casetas y rejillas	-	7 500.00	15 000.00
TOTAL,			\$ 2 134 887.00

PRESUPUESTO GENERAL DE LA CORTINA,  
VERTEDOR Y OBRA DE TOMA.

C o r t i n a :

Concepto	Cantidad	Costo unitario	Costo Total
Excavaciones para la cimentación,	5 200.00 m <sup>3</sup>	\$3.50 /m <sup>3</sup>	\$18 200.00
Excavaciones para el dentellón,	650.00 m <sup>3</sup>	10.00 /m <sup>3</sup>	6 500.00
Mampostería de la cortina,	111 615.00 m <sup>3</sup>	18.00 /m <sup>3</sup>	2 005 362.00

V e r t e d o r :

Excavación,	350.00 m <sup>3</sup>	\$3.50 /m <sup>3</sup>	\$ 1 225.00
Mampostería,	700.00 m <sup>3</sup>	18.00 /m <sup>3</sup>	12 600.00

O b r a     d e     T o m a :

Válvulas de aguja de 48",	2 pieza	\$24 000.00	\$48 000.00
Válvulas de mariposa de 48",	2 "	14 000.00	28 000.00
Casetas y rejillas	-	7 500.00	15 000.00
	TOTAL,		\$ 2 134 887.00

JRV.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE MEXICO.

Estudio Hidrológico del río San Pedro.  
Capacidad de 10 000 Ha.-M.

Funcionamiento del Vaso de Las Virgenes.  
Extracción de riego para 15 000 Ha.

Tabla A  
Hoja No. 1  
Agosto, 1936

Años	Meses	Almacena- miento ini- cial, lo. del mes.	Entradas al vaso.	Almacena- miento disponible (3) + (4)	Extracción	Almt. final sin consi- derar pér- didas eva- poración.	Almt. medio $(3) + (7) \div (2)$ 3	Superficie media.	Evapora- ción Lluvia	Vol. que se pierde por evaporación	Derrames	Defi- ciencias	
1	2	Ha.M.	Ha.M.	Ha.M.	Ha.M.	Ha.M.	Ha.M.	Ha.	mm.	Ha.M.	Ha.M.	Ha.M.	
Años		3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
1896	E	10000	900	10900	00	10900	10600	1175	67	79	821		
	F	10000	600	10600	00	10600	10400	1175	78	92	508		
	M	10000	400	10400	1803	8697	9699	1150	130	149			
	A	8548	200	8748	3150	5598	7631	945	132	125			
	M	5473	200	5673	2496	3157	4768	655	161	105			
	J	3052	1900	4952	2561	2391	3465	525	164	86			
	J	2305	4900	7205	3102	4103	4538	640	171	109			
	A	3994	13300	17294	2326	14968	12085	1175	155	182	4786		
	S	10000	14600	24600	678	23922	19507	1175	132	155	13767		
	O	10000	2300	12300	122	12178	11493	1175	108	127	2051		
	N	10000	800	10800	122	10778	10526	1175	72	85	693		
	D	10000	1400	11400	139	11261	10887	1175	57	67	1194		
	1897	E	10000	1800	11800	00	11800	11200	1175	67	79	1721	
		F	10000	1200	11200	00	11200	10800	1175	78	92	1108	
M		10000	800	10800	1803	8997	9932	1165	130	151			
A		8846	500	9346	3150	6196	8129	1025	132	135			
M		6061	400	6461	2496	3965	5496	710	161	114			
J		3821	3600	7421	2561	4860	5367	700	164	114			
J		4745	9000	3745	3102	10643	9711	1150	171	197	446		
A		10000	25800	35800	2326	33474	26425	1175	155	182	23292		
S		10000	28300	38300	678	37622	28641	1175	132	155	27467		
O		10000	4500	14500	122	14378	12959	1175	108	127	4251		
N		10000	1700	11700	122	11578	11093	1175	72	85	1493		
D		10000	2600	12600	139	12461	11687	1175	57	67	2394		
<b>TOTALES,</b>				121700		33000					2860	86002	

Tabla A. Hoja No. 2. Agosto de 1936

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1898	E	10000	700	10700	00	10700	10467	1175	67	79	621	
	F	10000	500	10500	00	10500	10333	1175	78	92	408	
	M	10000	300	10300	1803	8597	9632	1140	130	148		
	A	8449	200	8649	3150	5499	7532	940	132	124		
	M	5375	200	5575	2496	3079	4676	650	161	105		
	J	2974	1600	4574	2561	2013	3187	490	164	80		
	J	1933	4000	5933	3102	2831	3566	540	171	92		
	A	2739	10900	13639	2326	11313	9230	1125	155	174	1139	
	S	10000	12100	22100	678	21422	17841	1175	132	155	11267	
	O	10000	2000	12000	122	11878	11293	1175	108	127	1751	
	N	10000	700	10700	122	10578	10426	1175	72	85	493	
	D	10000	1000	11000	139	10861	10620	1175	57	67	794	
	1899	E	10000	300	10300	00	10300	10200	1175	67	79	221
F		10000	200	10200	00	10200	10133	1175	78	92	108	
M		10000	200	10200	1803	8397	9532	1135	130	147		
A		8250	100	8350	3150	5200	7270	900	132	119		
M		5081	100	5181	2496	2685	4316	615	161	99		
J		2584	600	3184	2561	623	2130	300	164	49		
J		574	1700	2274	3102	- 828	2020	280	171	48		876
A		000	4700	4700	2326	2374	2358	320	155	50		
S		2324	5100	7424	678	6746	5498	710	132	94		
O		6652	800	7452	122	7330	7145	875	108	94		
N		7236	300	7536	122	7414	7395	915	72	66		
D		7348	400	7748	139	7609	7568	940	58	53		
TOTALES,			48700		33000				2318	16802	876	

Tabla A. Hoja No. 3. Agosto de 1936

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1900	E	7556	600	8156	00	8156	7956	1000	67	67			
	F	8089	400	8489	00	8489	8356	1050	78	82			
	M	8407	300	8707	1803	6904	7673	970-	130	126			
	A	6778	200	6978	3150	3828	5461	705	132	93			
	M	3735	100	3835	2496	1339	2636	365	161	59			
	J	1280	1100	2380	2561	- 181	1160	200	164	33			214
	J	000	3100	3100	3102	- 2	1033	185	171	32			34
	A	000	8600	8600	2326	6274	4958	670	155	104			
	S	6170	9600	15770	678	15092	12344	1175	132	155	4937		
	O	10000	1500	11500	122	11378	10960	1175	108	127	1251		
	N	10000	600	10600	122	10478	10360	1175	72	85	393		
	D	10000	800	10800	139	10661	10487	1175	57	67	594		
1901	E	10000	300	10300	00	10300	10200	1175	67	79			221
	F	10000	200	10200	00	10200	10133	1175	78	92			108
	M	10000	100	10100	1803	9297	9799	1155	130	150			
	A	9147	100	9247	3150	6097	8164	1025	132	134			
	M	5960	100	6060	2496	3564	5195	695	161	112			
	J	3452	600	4052	2561	1491	2998	435	164	71			
	J	1420	1500	2920	3102	- 182	1386	225	171	38			220
	A	000	4000	4000	2326	1674	1891	270	155	34			
	S	1640	4200	5840	678	5162	4214	610	132	80			
	O	5082	700	5782	122	5660	5508	715	108	77			
	N	5583	300	5883	122	5761	5742	735	72	53			
	D	5708	400	6108	139	5969	5928	750	57	43			
TOTALES,			39400			33000				1993	7175		797

Tabla A. Hoja No. 4. Agosto de 1936

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1902	E	5926	700	6626	00	6626	6393	795	67	53			
	F	6573	500	7073	00	7073	6906	850	78	66			
	M	7007	300	7307	1803	5504	6606	820	130	107			
	A	5397	200	5597	3150	2447	4480	630	132	83			
	M	2364	200	2564	2496	68	1665	250	161	40			
	J	28	1500	1528	2561	- 1033	523	100	164	16			1049
	J	00	3500	3500	3102	398	1299	215	171	37			
	A	361	9900	10261	2326	7395	6186	780	155	121			
	S	7814	10800	18614	678	17936	14788	1175	132	155	7781		
	O	10000	1800	11800	122	11678	11159	1175	108	127	1151		
	N	10000	600	10600	122	10478	10359	1175	72	85	393		
	D	10000	1000	11000	139	10801	10620	1175	57	67	794		
1903	E	10000	400	10400	00	10400	10266	1175	67	79	321		
	F	10000	300	10300	00	10300	10200	1175	78	92	208		
	M	10000	200	10200	1803	8397	9532	1135	130	147			
	A	8250	100	8350	3150	5200	7266	900	132	119			
	M	5081	100	5180	2496	2685	4316	615	161	99			
	J	2586	900	3486	2561	925	2332	310	164	50			
	J	875	2400	3275	3102	173	1441	225	171	38			
	A	135	6700	6835	2326	4509	3826	570	155	88			
	S	4421	7500	11921	678	11243	9195	1110	132	146	1097		
	O	10000	1100	11100	122	10978	10693	1175	108	127	851		
	N	10000	400	10400	122	10278	10226	1175	72	85	193		
	D	10000	600	10600	139	10461	10354	1175	57	67	394		
Totales				51700		33000				2094	13283		1049

Tabla A. Hoja No. 5. Agosto de 1936

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1904	E	10000	800	10800	00	10800	10533	1175	67	79	721	
	F	10000	700	10700	00	10700	10466	1175	78	92	608	
	M	10000	400	10400	1803	8597	9666	1150	130	149		
	A	8448	300	8748	3150	5590	7595	945	132	124		
	M	5466	200	5666	2496	3170	4767	655	161	105		
	J	3065	1900	4965	2561	2404	3478	530	164	87		
	J	2317	4600	6917	3102	3815	4350	615	171	105		
	A	3710	12600	16510	2326	14184	11801	1175	155	182	4002	
	S	10000	14200	24200	678	23522	19241	1175	132	155	13367	
	O	10000	2300	12300	122	12178	11493	1175	108	127	2051	
	N	10000	900	10900	122	10778	10560	1175	72	85	693	
	D	10000	1400	11400	139	11261	10687	1175	57	67	1194	
	1905	E	10000	1500	11500	00	11500	11000	1175	67	79	1421
F		10000	1000	11000	00	11000	10666	1175	78	92	908	
M		10000	600	10600	1803	8797	9799	1160	130	151		
A		8646	400	9046	3150	5896	7863	990	132	131		
M		5765	300	6065	2496	3569	5133	680	161	109		
J		3460	3100	6560	2561	3999	4673	650	164	107		
J		3892	7600	11492	3102	8390	7925	1000	171	171		
A		8219	21200	29419	2326	27093	21577	1175	155	182	16911	
S		10000	23600	33600	678	32922	25507	1175	132	155	22767	
O		10000	3700	13700	122	13578	12426	1175	108	127	3451	
N		10000	1400	11400	122	11278	10893	1175	72	85	1193	
D		10000	2100	12100	139	11961	11354	1175	57	67	1894	
Totales,			107000		33000					2813	71181	



Tabla A. Hoja No. 6. Agosto de 1936.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
1906	E	10000	1600	11600	00	11600	11066	1175	67	79	1521			
	F	10000	1100	11100	00	11100	10733	1175	78	92	1098			
	M	10000	700	10700	1803	8897	9866	1160	130	151				
	A	8746	400	9146	3150	5996	7963	1005	132	133				
	M	5863	300	6163	2496	3667	5231	695	161	112				
	J	3555	3200	6755	2561	4194	4835	660	164	108				
	J	4086	8100	12186	3102	9084	8485	1060	171	181				
	A	8903	22600	31503	2326	29177	23194	1175	155	182	18995			
	S	10000	25000	35000	678	34322	26407	1175	132	155	24167			
	O	10000	3900	13900	122	13778	12560	1175	108	127	3651			
	N	10000	1500	11500	122	11378	10959	1175	72	85	1293			
	D	10000	2200	12200	139	12061	11420	1175	57	67	1994			
	1907	E	10000	600	10600	00	10600	10400	1175	67	79	521		
		F	10000	400	10400	00	10400	10266	1175	78	92	308		
M		10000	300	10300	1803	8497	9599	1150	130	149				
A		8348	200	8548	3150	5398	7431	910	132	120				
M		5278	100	5378	2496	2882	4513	640	161	103				
J		2779	1200	3979	2561	1418	2725	375	164	61				
J		1357	3000	4357	3102	1255	2323	310	171	53				
A		1202	8300	9502	2326	7176	5961	750	155	116				
S		7060	8900	15960	678	15282	12767	1175	132	155	5127			
O		10000	1500	11500	122	11378	10960	1175	108	127	1251-			
N		10000	500	10500	122	10378	10293	1175	72	85	293			
D		10000	800	10800	139	10661	10487	1175	57	67	594			
Totales,			96400		33000					2679	60813			

Tabla A. Hoja No. 7. Agosto de 1936.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1908	E	10000	600	10600	00	10600	10400	1175	67	79	521	
	F	10000	400	10400	00	10400	10266	1175	78	92	308	
	M	10000	200	10200	1803	8397	9532	1135	130	147		
	A	8250	100	8350	3150	5200	7266	895	132	118		
	M	5082	100	5182	2496	2686	4316	620	161	100		
	J	2586	1000	3586	2561	1225	2399	325	164	53		
	J	972	2600	3572	3102	470	1671	250	171	43		
	A	427	7300	7327	2326	5001	4252	610	155	94		
	S	4907	8000	12907	678	12229	10014	1175	132	155	2074	
	O	10000	1200	11200	122	11078	10709	1175	108	127	951	
	N	10000	500	10500	122	10578	10293	1175	72	85	893	
	D	10000	700	10700	139	10501	10420	1175	57	67	494	
1909	E	10000	800	10800	00	10800	10533	1175	67	79	728	
	F	10000	600	10600	00	10600	10400	1175	78	92	508	
	M	10000	400	10400	1803	8597	9666	1150	130	149		
	A	8448	200	8648	3150	5498	7531	925	132	122		
	M	5376	200	5576	2496	3080	4677	650	161	105		
	J	2975	1700	4675	2561	2114	3288	500	164	82		
	J	2032	4200	6232	3102	3130	3798	575	171	98		
	A	3032	11700	14732	2326	12406	10056	1175	155	182	2224	
	S	10000	12700	22700	678	22022	18178	1175	132	155	11867	
	O	10000	2100	12100	122	11978	11360	1175	108	127	1821	
	N	10000	700	10700	122	10578	10426	1175	72	85	493	
	D	10000	1100	11100	139	10961	10687	1175	57	67	894	
Totales,			59100		33000				2503	23169		

Tabla A. Hoja No. 8. Agosto de 1936.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1910	E	10000	400	10400	00	10400	10266	1175	67	79	321	
	F	10000	300	10300	00	10300	10200	1175	78	92	208	
	M	10000	200	10200	1803	8397	9532	1135	130	147		
	A	8250	100	8350	3150	5200	7266	900	132	119		
	M	5081	100	5181	2496	2685	4316	615	161	99		
	J	2586	800	3386	2561	825	2266	310	164	51		
	J	774	2100	2874	3102	- 228	1140	200	171	34		262
	A	000	5900	5900	2326	3574	1158	200	155	31		
	S	3543	6500	10043	678	9365	7550	955	132	126		
	O	9239	1000	10239	122	10117	9865	1160	108	125		
	N	9992	400	10392	122	10270	10218	1175	72	85	165	
	D	10000	600	10600	139	10461	10354	1175	57	67	394	
1911	E	10000	700	10700	00	10700	10466	1175	67	79	621	
	F	10000	500	10500	00	10500	10333	1175	78	92	404	
	M	10000	300	10300	1803	8497	7599	945	130	123		
	A	8374	200	8574	3150	5424	7457	945	132	123		
	M	5301	200	5501	2496	3005	4602	655	161	103		
	J	2902	1700	4602	2561	2041	3182	490	164	80		
	J	1961	4100	6061	3102	2959	3660	550	171	94		
	A	2865	11200	14065	2326	11739	9556	1140	155	177	1562	
	S	10000	12600	22600	678	21922	18174	1175	132	155	11767	
	O	10000	2000	12000	122	11878	11293	1175	108	127	1751	
	N	10000	700	10700	122	10578	10426	1175	72	85	493	
	D	10000	1100	11100	139	10961	10678	1175	57	67	894	
<b>Totales,</b>			54700		33000				2360	18584	262	

UNIVERSIDAD NACIONAL DE MEXICO.

Estudio Hidrológico del río San Pedro. Funcionamiento del Vaso de Las Virgenes.  
Capacidad de 15 000 Ha.M. Extracción de riego para 18 000 Ha.

Tabla B.  
Hoja No. 1  
Agosto, 1936

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1896	E	15000	900	15900	00	15900	15450	1600	67	107	793	
	F	15000	600	15600	00	15600	15300	1600	78	125	475	
	M	15000	400	15400	2162	13238	14119	1500	130	195		
	A	13043	200	13243	3780	9463	11353	1260	132	166		
	M	9297	200	9497	2995	6502	7900	970	161	156		
	J	6346	1900	8246	3072	5174	5460	740	164	121		
	J	5053	4900	9953	3722	6231	5642	730	171	125		
	A	6106	13300	9406	2792	16614	11360	1260	155	195	1419	
	S	15000	14600	29600	813	28787	21893	1600	132	211	13576	
	O	15000	2300	17300	146	17154	16077	1600	108	166	1988	
	N	15000	800	15800	146	15654	15327	1600	72	115	539	
	D	15000	1400	16400	166	16234	15617	1600	57	91	1143	
	1897	E	15000	1800	16800	00	16800	15900	1600	67	107	1693
F		15000	1200	16200	00	16200	15600	1600	78	125	1075	
M		15000	800	15800	2162	13638	14319	1540	130	200		
A		13438	500	13938	3780	10158	11794	1340	132	177		
M		9981	400	10381	2995	7381	8683	1050	161	169		
J		7217	3600	10817	3072	7745	7481	930	164	152		
J		7593	9000	16593	3722	12871	10232	1200	171	205		
A		13076	25800	38876	2792	36084	25580	1600	155	248	20836	
S		15000	28300	43300	813	42487	28743	1600	132	211	27276	
O		15000	4500	19500	146	19354	17177	1600	108	166	4188	
N		15000	1700	16700	146	16554	15777	1600	72	115	1439	
D		15000	2600	17600	166	17434	16217	1600	57	91	2343	
Totales,			121700		39588				3739	78783		

Tabla E. Hoja No. 2. Agosto de 1936.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1898	E	15000	700	15700	00	15700	15350	1600	67	107	593	
	F	15000	500	15500	00	15500	15250	1600	78	125	375	
	M	15000	300	15300	2162	13138	14069	1490	130	194		
	A	12944	200	13144	3780	9364	11154	1250	132	165		
	M	9199	200	9399	2995	6404	7801	960	161	155		
	J	6249	1600	7849	3072	4777	5513	725	164	119		
	J	4658	4000	8658	3722	4936	4797	620	171	106		
	A	4830	10900	15730	2792	12938	8884	1070	155	166		
	S	12772	12100	24872	813	23959	18365	1600	132	211	8748	
	O	15000	2000	17000	146	16854	15927	1800	108	166	1688	
	N	15000	700	15700	146	15554	15277	1600	72	115	439	
	D	15000	1000	16000	166	15834	15417	1600	57	91	743	
	1899	E	15000	300	15300	00	15300	15150	1600	67	107	193
F		15000	200	15200	00	15200	15100	1600	78	125	75	
M		15000	200	15200	2162	13038	14019	1490	130	194		
A		12844	100	12944	3780	9164	11004	1260	132	166		
M		8998	100	9098	2995	6103	7550	950	161	153		
J		5950	600	6550	3072	3478	4711	620	164	102		
J		3376	1700	5076	3722	1354	2365	320	171	55		
A		1299	4700	5999	2792	3207	2253	300	155	47		
S		3160	5100	8260	813	7447	5303	700	132	92		
O		7355	800	8155	146	8009	7682	950	108	103		
N		7906	300	8206	146	8060	7983	970	72	70		
D		7990	400	8390	166	8224	8107	990	57	56		
Totales,			48700		39588				2990	12354		

Tabla B. Hoja No. 3. Agosto de 1936.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1900	E	8168	600	8768	00	8768	8468	1030	67	69		
	F	8699	400	9099	00	9099	8899	1070	78	83		
	M	9016	300	9316	2162	7154	8085	980	130	127		
	A	7027	200	7227	3780	3447	5237	700	132	92		
	M	3355	100	3455	2995	460	1907	260	161	42		
	J	418	1100	1518	3072	-1554	-568	000	164	000		1554
	J	000	3100	3100	3722	-622	-311	000	171	000		622
	A	000	8600	8,600	2792	5808	2904	420	155	65		
	S	5743	9600	15343	813	14530	10136	1200	132	158		
	O	14372	1500	15872	146	15720	15049	1600	108	166	560	
	N	15000	600	15600	146	15454	15227	1600	72	115	339	
	D	15000	800	15800	166	15634	15317	1600	57	91	543	
	1901	E	15000	300	15300	00	15300	15150	1600	67	107	193
F		15000	200	15200	00	15200	15100	1600	78	125	75	
M		15000	100	15100	2162	12938	13964	1480	130	192		
A		12746	100	12846	3780	9066	10906	1260	132	166		
M		8930	100	9030	2995	6035	7482	900	161	145		
J		5890	600	6490	3072	3418	4649	620	164	102		
J		3316	1500	4816	3722	1094	2205	320	171	55		
A		1039	4000	5039	2792	2247	1643	200	155	31		
S		2216	4200	6416	813	5603	3909	530	132	70		
O		5533	700	6233	146	6087	5810	740	108	80		
N		6007	300	6307	146	6161	6084	780	72	56		
D		6105	400	6505	166	6339	6222	790	57	45		
Totales,			39400		39588				2182	1710	2176	

Tabla B. Hoja No. 4. Agosto de 1936.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1902	E	6294	700	6994	00	6994	6644	820	67	55			
	F	6939	500	7439	00	7439	7189	880	78	69			
	M	7370	300	7670	2162	5508	6439	820	130	107			
	A	5401	200	5601	3780	1821	3611	480	132	063			
	M	1758	200	1958	2995	-1037	360	010	161	002			1039
	J	0000	1500	1500	3072	-1572	-786	000	164	000			1572
	J	0000	3500	3500	3722	-222	-111	000	171	000			222
	A	0000	9900	9900	2792	7108	3554	470	155	73			
	S	7035	10800	17835	813	17022	12028	1340	132	177		1845	
	O	15000	1800	16800	146	16654	15827	1600	108	166		1488	
	N	15000	600	15600	146	15454	15227	1600	72	115		339	
	D	15000	1000	16000	166	15834	15417	1600	57	91		743	
1903	E	15000	400	15400	00	15400	15200	1600	67	107		333	
	F	15000	300	15300	00	15300	15150	1600	78	125		175	
	M	15000	200	15200	2162	13038	14019	1540	130	200			
	A	12838	100	12938	3780	9158	10998	1260	132	166			
	K	8992	100	9092	2995	6097	7545	925	161	149			
	J	5948	900	6848	3072	3776	4862	620	164	102			
	J	3674	2400	6074	3722	2352	3013	420	171	72			
	A	2280	6700	8980	2792	6188	4234	580	155	90			
	S	6098	7500	13598	813	12785	9442	1120	132	148			
	O	12637	1100	13737	146	13591	13114	1430	108	154			
	N	13437	400	13837	146	13691	13564	1480	72	107			
	D	13584	600	14184	166	14018	13801	1490	57	85			
Totales,				51700		39588				2423		4923	2833

Tabla B. Hoja No. 5. Agosto de 1936.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1904	E	13933	800	14733	00	14733	14333	1540	67	103			
	F	14630	700	15330	00	15330	14980	1600	78	125		205	
	M	15000	400	15400	2162	13238	14119	1550	130	202			
	A	13036	300	13336	3780	9556	11296	1300	132	172			
	H	9384	200	9584	2995	6589	7987	970	161	156			
	J	6433	1900	8333	3072	5261	5847	750	164	123			
	J	5138	4600	9738	3722	6016	5577	720	171	123			
	A	5893	12800	18693	2792	15901	10397	1240	155	192		709	
	S	15000	14200	29200	813	28387	21693	1600	132	211		13176	
	O	15000	2300	17300	146	17154	16077	1600	108	166		1988	
	N	15000	900	15900	146	15752	15377	1600	72	115		639	
	D	15000	1400	16400	166	16234	15617	1600	57	91		1143	
1905	E	15000	1500	16500	00	16500	15750	1600	67	107		1393	
	F	15000	1000	16000	00	16000	15500	1600	78	125		875	
	M	15000	600	15600	2162	13438	14210	1490	130	194			
	A	13244	400	13644	3780	9864	11554	1320	132	174			
	M	9690	300	9990	2995	6995	8337	1000	161	161			
	J	6834	3100	9934	3072	6862	6848	860	164	141			
	J	6721	7600	14321	3722	10599	8660	1060	171	181			
	A	10418	21200	31618	2792	28826	19622	1600	155	248		13578	
	S	15000	23600	38600	813	37787	26393	1600	132	211		22576	
	O	15000	3700	18700	146	18554	16777	1600	108	166		3388	
	N	15000	1400	16400	146	16254	15627	1600	72	115		1139	
	D	15000	2100	17100	166	16934	15967	1600	57	91		1843	
Totales,			107000		39588					3693		62652	



Tabla B. Hoja No. 6. Agosto de 1936.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1906	E	15000	1600	16600	00	16600	15800	1600	67	107	1493		
	F	15000	1100	16100	00	16100	15550	1600	78	125	975		
	M	15000	700	15700	2162	13538	14269	1540	130	201			
	A	13337	400	13737	3780	9957	11657	1330	132	175			
	M	9782	300	10082	2995	7087	8435	1030	161	166			
	J	6921	3200	10121	3072	7049	6985	880	164	144			
	J	6905	8100	15005	3722	11283	9094	1080	171	185			
	A	11098	22600	33698	2792	30906	21002	1600	155	248	15658		
	S	15000	25000	40000	813	39187	27093	1600	132	211	23976		
	O	15000	3900	18900	146	18754	16877	1600	108	166	3588		
	N	15000	1500	16500	146	16354	15677	1600	72	115	1239		
	D	15000	2200	17200	166	17034	16017	1600	57	91	1943		
1907	E	15000	600	15600	00	15600	15300	1600	67	107	493		
	F	15000	400	15400	00	15400	15200	1600	78	125	275		
	M	15000	300	15300	2162	13138	14069	1500	130	195			
	A	12943	200	13143	3780	9363	11153	1260	132	166			
	M	9197	100	9297	2995	6302	7750	960	161	155			
	J	6147	1200	7347	3072	4275	5211	700	164	115			
	J	4160	3000	7160	3722	3438	3799	520	171	89			
	A	3349	8300	11649	2792	8857	6103	790	155	123			
	S	8734	8900	17634	813	16821	12778	1420	132	187	1634		
	O	15000	1500	16500	146	16354	15677	1600	108	166	1188		
	N	15000	500	15500	146	15354	15177	1600	72	115	239		
	D	15000	800	15800	166	15634	15317	1600	57	91	543		
Totales,			96400			39588				3568	53244		

Tabla B. Hoja No. 7. Agosto de 1936.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1908	E	15000	600	15600	000	15600	15300	1600	67	107	493	
	F	15000	400	15400	000	15400	15200	1600	78	125	275	
	M	15000	200	15200	2162	13038	14019	1500	130	195		
	A	12843	100	12943	3780	9163	11003	1250	132	165		
	M	8998	100	9098	2995	6103	7550	925	161	149		
	J	5954	1000	6954	3072	3882	4918	640	164	105		
	J	3777	2600	6377	3722	2655	3216	450	171	77		
	A	2578	7300	9878	2792	7086	4832	620	155	96		
	S	6990	8000	14990	813	14177	10583	1200	132	158		
	O	14019	1200	15219	146	15073	14546	1540	108	166		
	N	14907	500	15407	146	15261	15084	1600	72	115	146	
	D	15000	700	15700	166	15534	15267	1600	57	91	443	
	1909	E	15000	800	15800	000	15800	15400	1600	67	107	693
F		15000	600	15600	000	15600	15300	1600	78	125	475	
M		15000	400	15400	2162	13238	14119	1550	130	202		
A		13036	200	13236	3780	9456	11246	1300	132	172		
M		9284	200	9484	2995	6489	7887	960	161	155		
J		6334	1700	8034	3072	4962	5648	740	164	121		
J		4841	4200	9041	3722	5319	5080	650	171	111		
A		5208	11700	16908	2792	14116	9662	1120	155	174		
S		3942	12700	26642	813	25829	19886	1600	132	211	10618	
O		15000	2100	17100	146	16954	15977	1600	108	166	1788	
N		15000	700	15700	146	15554	15277	1600	72	115	439	
D		15000	1100	16100	166	15934	15467	1600	57	91	843	
Totales,			59100		39588				3299	16213		

Tabla B. Hoja No. 8. Agosto de 1936.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
1910	E	15000	400	15400	000	15400	15200	1600	67	107	293		
	F	15000	300	15300	000	15300	15150	1600	78	125	175		
	M	15000	200	15200	2162	13038	14019	1500	130	195			
	A	12843	100	12943	3780	9163	11003	1250	132	165			
	M	8998	100	9098	2995	6103	7550	925	161	149			
	J	5954	800	6754	3072	3682	4818	620	164	102			
	J	3580	2100	5680	3722	1958	2769	390	171	67			
	A	1891	5900	7791	2792	4999	3445	470	155	73			
	S	4926	6500	11426	813	10613	7769	960	132	127			
	O	10486	1000	11486	146	11340	10913	1240	108	134			
	N	11206	400	11606	146	11460	11303	1310	72	94			
	D	11366	600	11966	166	11800	11583	1330	57	76			
	1911	E	11724	700	12424	000	12424	12074	1350	67	90		
		F	12334	500	12834	000	12834	12564	1400	78	109		
M		12725	300	13025	2162	10863	11794	1340	130	174			
A		10689	200	10889	3780	7109	8899	1070	132	141			
M		6968	200	7168	2995	4173	5571	700	161	113			
J		4060	1700	5760	3072	2688	3374	460	164	75			
J		2613	4100	6713	3722	2991	2802	390	171	67			
A		2924	11200	14124	2792	11332	7128	880	155	136			
S		11196	12600	23796	813	22983	17089	1600	132	211	7772		
O		15000	2000	17000	146	16854	15927	1600	108	166	1688		
N		15000	700	15700	146	15554	15277	1600	72	115	439		
D		15000	1100	16100	166	15934	15467	1600	57	91	843		
Totales,			53700		39588				2899	11210			

UNIVERSIDAD NACIONAL DE MEXICO.

Estudio Hidrológico del Río San Pedro. Funcionamiento del Vaso de Las Vírgenes.  
Capacidad de 20 000 Ha-M. Extracción de riego para 20 000 Ha.

Tabla C.  
Hoja No. 1.  
Agosto, 1936

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1896	E	20000	900	20900	00	20900	20450	1930	67	129	771	
	F	20000	600	20600	00	20600	20300	1930	78	151	449	
	M	20000	400	20400	2404	17996	18998	1860	130	242		
	A	17754	200	17954	4198	13756	15755	1650	132	218		
	M	13538	200	13738	3325	10413	11976	1350	161	218		
	J	10195	1900	12095	3418	8677	9436	1120	164	184		
	J	8493	4900	13393	4140	9253	8878	1070	171	183		
	A	9070	13300	22370	3103	19267	14169	1500	155	232		
	S	19035	14600	33635	904	32731	25683	1930	132	255	12476	
	O	20000	2300	22300	163	22137	21069	1930	108	208	1929	
	N	20000	800	20800	163	20637	20319	1930	72	139	498	
	D	20000	1400	21400	185	21215	20608	1930	57	110	1105	
	1897	E	20000	1800	21800	00	21800	20900	1930	67	129	1671
F		20000	1200	21200	00	21200	20600	1930	78	151	1049	
M		20000	800	20800	2404	18396	19198	1870	130	243		
A		18153	500	18653	4198	14455	16304	1680	132	222		
M		14233	400	14633	3325	11308	12770	1420	161	226		
J		11080	3600	14680	3418	11262	11171	1280	164	210		
J		11052	9000	20052	4140	15912	13482	1480	171	253		
A		15659	25800	41459	3103	38356	27008	1930	155	290	18066	
S		20000	28300	48300	904	47396	33698	1930	132	255	27141	
O		20000	4500	24500	163	24337	22168	1930	108	208	4129	
N		20000	1700	21700	163	21537	20769	1930	72	139	1398	
D		20000	2600	22600	185	22415	21208	1930	57	110	2305	
<b>Totales,</b>			121700		44006				4707	72987		

Tabla C. Hoja No. 2. Agosto de 1936

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1898	E	20000	700	20700	00	20700	20350	1930	67	129	571	
	F	20000	500	20500	00	20500	20250	1930	78	151	349	
	M	20000	300	20300	2404	17896	18943	1860	130	242		
	A	17654	200	17854	4198	13656	15655	1650	132	218		
	M	13438	200	13638	3325	10313	11876	1350	161	218		
	J	10095	1600	11695	3418	8277	9186	1100	164	181		
	J	8096	4000	12096	4140	7956	8026	990	171	169		
	A	7787	10900	18687	3103	15584	11686	1320	155	204		
	S	15788	12100	27888	904	26984	21386	1930	132	255	6729	
	O	20000	2000	22000	163	21837	20718	1930	108	208	1629	
	N	20000	700	20700	163	20537	20269	1930	72	139	398	
	D	20000	1000	21000	185	20815	20408	1930	57	110	705	
	1899	E	20000	300	20300	00	20300	20150	1930	67	129	171
F		20000	200	20200	00	20200	20100	1930	78	151	49	
M		20000	200	20200	2404	17790	18898	1860	130	242		
A		17554	100	17654	4198	13456	15505	1645	132	217		
M		13239	100	13339	3325	10014	11627	1320	161	212		
J		9802	600	10402	3418	6984	8393	1010	164	166		
J		6818	1700	8518	4140	4378	5598	720	171	123		
A		4255	4700	8955	3103	5852	5054	650	155	101		
S		5751	5100	10851	904	9947	7849	960	132	127		
O		9820	800	10620	163	10457	10138	1180	108	127		
N		10330	300	10630	163	10467	10398	1210	72	87		
D		10380	400	10780	185	10595	10488	1220	57	70		
Totales,			48700		44006				3976	10601		

Tabla C. Hoja No. 3. Agosto de 1936.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
1900	E	10525	600	11125	00	11125	10825	1240	67	83			
	F	11042	400	11442	00	11442	11242	1300	78	101			
	M	11341	300	11641	2404	9237	10289	1200	130	156			
	A	9081	200	9281	4198	5083	7082	900	132	119			
	M	4964	100	5064	3325	1739	3352	450	161	73			
	J	1666	1100	2766	3418	- 652	507	20	164	3			
	J	0000	3100	3100	4140	-1040	- 520	000	171	000			655
	A	0000	8600	8600	3103	5497	2749	390	155	60			1040
	S	5437	9600	15037	904	14133	9785	1170	132	154			
	O	13979	1500	15479	163	15316	14648	1540	108	166			
	N	15150	600	15750	163	15587	15368	1640	72	118			
	O	15469	800	16269	185	16084	15776	1650	57	94			
	1901	E	15990	300	16020	00	16020	16050	1660	67	111		
F		15909	200	16109	00	16109	16009	1660	78	129			
M		15980	100	16080	2404	13676	14828	1590	130	207			
A		13469	100	13569	4198	9371	11420	1340	132	177			
M		9194	100	9294	3325	5969	7582	940	161	151			
J		5818	600	6418	3418	3000	4409	580	164	95			
J		2905	1500	4405	4140	265	1585	200	171	34			
A		231	4000	4231	3103	1128	679	20	155	3			
S		1125	4200	5325	904	4421	2773	390	132	51			
O		4370	700	5070	163	4907	4639	590	208	64			
N		4843	300	5140	163	4977	4910	670	72	48			
D		4929	400	5329	185	5144	5037	670	57	38			
Totales,			39400		44006				3225			1699	

Tabla C. Hoja No. 4. Agosto de 1936.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1902	E	5106	700	5806	00	5806	5456	700	67	47			
	F	5759	500	6259	00	6259	6009	790	78	62			
	M	6197	300	6497	2404	4093	5145	670	130	87			
	A	4006	200	4206	4198	008	2007	270	132	36			28
	M	0000	200	200	3325	-3125	-1562	000	161	00			3125
	J	0000	1500	1500	3418	-1918	- 959	000	164	00			
	J	0000	3500	3500	4140	- 640	- 320	000	171	00			640
	A	0000	9900	9900	3103	6797	3399	450	155	70			
	S	6727	10800	17527	904	16023	11675	1350	132	178			
	O	16445	1800	18245	163	18082	17204	1740	106	188			
	N	17894	600	18494	163	18331	18113	1800	72	129			
	D	18202	1000	19202	185	19017	18635	1840	57	105			
1903	E	18902	400	19312	00	19312	19107	1900	67	127			
	F	19185	300	19485	00	19485	19335	1910	78	149			
	M	19336	200	19536	2404	17132	18434	1820	130	236			
	A	16896	100	16996	4198	12798	14847	1590	132	210			
	M	12588	100	12688	3325	9303	10976	1250	161	201			
	J	9162	900	10062	3418	6644	7903	980	164	161			
	J	6483	2400	8883	4140	4743	5613	720	171	123			
	A	4620	6700	11320	3103	8217	6419	840	155	130			
	S	8087	7500	15587	904	14683	11385	1340	132	177			
	O	14506	1100	15606	163	15443	14975	1600	108	173			
	N	15270	400	15670	163	15507	15389	1640	72	118			
	D	15389	600	15989	185	15804	15597	1645	57	94			
Totales,				51700		44006				2801			5711

Tabla C. Hoja No. 5. Agosto de 1936.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1904	E	15710	800	16510	00	16510	16110	1670	67	112		
	F	16398	700	17098	00	17098	16748	1710	78	133		
	M	16965	400	17365	2404	14961	15963	1680	130	218		
	A	14743	300	15043	4198	10845	12794	1430	132	189		
	M	10656	200	10856	3325	7531	9094	1080	161	174		
	J	7357	1900	9257	3418	5839	6598	840	164	138		
	J	5701	4600	10301	4140	6161	5931	770	171	132		
	A	6029	12800	18829	3103	15726	10878	1260	155	195		
	S	15531	14200	29731	904	28827	22179	1930	132	255	8572	
	O	20000	2300	22300	163	22137	21069	1930	108	208	1929	
	N	20000	900	20900	163	20737	20369	1930	72	139	598	
	D	20000	1400	21400	185	21215	20607	1930	57	110	1105	
	1905	E	20000	1500	21500	00	21500	20750	1930	67	129	1371
F		20000	1000	21000	00	21000	20500	1930	78	151	849	
M		20000	600	20600	2404	18196	19098	1880	130	244		
A		17952	400	18352	4198	14154	16053	1660	132	219		
M		13935	300	14235	3325	10910	12423	1380	161	222		
J		10688	3100	13788	3418	10370	10529	1220	164	200		
J		10170	2600	17770	4140	13630	11900	1350	171	231		
A		13399	21200	34599	3103	31496	22448	1930	155	290	11206	
S		20000	23600	43600	904	42696	31348	1930	132	255	22441	
O		20000	3700	23700	163	23537	21769	1930	108	208	3329	
N		20000	1400	21400	163	21237	20619	1930	72	139	1098	
D		20000	2100	22100	185	21915	20958	1930	57	110	1805	
Totales,			107000		44006				4401	54303		



Tabla C. Hoja No. 6. Agosto de 1936.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1906	E	20000	1600	21600	00	21600	20800	1930	67	129	1471		
	F	20000	1100	21100	00	21100	20550	1930	78	151	949		
	M	20000	700	20700	2404	18296	19148	1880	130	244			
	A	18052	400	18452	4198	14254	16153	1660	132	219			
	M	14035	300	14335	3325	11010	12523	1385	161	223			
	J	10787	3200	13987	3418	10569	10676	1220	164	200			
	J	10369	8100	18469	4140	14329	12349	1330	171	236			
	A	14093	22600	36693	3103	33590	22842	1930	155	290	13300		
	S	20000	25000	45000	904	44090	32048	1930	132	255	23841		
	O	20000	3900	23900	163	23737	21869	1930	108	208	3529		
	N	20000	1500	21500	163	21337	20669	1930	72	139	1198		
	D	20000	2200	22200	185	22015	21008	1930	57	110	1905		
1907	E	20000	600	20600	00	20600	20300	1930	67	129	471		
	F	20000	400	20400	00	20400	20200	1930	78	151	249		
	M	20000	300	20300	2404	17896	18948	1900	130	247			
	A	17649	200	17849	4198	13651	15550	1645	132	206			
	M	13445	100	13545	3325	10220	11833	1350	161	217			
	J	10003	1200	11203	3418	7785	8894	1070	164	175			
	J	7610	3000	10610	4140	6470	7040	880	171	151			
	A	6319	8300	14619	3103	11516	8918	1070	155	166			
	S	11350	8900	20250	904	19346	15348	1640	132	216			
	O	19130	1500	20630	163	20467	19799	1920	108	208	259		
	N	20000	500	20500	163	20337	20169	1930	72	139	198		
	D	20000	800	20800	185	20615	20308	1930	57	110	505		
Totales,			96400		44006					4519	47875		

Tabla C. Hoja No. 7. Agosto de 1936.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1908	E	20000	600	20600	00	20600	20300	1930	67	129	471		
	F	20000	400	20400	00	20400	20200	1930	78	151	49		
	M	20000	200	20200	2404	17796	18898	1870	130	243			
	A	17553	100	17653	4198	13455	15504	1645	132	206			
	M	13249	100	13349	3325	10024	11637	1350	161	217			
	J	9807	1000	10807	3418	7389	8598	1060	164	174			
	J	7215	2600	9815	4140	5675	6440	820	171	140			
	A	5535	7300	12835	3103	9752	7654	840	155	146			
	S	9586	8000	17586	904	16682	13184	1430	132	189			
	O	16493	1200	17693	163	17530	17012	1720	108	186			
	N	17344	500	17844	163	17681	17513	1770	72	127			
	D	17554	700	18254	185	18069	17813	1780	57	101			
1909	E	17968	800	18768	00	18768	18368	1820	67	122			
	F	18646	600	19246	00	19246	18941	1870	78	146			
	M	19100	400	19500	2404	17096	18098	1800	130	234			
	A	16862	200	17062	4198	12864	14863	1590	132	210			
	M	12654	200	12854	3325	9329	11092	1280	161	206			
	J	9323	1700	11023	3418	7605	8464	1010	164	166			
	J	7439	4200	11639	4140	7499	7469	940	171	161			
	A	7338	11700	19038	3103	15935	11637	1350	155	209			
	S	15726	12700	28426	904	27522	21624	1930	132	255	7267		
	O	20000	2100	22100	163	21937	20967	1930	108	208	1729		
	N	20000	700	20700	163	20537	20269	1930	72	139	398		
	D	20000	1100	21100	185	20915	20458	1930	57	110	805		
Totales,			59100			44006				4175	10719		

Tabla C. Hoja No. 8. Agosto de 1936.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1910	E	20000	400	20400	00	20400	20200	1930	67	129	271	
	F	20000	300	20300	00	20300	20150	1930	78	151	149	
	M	20000	200	20200	2404	17796	18898	1870	130	243		
	A	17553	100	17653	4198	13455	15504	1640	132	216		
	M	13239	100	13339	3325	10014	11627	1350	161	217		
	J	9797	800	10597	3418	7179	8488	1010	164	166		
	J	7013	2100	9113	4140	4973	5993	750-	171	128		
	A	4845	5900	10745	3103	7642	6244	790	155	122		
	S	7520	6500	14020	904	13116	10318	1200	132	158		
	O	12458	1000	13958	163	13705	13387	1470	106	159		
	N	13636	400	14036	163	13873	13855	1480	72	107		
	D	13766	600	14366	185	14181	13974	1500	57	78		
	1911	E	14103	700	14803	00	14803	14453	1535	67	103	
F		14700	500	15200	00	15200	14950	1600	78	125		
M		15015	300	15375	2404	12971	14023	1500	130	195		
A		12776	200	12976	4198	8778	10777	1240	132	164		
M		8614	200	8814	3325	5489	7052	870	161	140		
J		5349	1700	7049	3418	3631	4590	600	164	98		
J		3533	4100	7633	4140	3493	3513	470	171	80		
A		3413	11200	14613	3103	11510	7462	920	155	143		
S		11367	12600	23967	904	23063	17215	1740	132	230	2833	
O		20000	2000	22000	163	21837	20919	1930	108	208	1629	
N		20000	700	20700	163	20537	20269	1930	72	139	398	
D		20000	1100	21100	185	20915	20458	1930	57	110	805	
Totales,			53700	44006					3513	6085		

TESIS PROFESIONAL

# CORTE GEOLOGICO DE LA BOQUILLA DE "LAS VIRGENES"

(Rio San Pedro, Chihuahua)



Esc. vertical. 1:5000

Esc. horizontal. 1:10000

ANEXO  
Nº 2



*Parque de las Virgenes*



CONVENIO  
DAL  
SIERRA

TE  
PLA  
LA  
B  
"LA  
RIO

Corrientes  
Corrientes  
Acorreo



ANEXO

TESIS PROFESIONAL  
PLANO GEOLOGICO DE  
LA REGION DE LA  
BOQUILLA  
"LAS VIRGENES"  
RIO DE SAN PEDRO  
CHIHUAHUA

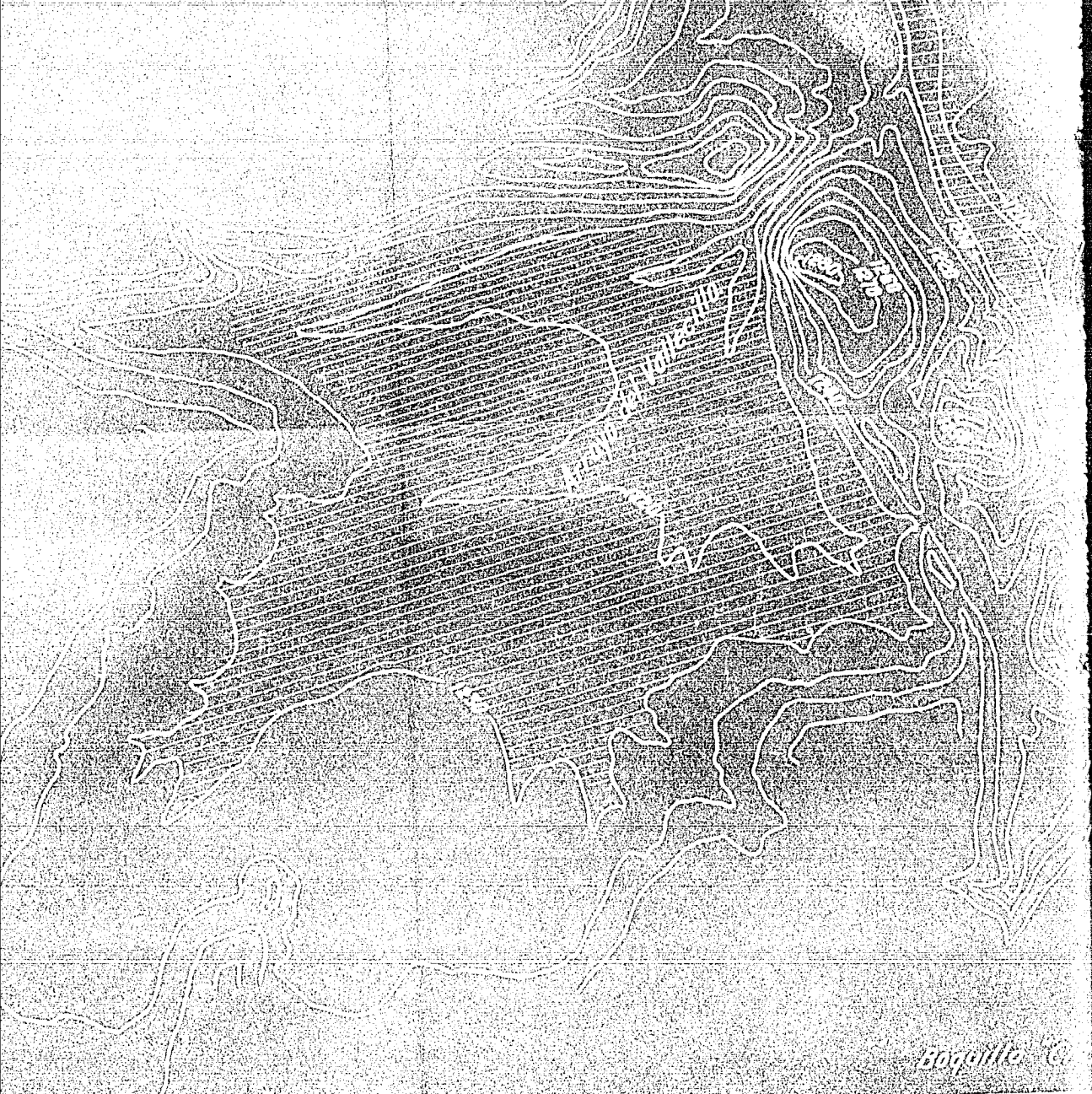
Escala aprox. 1:10000

Corrientes y lobos riolíticos

Corrientes y lobos andesíticos

Acarreo del río



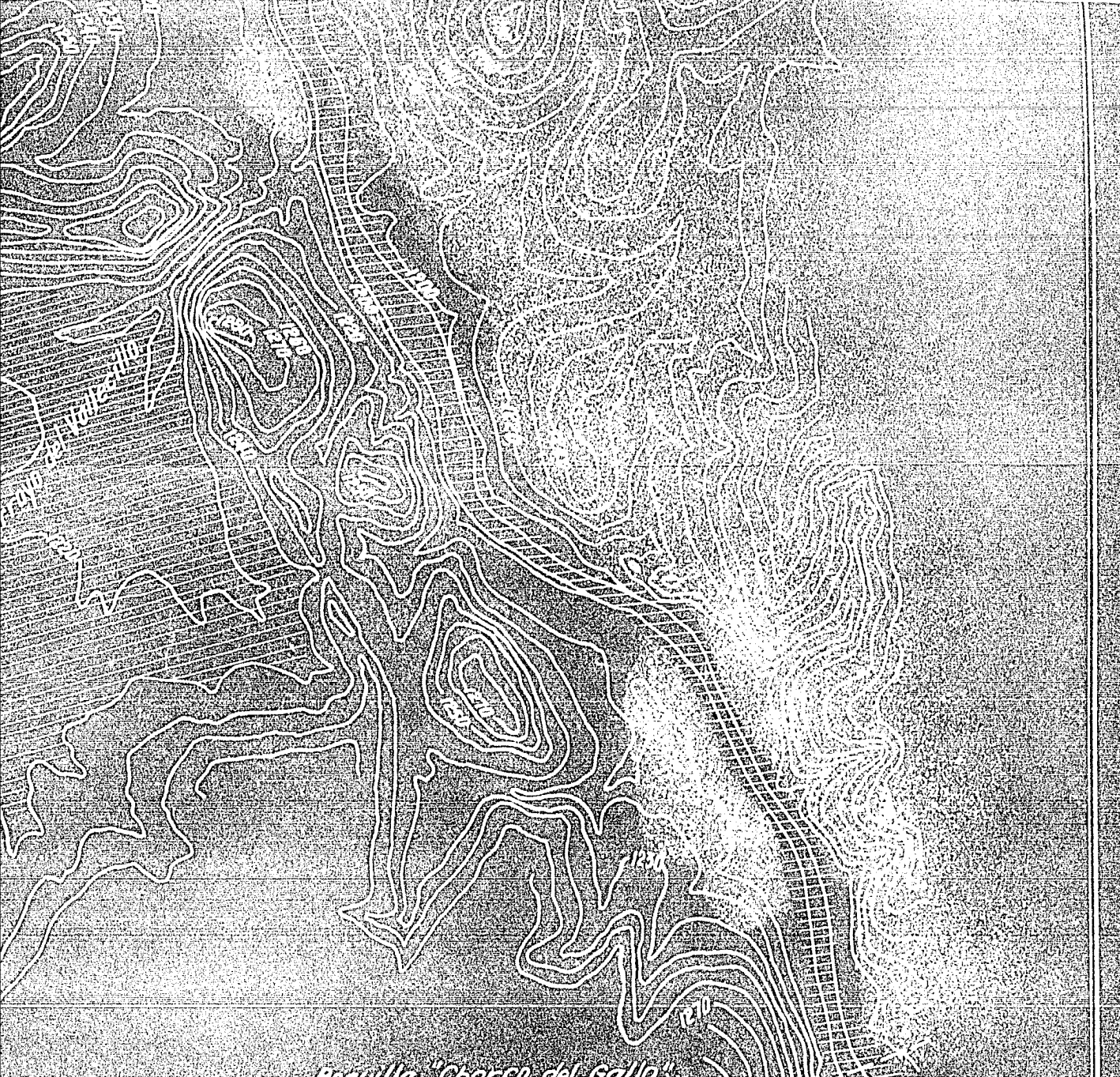


*Boquilla*

El Ingeniero MARTÍN DEL CAMPO  
VICENTE GUERRERO Y S.

MEXICO, D.F., 1936





*Boquilla "Chorco del Gallo".*

QUE MARTIN DEL CAMPO .  
NTE GUERRERO Y GAMA .

MEXICO, D.F., 1936.

ABLAUDADO EN LOS MESES DE FEBRERO DE 1960 (en \$ 1000)														
ABLAUDADO EN FEBRERO DE 1960	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
ABLAUDADO EN MARZO DE 1960	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
ABLAUDADO EN ABRIL DE 1960	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
ABLAUDADO EN MAYO DE 1960	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
ABLAUDADO EN JUNIO DE 1960	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
ABLAUDADO EN JULIO DE 1960	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
ABLAUDADO EN AGOSTO DE 1960	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
ABLAUDADO EN SEPTIEMBRE DE 1960	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
ABLAUDADO EN OCTUBRE DE 1960	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
ABLAUDADO EN NOVIEMBRE DE 1960	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
ABLAUDADO EN DICIEMBRE DE 1960	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100

UNDA REEMPLAZADA EN EL MES DE FEBRERO DE 1960 (en \$ 1000)

UNDA REEMPLAZADA EN EL MES DE FEBRERO DE 1960 (en \$ 1000)

UNDA REEMPLAZADA EN EL MES DE FEBRERO DE 1960 (en \$ 1000)														
UNDA REEMPLAZADA EN FEBRERO DE 1960	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
UNDA REEMPLAZADA EN MARZO DE 1960	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
UNDA REEMPLAZADA EN ABRIL DE 1960	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
UNDA REEMPLAZADA EN MAYO DE 1960	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
UNDA REEMPLAZADA EN JUNIO DE 1960	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
UNDA REEMPLAZADA EN JULIO DE 1960	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
UNDA REEMPLAZADA EN AGOSTO DE 1960	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
UNDA REEMPLAZADA EN SEPTIEMBRE DE 1960	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
UNDA REEMPLAZADA EN OCTUBRE DE 1960	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
UNDA REEMPLAZADA EN NOVIEMBRE DE 1960	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
UNDA REEMPLAZADA EN DICIEMBRE DE 1960	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100

UNDA REEMPLAZADA EN EL MES DE FEBRERO DE 1960 (en \$ 1000)

UNDA REEMPLAZADA EN EL MES DE FEBRERO DE 1960 (en \$ 1000)

UNDA REEMPLAZADA EN EL MES DE FEBRERO DE 1960 (en \$ 1000)



1995  
 1996  
 1997  
 1998  
 1999  
 2000  
 2001

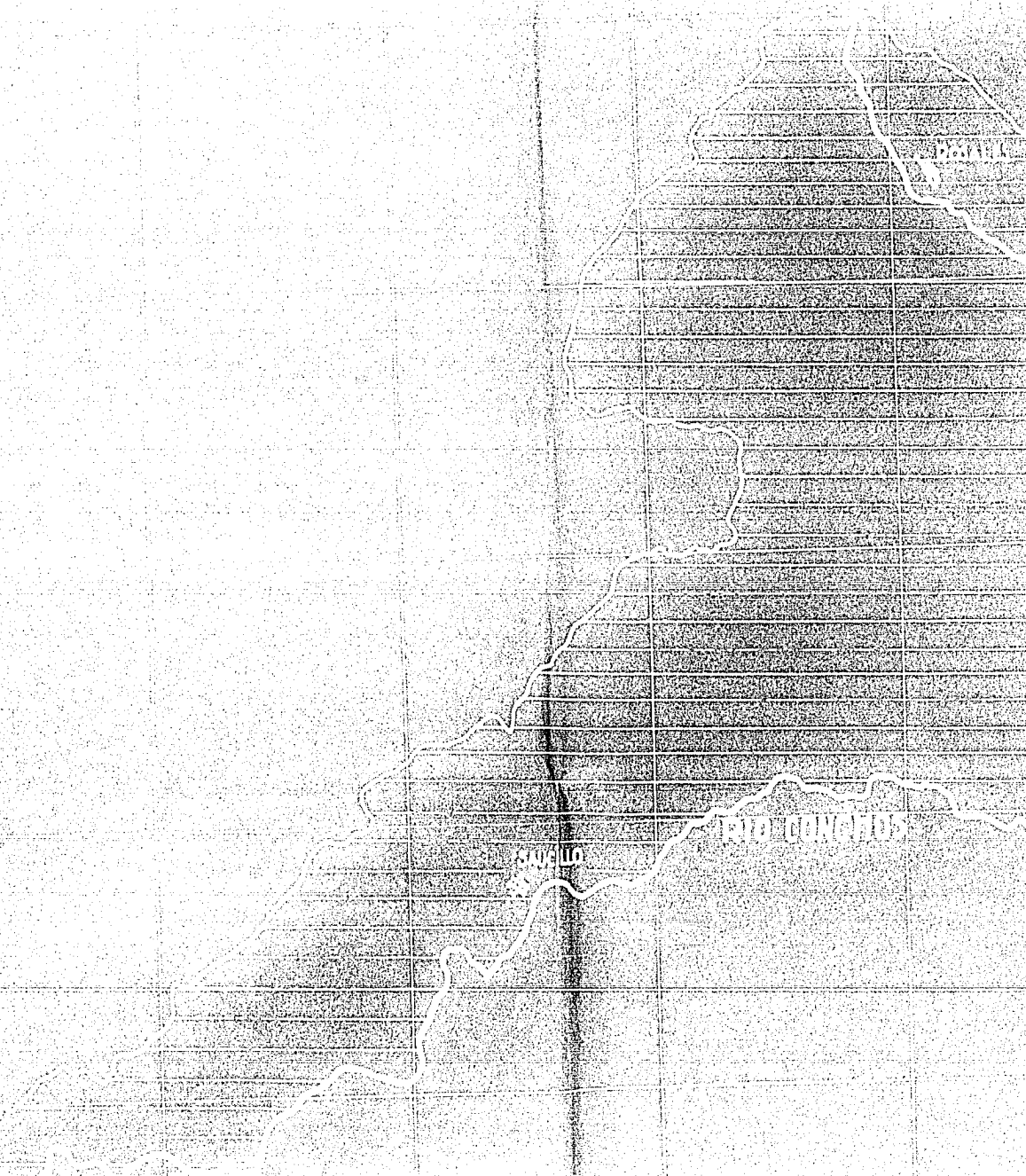
ENE	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001
FEB	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001
MAR	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001
ABR	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001
MAY	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001
JUN	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001
JUL	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001
AGO	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001
SEPT	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001
OCT	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001
NOV	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001
DIC	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001

ENE	1992	1993	1994	1995	1996	1997
FEB	1992	1993	1994	1995	1996	1997
MAR	1992	1993	1994	1995	1996	1997
ABR	1992	1993	1994	1995	1996	1997
MAY	1992	1993	1994	1995	1996	1997
JUN	1992	1993	1994	1995	1996	1997
JUL	1992	1993	1994	1995	1996	1997
AGO	1992	1993	1994	1995	1996	1997
SEPT	1992	1993	1994	1995	1996	1997
OCT	1992	1993	1994	1995	1996	1997
NOV	1992	1993	1994	1995	1996	1997
DIC	1992	1993	1994	1995	1996	1997

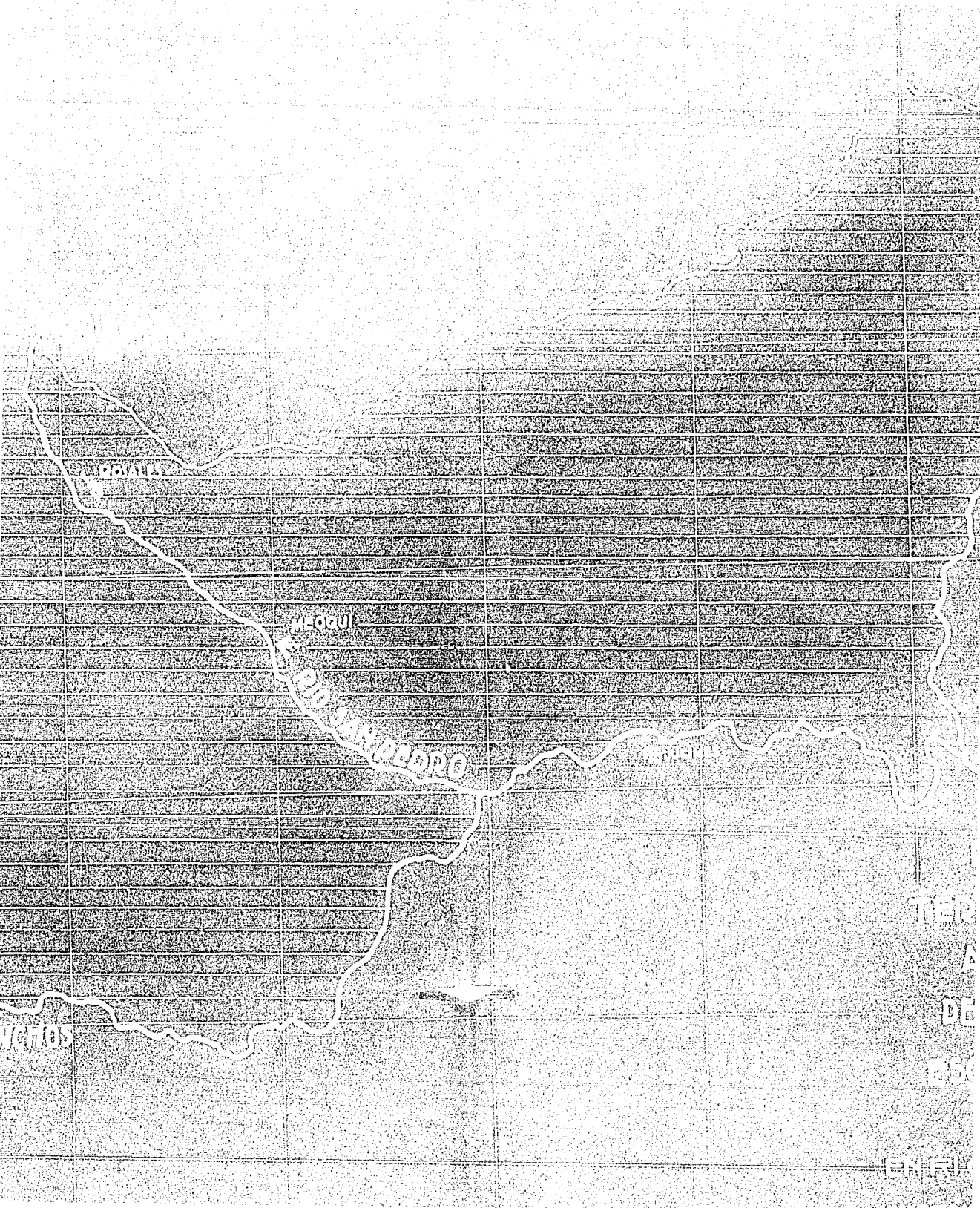
ENE	1998	1999	2000	2001	FACULTAD DE INGENIERIA
FEB	1998	1999	2000	2001	DE CIENCIAS
MAR	1998	1999	2000	2001	PROFESIONALES
ABR	1998	1999	2000	2001	ANEXOS
MAY	1998	1999	2000	2001	
JUN	1998	1999	2000	2001	
JUL	1998	1999	2000	2001	
AGO	1998	1999	2000	2001	
SEPT	1998	1999	2000	2001	
OCT	1998	1999	2000	2001	
NOV	1998	1999	2000	2001	
DIC	1998	1999	2000	2001	

TABLA DE ACUMULADA Y OTRAS DIFERENCIAS  
 DE LOS PRECIOS DE LOS MATERIALES  
 DE CONSTRUCCION EN EL PERIODO DE  
 1995 A 2001









P. VILLAS

Y. OCU

P. SAN PEDRO

P. VILLAS

Y. OCU

TER

A

DE

EX

EN



PLANO DE LOS  
TERRENOS CULTIVABLES  
A AMBOS LADOS  
DEL RIO SAN PEDRO

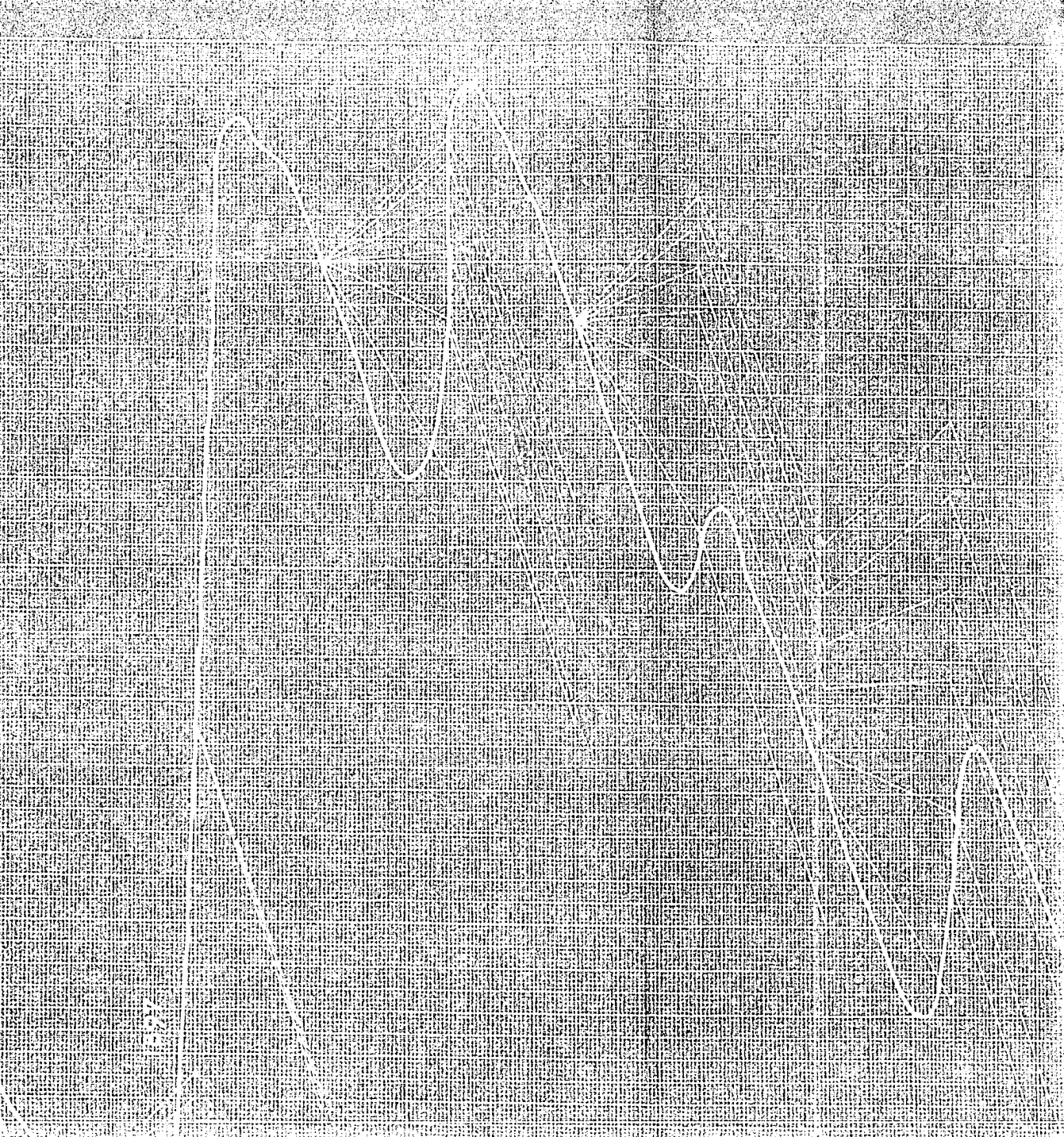
ESCALA 1:185 000  
TESIS PROFESIONAL

215

ENRIQUE MARTIN DEL CAMPO

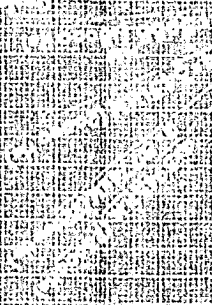
VICENTE GUERRERO Y GAMAS

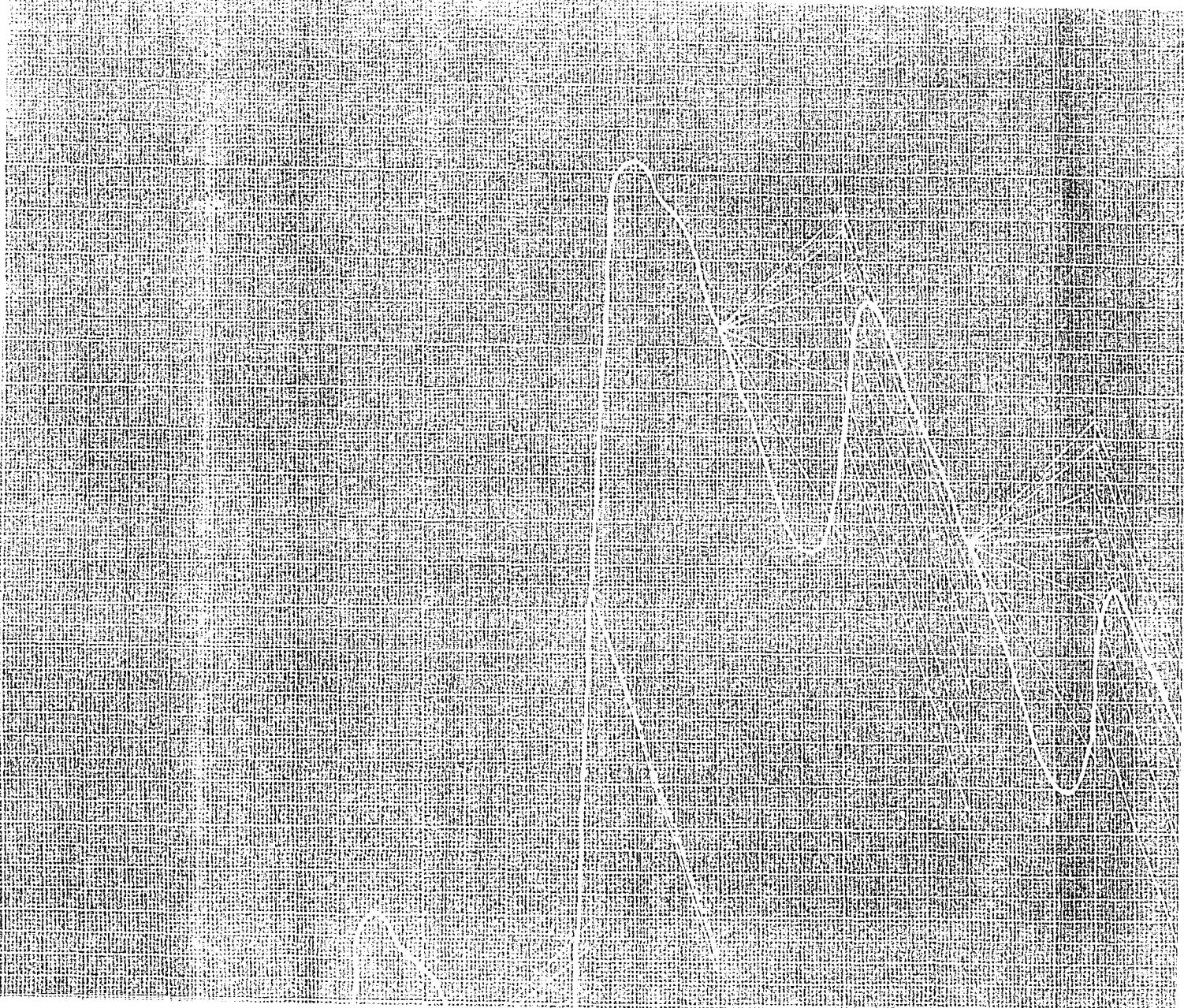
México, D.F. 1936

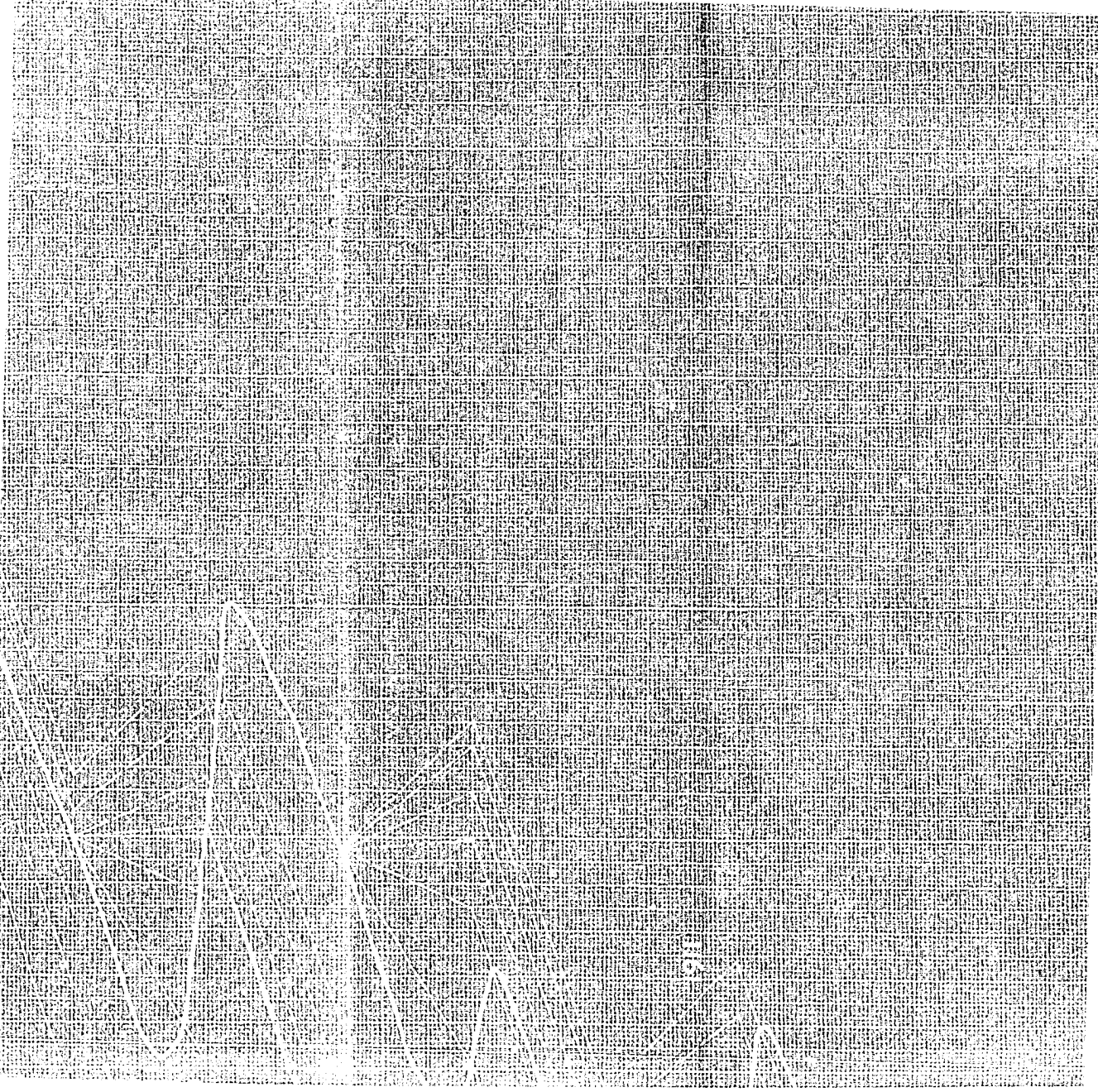




THE UNIVERSITY OF CHICAGO

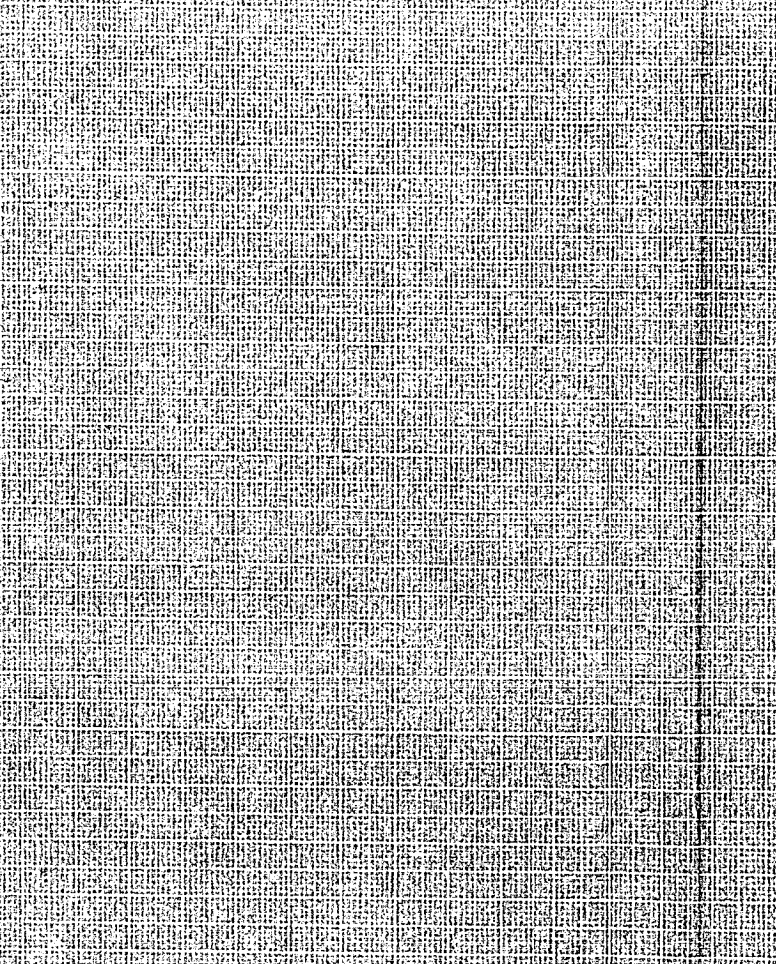


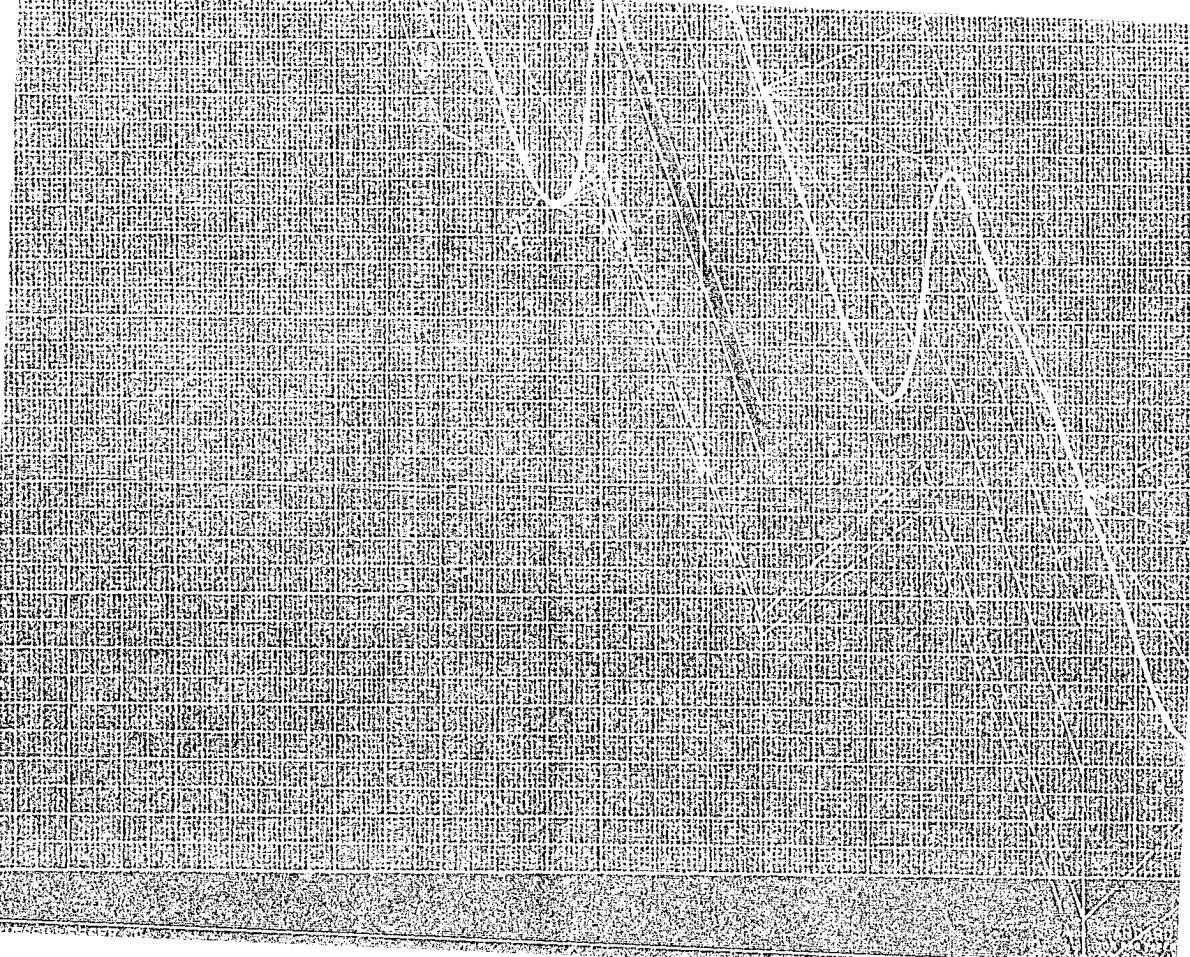








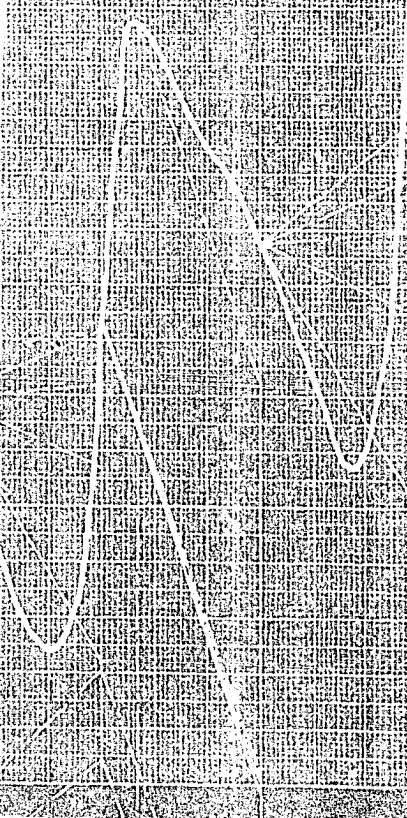




200

10

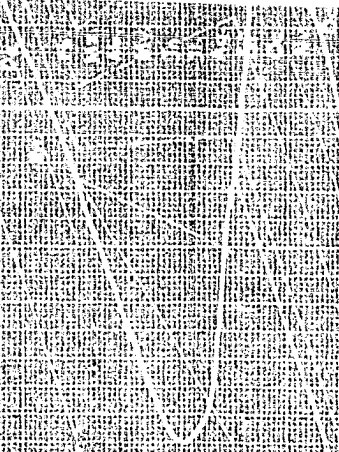
100  
100





188

189



de Vont. Im. Soc. S. M.  
de Hont. O. S. M. S.

ANEXO N.º 1  
Tesis. Descripcional

DIAGRAMA DE NASTIA  
Cualitativa de la actividad  
Ripid. S. P. S. (Cualitativa)  
MORFOLÓGICO DE LA ACTIVIDAD  
BENEFICIA Y MARCO DE LA CADA



1000%  
AREA DE TIBIESTE

500%

100%

5



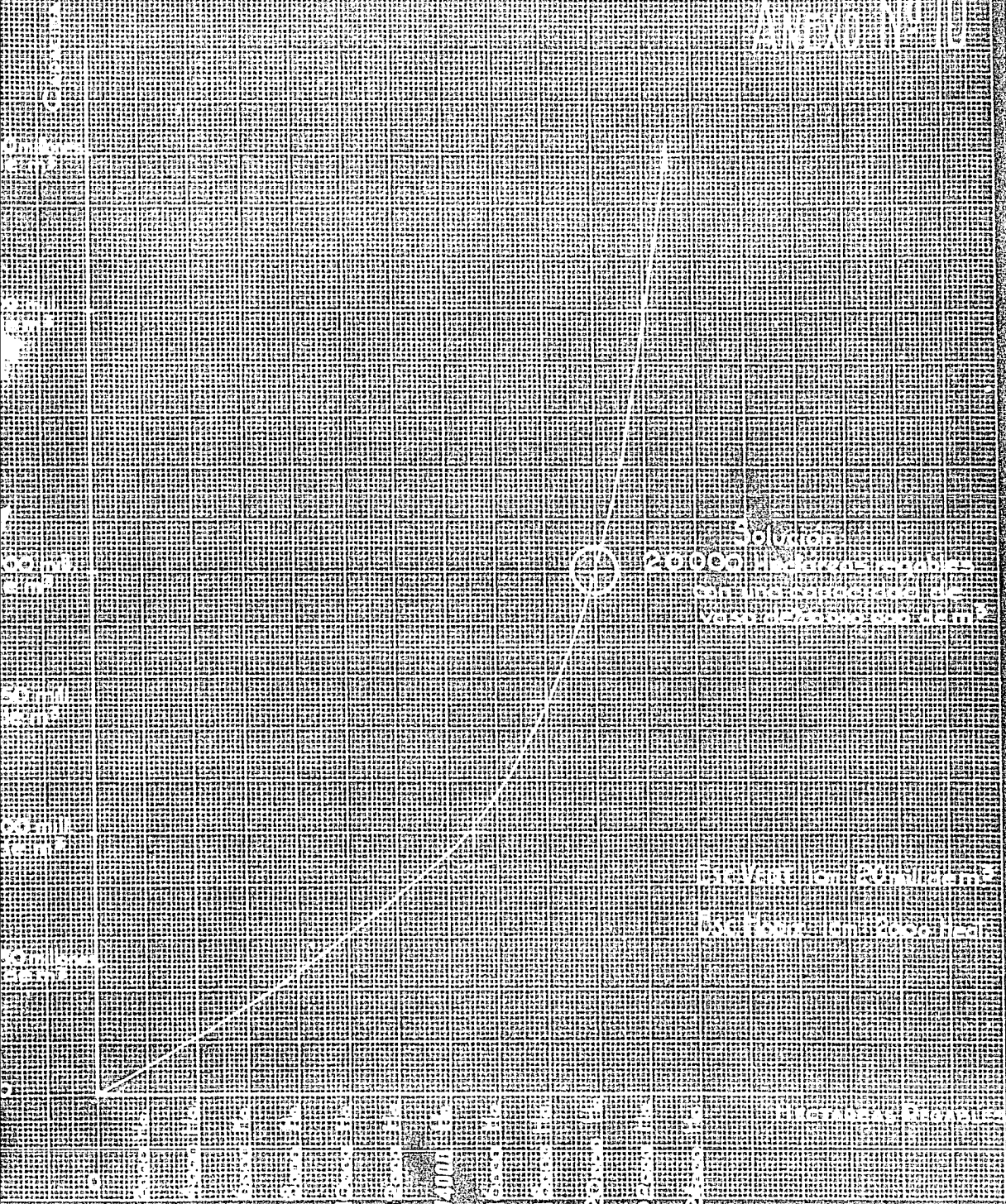
Avenida No 9

TESIS PROFESIONAL  
VIAJE QUIMICO AGRICOLA  
ENCUENTRO NACIONAL DE AGRICULTORES

GRUPO DE INVESTIGACION  
AREA DE TIBIESTE  
DE VARELA  
LAS VARELIAS  
RIO S. PEDRO GUAYAMA

MANEJO AMBIENTAL DE TIERRAS

# Optical CAD Systems APPLIED REVEALS A NEW DIMENSION



20,000 Optical CAD Systems  
with the introduction of  
VectorWorks software

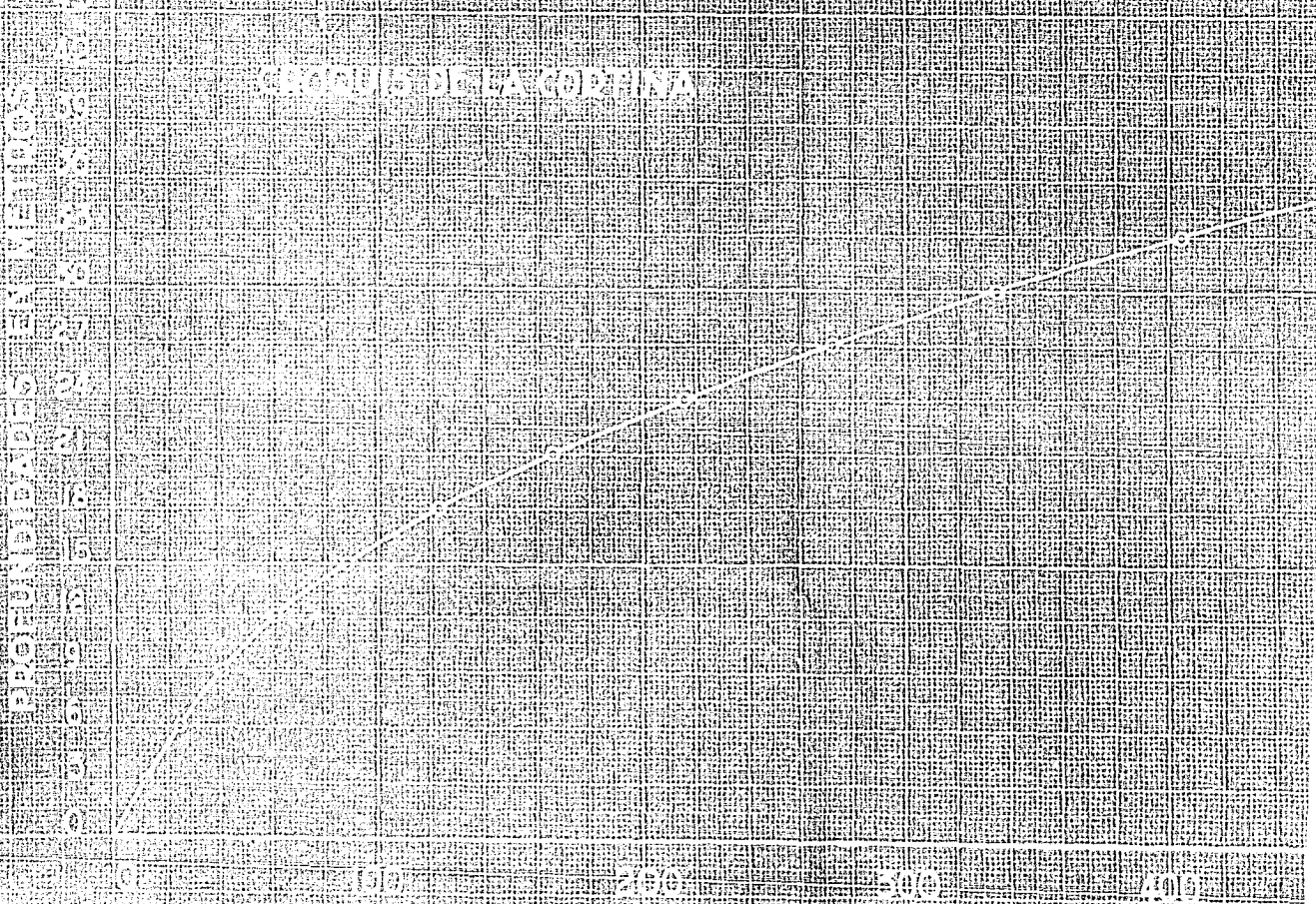
5 Year Old Software  
30 Year Old Process

VectorWorks Software

1987 1988 1989 1990 1991 1992 1993 1994 1995 1996 1997

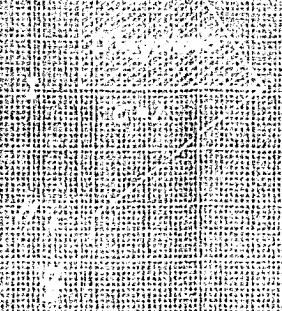
CANTON	CONSTRUCCIONES		CONSTRUCCIONES	
	PROYECTADAS	PROYECTADAS	PROYECTADAS	PROYECTADAS
1	2000	2000	2000	2000
2	2000	2000	2000	2000
3	2000	2000	2000	2000
4	2000	2000	2000	2000
5	2000	2000	2000	2000
6	2000	2000	2000	2000
7	2000	2000	2000	2000
8	2000	2000	2000	2000
9	2000	2000	2000	2000
10	2000	2000	2000	2000
11	2000	2000	2000	2000
12	2000	2000	2000	2000
13	2000	2000	2000	2000
14	2000	2000	2000	2000
15	2000	2000	2000	2000
16	2000	2000	2000	2000
17	2000	2000	2000	2000
18	2000	2000	2000	2000
19	2000	2000	2000	2000
20	2000	2000	2000	2000
21	2000	2000	2000	2000
22	2000	2000	2000	2000
23	2000	2000	2000	2000
24	2000	2000	2000	2000
25	2000	2000	2000	2000
26	2000	2000	2000	2000
27	2000	2000	2000	2000
28	2000	2000	2000	2000
29	2000	2000	2000	2000
30	2000	2000	2000	2000
31	2000	2000	2000	2000
32	2000	2000	2000	2000
33	2000	2000	2000	2000
34	2000	2000	2000	2000
35	2000	2000	2000	2000
36	2000	2000	2000	2000
37	2000	2000	2000	2000
38	2000	2000	2000	2000
39	2000	2000	2000	2000
40	2000	2000	2000	2000
41	2000	2000	2000	2000
42	2000	2000	2000	2000
43	2000	2000	2000	2000
44	2000	2000	2000	2000
45	2000	2000	2000	2000
46	2000	2000	2000	2000
47	2000	2000	2000	2000
48	2000	2000	2000	2000
49	2000	2000	2000	2000
50	2000	2000	2000	2000

CIRCULO DE LA CORONA





ESTADO NACIONAL DE  
MONTAÑAS DE MARIQUITA



Subsistencia por agricultura  
de subsistencia

ANEXO

TRABAJO  
CAMPESINO  
SECCION  
TINA DE  
VICENTE G  
INDIO V



11/20/2009 10:11 AM  
11/20/2009 10:11 AM

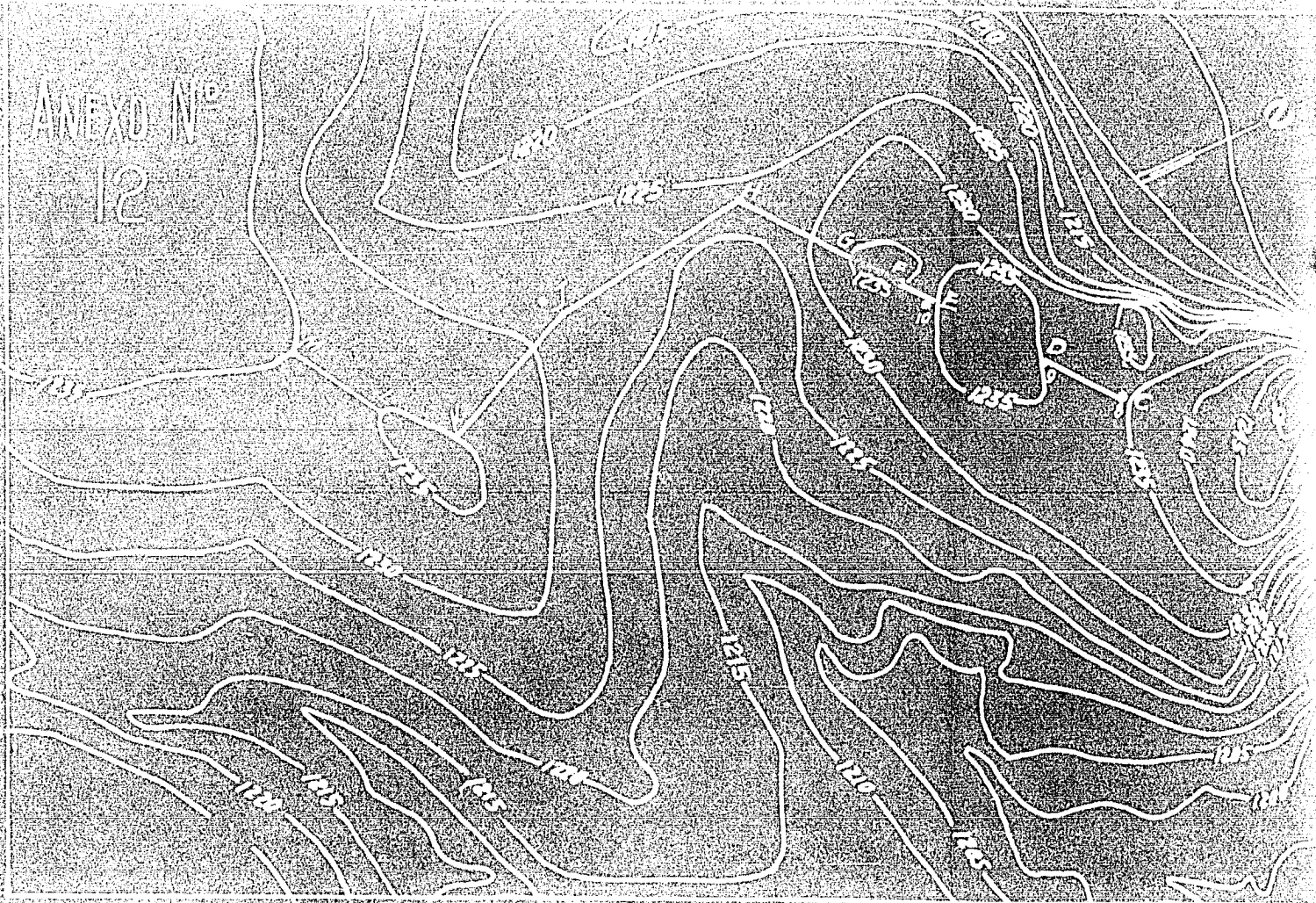
# ANEXO Nº 11

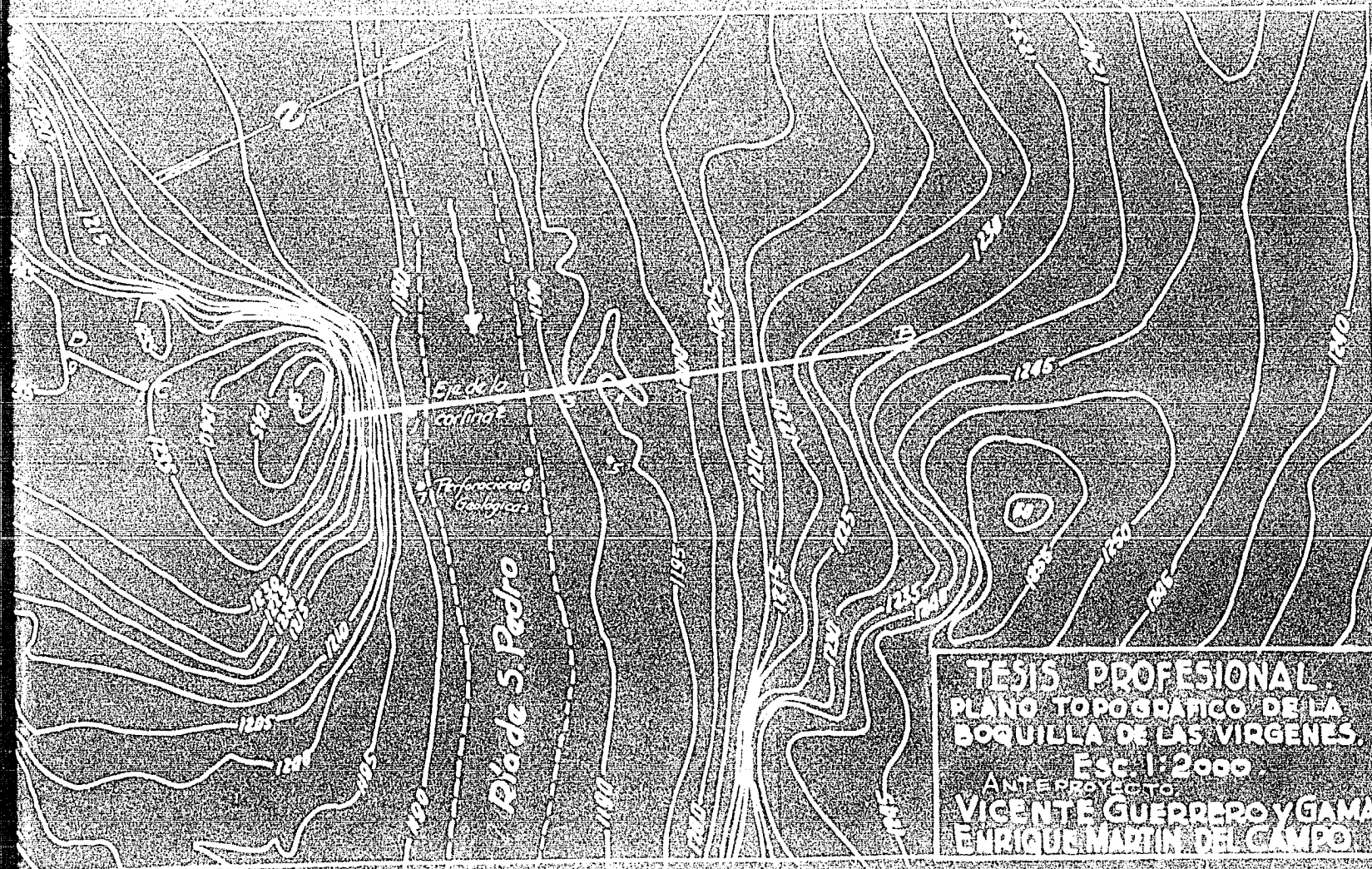
TRABAJO PROFESIONAL  
DE INGENIEROS  
CURVA DE ABRES DE LA  
SECCION DE UNA COP  
TINA DE GRAVEDAD  
VICENTE GUERRA DOMINGA  
INDIQUE MADRID DEL CIMED

FIN

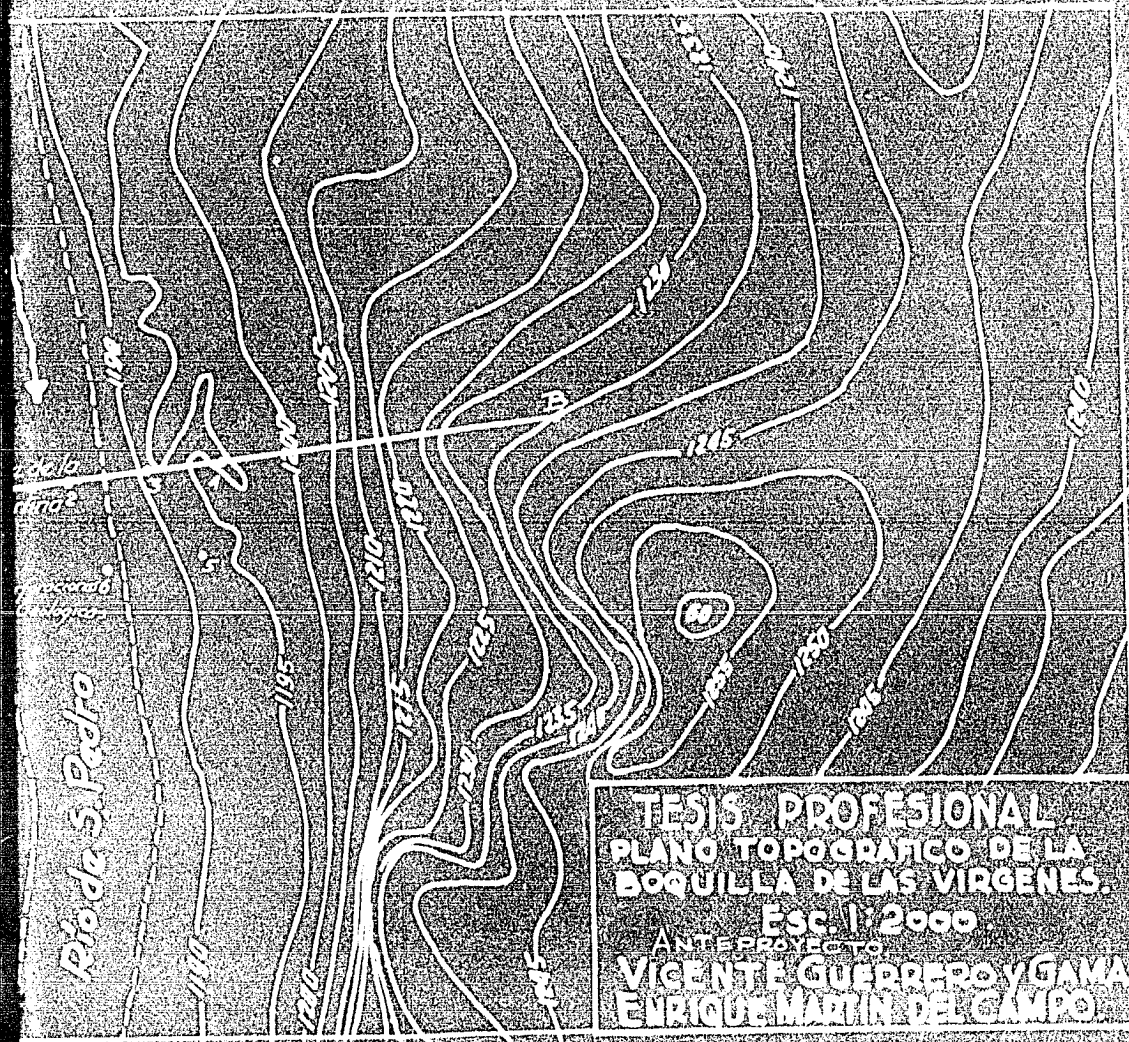


ANEXO N°  
12









TESIS PROFESIONAL  
PLANO TOPOGRAFICO DE LA  
BOQUILLA DE LAS VIRGENES.

ESC 1:2000

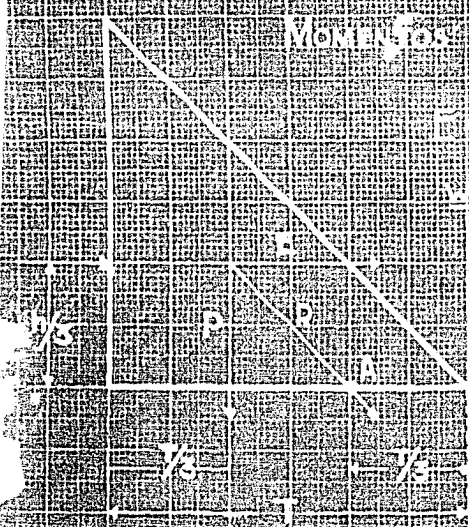
ANTEPROYECTO

VICENTE GUERRERO Y GAMA  
ENRIQUE MARTIN DEL CAMPO.



ESTUDIO TEÓRICO DE UNA CORDONA DE GRAVEDAD

CONDICIONES DE SUSPENSIÓN



MOMENTO EN EL LIMITE DEL TERCIER MEDIO

$$M = \frac{W l^2}{6}$$

$$M = \frac{W l^2}{6} \left( \frac{1}{3} + \frac{2}{3} \frac{h}{l} \right)$$

W peso del cable por unidad de longitud  
 l longitud de la cordona entre los puntos de apoyo

X =  $\frac{h}{l}$  = abscisa del punto de máxima deflexión



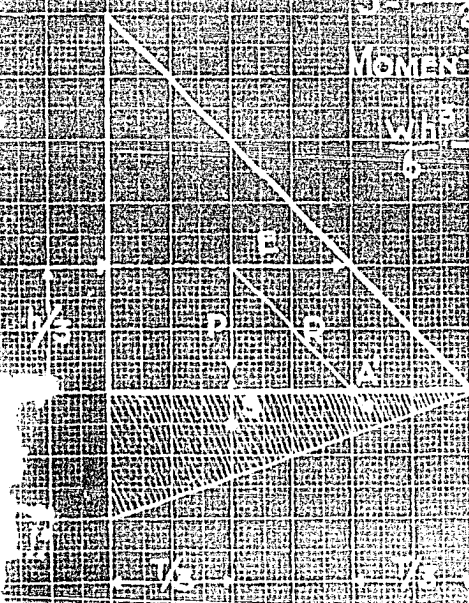
$$T = \frac{h}{\sqrt{X^2 - c^2}}$$

CONSIDERANDO SUPRESION

$$s = \frac{c W l T}{2}$$

MOMENTO RESPECTO A A

$$\frac{W h^3}{6} + \frac{T h^2 X}{6} + \frac{c W l T^2}{6} = 0$$



$$T = \frac{h}{\sqrt{X^2 - c^2}}$$

INGENIERO PROFESIONAL

AGUIRRE PROYECTANEA

EN MADRID DEL CAMPO

Arco No 14

11.10	11.10
11.11	11.11
11.12	11.12
11.13	11.13
11.14	11.14
11.15	11.15
11.16	11.16
11.17	11.17
11.18	11.18
11.19	11.19
11.20	11.20
11.21	11.21
11.22	11.22
11.23	11.23
11.24	11.24
11.25	11.25
11.26	11.26
11.27	11.27
11.28	11.28
11.29	11.29
11.30	11.30
11.31	11.31
11.32	11.32
11.33	11.33
11.34	11.34
11.35	11.35
11.36	11.36
11.37	11.37
11.38	11.38
11.39	11.39
11.40	11.40
11.41	11.41
11.42	11.42
11.43	11.43
11.44	11.44
11.45	11.45
11.46	11.46
11.47	11.47
11.48	11.48
11.49	11.49
11.50	11.50
11.51	11.51
11.52	11.52
11.53	11.53
11.54	11.54
11.55	11.55
11.56	11.56
11.57	11.57
11.58	11.58
11.59	11.59
11.60	11.60
11.61	11.61
11.62	11.62
11.63	11.63
11.64	11.64
11.65	11.65
11.66	11.66
11.67	11.67
11.68	11.68
11.69	11.69
11.70	11.70
11.71	11.71
11.72	11.72
11.73	11.73
11.74	11.74
11.75	11.75
11.76	11.76
11.77	11.77
11.78	11.78
11.79	11.79
11.80	11.80
11.81	11.81
11.82	11.82
11.83	11.83
11.84	11.84
11.85	11.85
11.86	11.86
11.87	11.87
11.88	11.88
11.89	11.89
11.90	11.90
11.91	11.91
11.92	11.92
11.93	11.93
11.94	11.94
11.95	11.95
11.96	11.96
11.97	11.97
11.98	11.98
11.99	11.99
12.00	12.00

REPUBLICA BOLIVIANA  
 GOBIERNO DEPARTAMENTAL

PROYECTOS DE LOS PUENTES C/D. C/ E. C/ G/ J/ K/  
MOSTRANDO LOS AMARRES DE LOS MUROS

ANEXO N° 13

Esc. VERT. 1cm = 2m

Esc. HORIZ. 1cm = 10m

TESIS PROFESIONAL

VICENTE GUERRERO Y GAMA

Y  
ENRIQUE MARTÍN DEL CAMPO

1936





CARGAS VERTICALES Y MOMENTOS

9.1.19-  
120-122-124-126-128

No. de Carga	Carga (kg)	Distancia (m)	Componente Vertical del C.M.		Componente Horizontal del C.M.										Totales		Carga (kg)	Distancia (m)	
			W <sub>1</sub>	W <sub>2</sub>	W <sub>1</sub> x D <sub>1</sub>	W <sub>2</sub> x D <sub>2</sub>	W <sub>1</sub> x D <sub>1</sub> x D <sub>2</sub>	W <sub>2</sub> x D <sub>2</sub> x D <sub>1</sub>	W <sub>1</sub> x D <sub>1</sub> x D <sub>1</sub>	W <sub>2</sub> x D <sub>2</sub> x D <sub>2</sub>	W <sub>1</sub> x D <sub>1</sub> x D <sub>2</sub>	W <sub>2</sub> x D <sub>2</sub> x D <sub>1</sub>	W <sub>1</sub> x D <sub>1</sub> x D <sub>1</sub>	W <sub>2</sub> x D <sub>2</sub> x D <sub>2</sub>	W <sub>1</sub> x D <sub>1</sub> x D <sub>2</sub>	W <sub>2</sub> x D <sub>2</sub> x D <sub>1</sub>			
1	100	1.0	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
2	200	2.0	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200
3	300	3.0	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300
4	400	4.0	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
5	500	5.0	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500
6	600	6.0	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600
7	700	7.0	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700
8	800	8.0	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800
9	900	9.0	900	900	900	900	900	900	900	900	900	900	900	900	900	900	900	900	900
10	1000	10.0	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
11	1100	11.0	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100
12	1200	12.0	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200
13	1300	13.0	1300	1300	1300	1300	1300	1300	1300	1300	1300	1300	1300	1300	1300	1300	1300	1300	1300
14	1400	14.0	1400	1400	1400	1400	1400	1400	1400	1400	1400	1400	1400	1400	1400	1400	1400	1400	1400
15	1500	15.0	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500
16	1600	16.0	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600
17	1700	17.0	1700	1700	1700	1700	1700	1700	1700	1700	1700	1700	1700	1700	1700	1700	1700	1700	1700
18	1800	18.0	1800	1800	1800	1800	1800	1800	1800	1800	1800	1800	1800	1800	1800	1800	1800	1800	1800
19	1900	19.0	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
20	2000	20.0	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000
21	2100	21.0	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100
22	2200	22.0	2200	2200	2200	2200	2200	2200	2200	2200	2200	2200	2200	2200	2200	2200	2200	2200	2200
23	2300	23.0	2300	2300	2300	2300	2300	2300	2300	2300	2300	2300	2300	2300	2300	2300	2300	2300	2300
24	2400	24.0	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400
25	2500	25.0	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500
26	2600	26.0	2600	2600	2600	2600	2600	2600	2600	2600	2600	2600	2600	2600	2600	2600	2600	2600	2600
27	2700	27.0	2700	2700	2700	2700	2700	2700	2700	2700	2700	2700	2700	2700	2700	2700	2700	2700	2700
28	2800	28.0	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800
29	2900	29.0	2900	2900	2900	2900	2900	2900	2900	2900	2900	2900	2900	2900	2900	2900	2900	2900	2900
30	3000	30.0	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000

La Pura submalla es unipolada de 2500 kg/jm<sup>2</sup>  
 La Carga de la truss es de 1000 kg/m<sup>2</sup>





120000

120000

120000

120000

120000

120000

120000

120000

120000

120000

120000

120000

120000

120000

120000

120000

120000

# Table of Collection

Year	Value	Value
1900	2000	2000
1901	2000	2000
1902	2000	2000
1903	2000	2000
1904	2000	2000
1905	2000	2000
1906	2000	2000
1907	2000	2000
1908	2000	2000
1909	2000	2000
1910	2000	2000
1911	2000	2000
1912	2000	2000
1913	2000	2000
1914	2000	2000
1915	2000	2000
1916	2000	2000
1917	2000	2000
1918	2000	2000
1919	2000	2000
1920	2000	2000
1921	2000	2000
1922	2000	2000
1923	2000	2000
1924	2000	2000
1925	2000	2000
1926	2000	2000
1927	2000	2000
1928	2000	2000
1929	2000	2000
1930	2000	2000
1931	2000	2000
1932	2000	2000
1933	2000	2000
1934	2000	2000
1935	2000	2000
1936	2000	2000
1937	2000	2000
1938	2000	2000
1939	2000	2000
1940	2000	2000
1941	2000	2000
1942	2000	2000
1943	2000	2000
1944	2000	2000
1945	2000	2000
1946	2000	2000
1947	2000	2000
1948	2000	2000
1949	2000	2000
1950	2000	2000
1951	2000	2000
1952	2000	2000
1953	2000	2000
1954	2000	2000
1955	2000	2000
1956	2000	2000
1957	2000	2000
1958	2000	2000
1959	2000	2000
1960	2000	2000
1961	2000	2000
1962	2000	2000
1963	2000	2000
1964	2000	2000
1965	2000	2000
1966	2000	2000
1967	2000	2000
1968	2000	2000
1969	2000	2000
1970	2000	2000
1971	2000	2000
1972	2000	2000
1973	2000	2000
1974	2000	2000
1975	2000	2000
1976	2000	2000
1977	2000	2000
1978	2000	2000
1979	2000	2000
1980	2000	2000
1981	2000	2000
1982	2000	2000
1983	2000	2000
1984	2000	2000
1985	2000	2000
1986	2000	2000
1987	2000	2000
1988	2000	2000
1989	2000	2000
1990	2000	2000
1991	2000	2000
1992	2000	2000
1993	2000	2000
1994	2000	2000
1995	2000	2000
1996	2000	2000
1997	2000	2000
1998	2000	2000
1999	2000	2000
2000	2000	2000

120000

# CONSTRUCTION

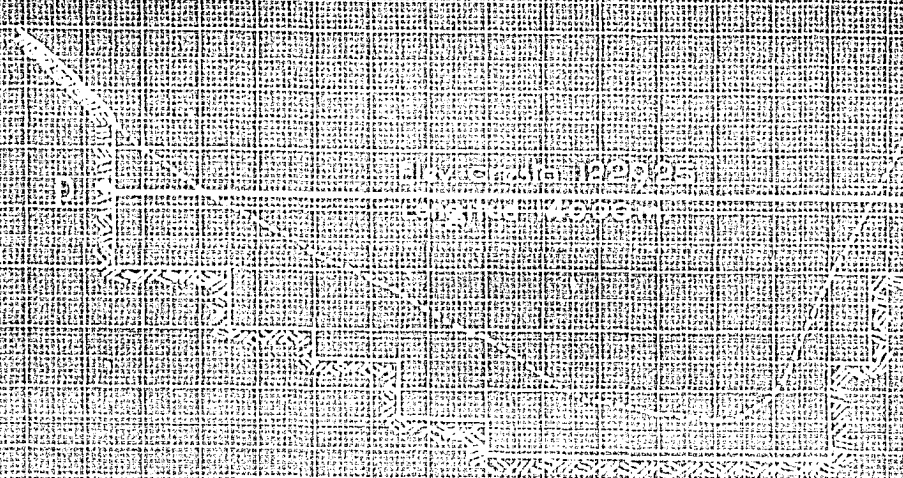
1	2	3	4
5	6	7	8
9	10	11	12
13	14	15	16
17	18	19	20
21	22	23	24
25	26	27	28
29	30	31	32
33	34	35	36
37	38	39	40
41	42	43	44
45	46	47	48
49	50	51	52
53	54	55	56
57	58	59	60
61	62	63	64
65	66	67	68
69	70	71	72
73	74	75	76
77	78	79	80
81	82	83	84
85	86	87	88
89	90	91	92
93	94	95	96
97	98	99	100

# INDEX

ANNEX I

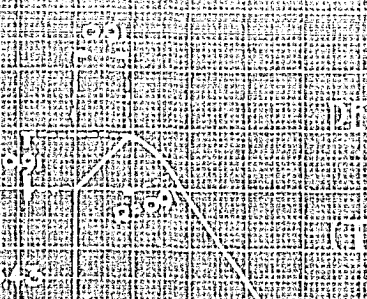
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
81	82	83	84	85	86	87	88	89	90
91	92	93	94	95	96	97	98	99	100





12.60 COPRIN (D)  
 13.00 DUE DIO (D)  
 14.00 SKINER (D) (D)  
 15.00 MONTEPRANCO (D) (D) (D)  
 16.00 DUE DIO (D) (D) (D) (D)  
 17.00 DUE DIO (D) (D) (D) (D)  
 18.00 FINE MONTI (D) (D) (D) (D)

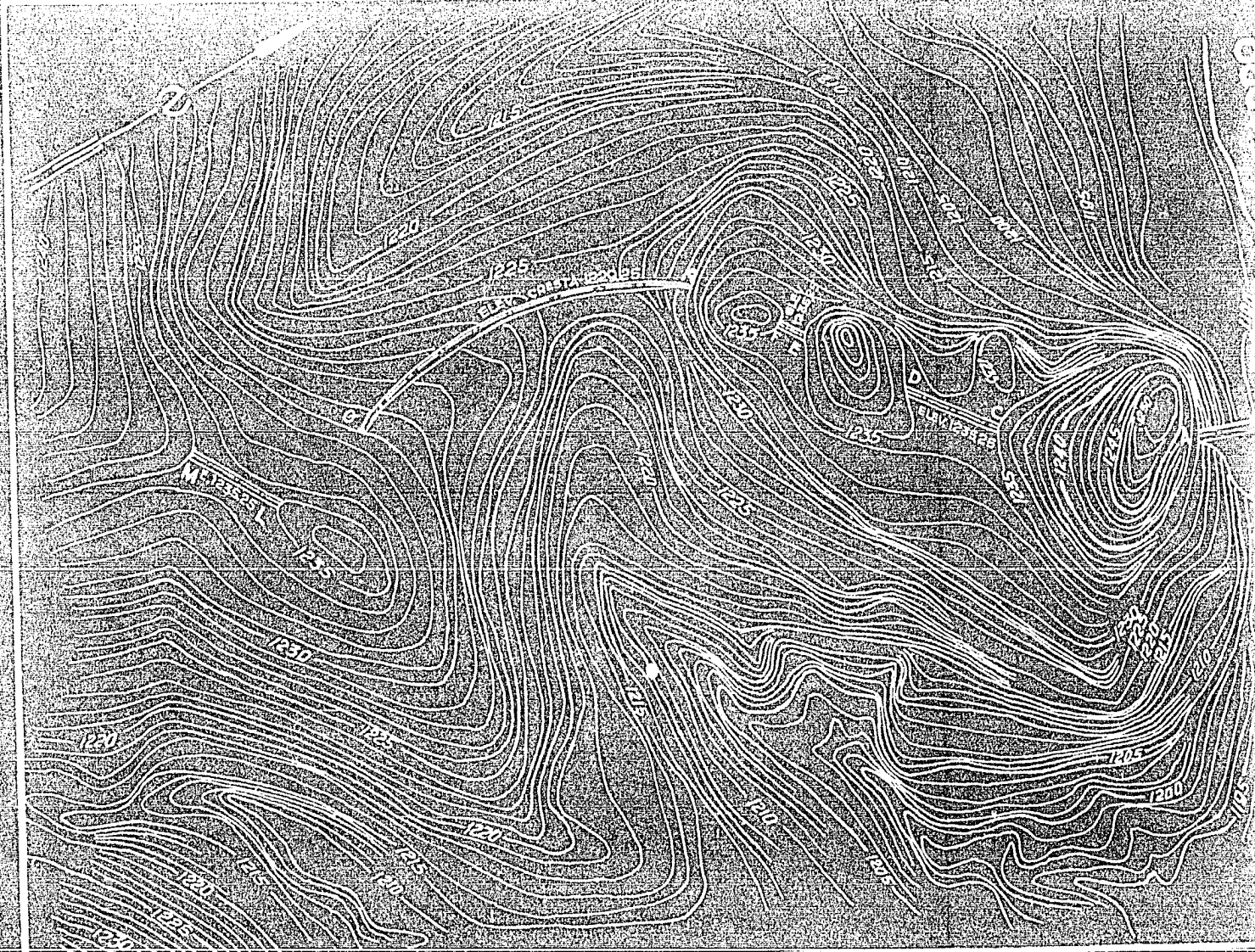
12.60

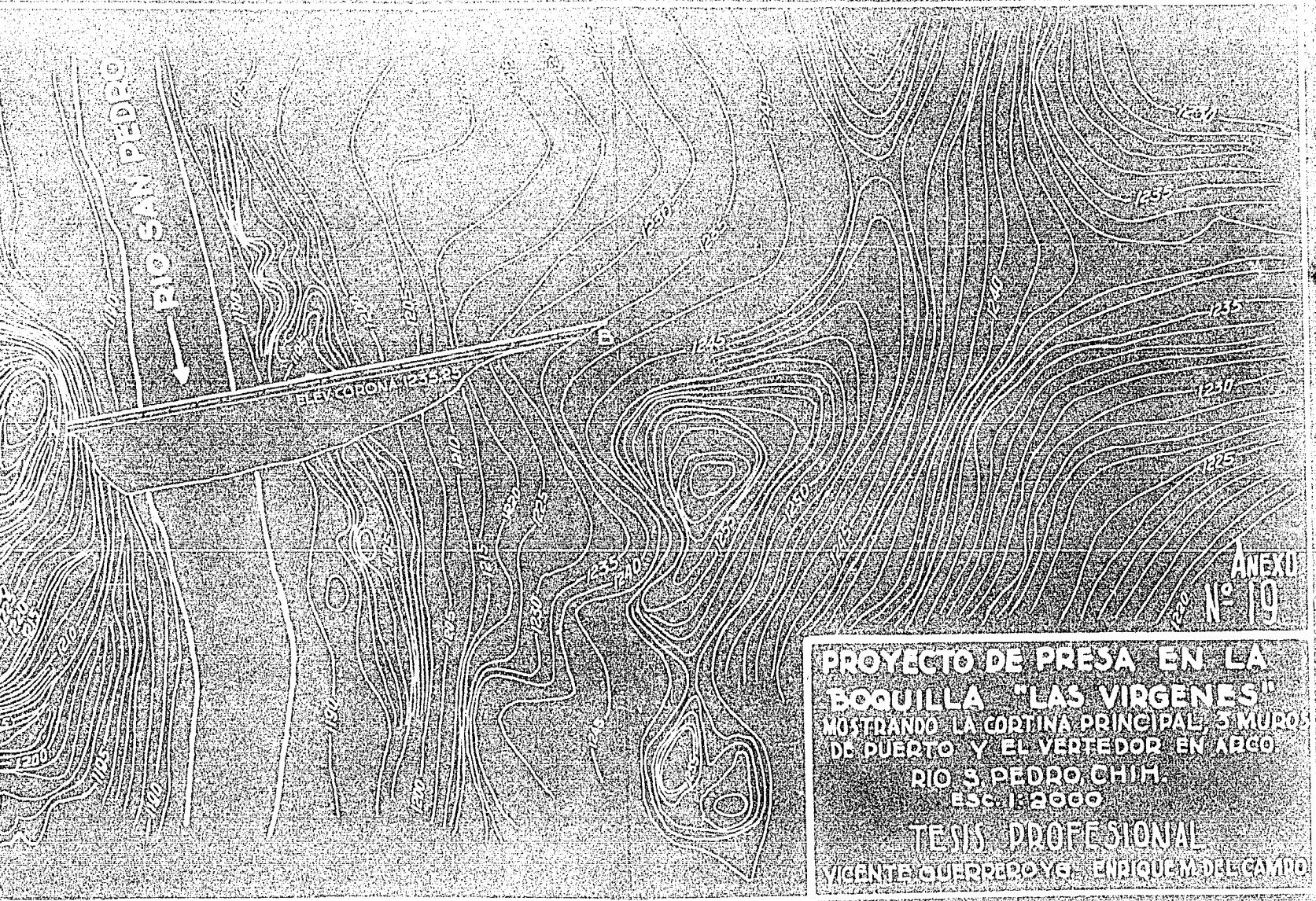


12.60 COPRIN (D)  
 13.00 DUE DIO (D)  
 14.00 SKINER (D) (D)  
 15.00 MONTEPRANCO (D) (D) (D)

ANEXI N° 18  
 12.60 COPRIN (D)  
 13.00 DUE DIO (D)  
 14.00 SKINER (D) (D)  
 15.00 MONTEPRANCO (D) (D) (D)

12.60 COPRIN (D)  
 13.00 DUE DIO (D)  
 14.00 SKINER (D) (D)  
 15.00 MONTEPRANCO (D) (D) (D)



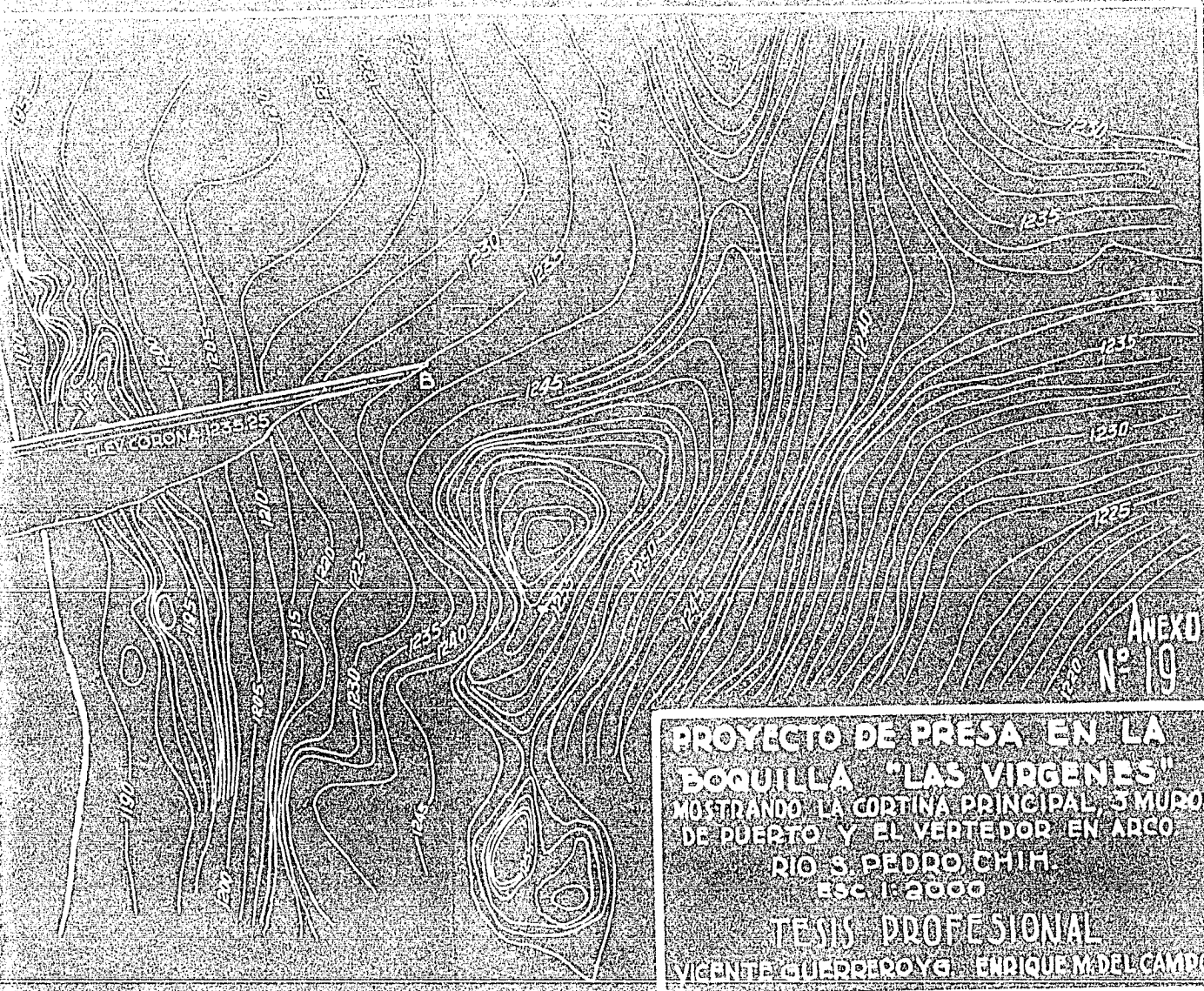


ANEXO  
Nº 19

**PROYECTO DE PRESA EN LA BOQUILLA "LAS VIRGENES"**  
MOSTRANDO LA CORTINA PRINCIPAL, 3 MUROS DE PUERTO Y EL VERTEDOR EN ARCO  
RIO S. PEDRO, CHIH.  
Esc. 1:2000

**TEMA PROFESIONAL**  
VICENTE GUERRERO Y G. ENRIQUE M. DEL CAMPO





ANEXO  
Nº 19

**PROYECTO DE PRESA EN LA  
BOQUILLA "LAS VIRGENES"**  
MOSTRANDO LA CORTINA PRINCIPAL, 3 MUROS  
DE PUERTO Y EL VERTEDOR EN ARCO  
RIO S. PEDRO, CHIH.  
ESC. 1:2000

TESIS PROFESIONAL  
VICENTE GUERRERO Y ENRIQUE M. DEL CAMPO

# OPERA DE TOMA PARA LA DIFUSIÓN DE LAS VIRGENES

## PROYECTO DE LEY DE FORTALECIMIENTO

DE LA ECONOMÍA NACIONAL Y DEL COMERCIO EXTERIOR

DE LA LEY DE FORTALECIMIENTO DE LA ECONOMÍA NACIONAL Y DEL COMERCIO EXTERIOR

DE LA LEY DE FORTALECIMIENTO DE LA ECONOMÍA NACIONAL Y DEL COMERCIO EXTERIOR

ART. 1.

OBJETIVO

ART. 2.

DEFINICIONES

ART. 3.

ART. 4.

ART. 5.

ART. 6.

ART. 7.

ART. 8.

ART. 9.

ART. 10.

ART. 11.

ART. 12.

ART. 13.

ART. 14.

ART. 15.

ART. 16.

ART. 17.

ART. 18.

ART. 19.

ART. 20.

ART. 21.

ART. 22.

ART. 23.

ART. 24.

ART. 25.

ART. 26.

ART. 27.

ART. 28.

ART. 29.

ART. 30.

ART. 31.

ART. 32.

ART. 33.

ART. 34.

ART. 35.

ART. 36.

ART. 37.

ART. 38.

ART. 39.

ART. 40.

ART. 41.

ART. 42.

ART. 43.

ART. 44.

ART. 45.

ART. 46.

ART. 47.

ART. 48.

ART. 49.

ART. 50.

ART. 51.

ART. 52.

ART. 53.

ART. 54.

ART. 55.

ART. 56.

ART. 57.

ART. 58.

ART. 59.

ART. 60.

ART. 61.

ART. 62.

ART. 63.

ART. 64.

ART. 65.

ART. 66.

ART. 67.

ART. 68.

ART. 69.

ART. 70.

ART. 71.

ART. 72.

ART. 73.

ART. 74.

ART. 75.

ART. 76.

ART. 77.

ART. 78.

ART. 79.

ART. 80.

ART. 81.

ART. 82.

ART. 83.

ART. 84.

ART. 85.

ART. 86.

ART. 87.

ART. 88.

ART. 89.

ART. 90.

ART. 91.

ART. 92.

ART. 93.

ART. 94.

ART. 95.

ART. 96.

ART. 97.

ART. 98.

ART. 99.

ART. 100.

ART. 101.

ART. 102.

ART. 103.

ART. 104.

ART. 105.

ART. 106.

ART. 107.

ART. 108.

ART. 109.

ART. 110.

ART. 111.

ART. 112.

ART. 113.

ART. 114.

ART. 115.

ART. 116.

ART. 117.

ART. 118.

ART. 119.

ART. 120.

ART. 121.

ART. 122.

ART. 123.

ART. 124.

ART. 125.

ART. 126.

ART. 127.

ART. 128.

ART. 129.

ART. 130.

ART. 131.

ART. 132.

ART. 133.

ART. 134.

ART. 135.

ART. 136.

ART. 137.

ART. 138.

ART. 139.

ART. 140.

ART. 141.

ART. 142.

ART. 143.

ART. 144.

ART. 145.

ART. 146.

ART. 147.

ART. 148.

ART. 149.

ART. 150.

ART. 151.

ART. 152.

ART. 153.

ART. 154.

ART. 155.

ART. 156.

ART. 157.

ART. 158.

ART. 159.

ART. 160.

ART. 161.

ART. 162.

ART. 163.

ART. 164.

ART. 165.

ART. 166.

ART. 167.

ART. 168.

ART. 169.

ART. 170.

ART. 171.

ART. 172.

ART. 173.

ART. 174.

ART. 175.

ART. 176.

ART. 177.

ART. 178.

ART. 179.

ART. 180.

ART. 181.

ART. 182.

ART. 183.

ART. 184.

ART. 185.

ART. 186.

ART. 187.

ART. 188.

ART. 189.

ART. 190.

ART. 191.

ART. 192.

ART. 193.

ART. 194.

ART. 195.

ART. 196.

ART. 197.

ART. 198.

ART. 199.

ART. 200.

ART. 201.

ART. 202.

ART. 203.

ART. 204.

ART. 205.

ART. 206.

ART. 207.

ART. 208.

ART. 209.

ART. 210.

ART. 211.

ART. 212.

ART. 213.

ART. 214.

ART. 215.

ART. 216.

ART. 217.

ART. 218.

ART. 219.

ART. 220.

ART. 221.

ART. 222.

ART. 223.

ART. 224.

ART. 225.

ART. 226.

ART. 227.

ART. 228.

ART. 229.

ART. 230.

ART. 231.

ART. 232.

ART. 233.

ART. 234.

ART. 235.

ART. 236.

ART. 237.

ART. 238.

ART. 239.

ART. 240.

ART. 241.

ART. 242.

ART. 243.

ART. 244.

ART. 245.

ART. 246.

ART. 247.

ART. 248.

ART. 249.

ART. 250.

ART. 251.

ART. 252.

ART. 253.

ART. 254.

ART. 255.

ART. 256.

ART. 257.

ART. 258.

ART. 259.

ART. 260.

ART. 261.

ART. 262.

ART. 263.

ART. 264.

ART. 265.

ART. 266.

ART. 267.

ART. 268.

ART. 269.

ART. 270.

ART. 271.

ART. 272.

ART. 273.

ART. 274.

ART. 275.

ART. 276.

ART. 277.

ART. 278.

ART. 279.

ART. 280.

ART. 281.

ART. 282.

ART. 283.

ART. 284.

ART. 285.

ART. 286.

ART. 287.

ART. 288.

ART. 289.

ART. 290.

ART. 291.

ART. 292.

ART. 293.

ART. 294.

ART. 295.

ART. 296.

ART. 297.