



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**PROYECTO URBANO DE UN CEMENTERIO EN
LA CIUDAD DE VILLAHERMOSA TABASCO**

T E S I S
Que para Obtener el Título de:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
ALEJANDRO BAUTISTA CRUZ

MEXICO, D. F.

1979



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVANZADA

FACULTAD DE INGENIERIA
EXAMENES PROFESIONALES
60-1-218

Al Pasante señor ALEJANDRO BAUTISTA CRUZ,
P r e s e n t e .

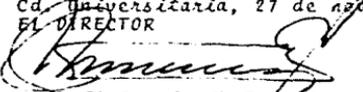
En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. Jorge Luis Navarro Ponce, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"PROYECTO URBANO DE UN CEMENTARIO EN LA CIUDAD DE VILLA - HERMOSA TABASCO"

- I. Introducción
- II. Generalidades
- III. Proyecto de Ingeniería Urbano
 - a) Proyecto geométrico
 - b) Nivelación y seccionamiento
 - c) Estudio de rasantes
 - d) Diseño de pavimentos
 - e) Proyecto de agua potable
 - f) Proyecto del sistema de alcantarillado
 - g) Proyecto de electrificación
- IV. Antepresupuesto
- V. Conclusiones

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, 27 de noviembre de 1979
El DIRECTOR


ING. JAVIER JIMENEZ ESPRIU


JJE/08/11/79

" PROYECTO URBANO DE UN CEMENTERIO EN LA CIUDAD DE
VILLAHERMOSA TABASCO "

I N D I C E

	<u>Página</u>
I. INTRODUCCION	1
II. GENERALIDADES	7
III. PROYECTO DE INGENIERIA URBANO	8
a) Proyecto geométrico	8
b) Nivelación y seccionamiento	14
c) Estudio de rasantes	18
d) Diseño de pavimentos	23
e) Proyecto de agua potable	28
f) Proyecto del sistema de alcantarillado ..	75
g) Proyecto de electrificación	93
IV. ANTEPRESUPUESTO	106
V. CONCLUSIONES	115
REFERENCIAS	118

I. INTRODUCCION

Debido al gran auge que ha tenido la ciudad de Villahermosa, Tabasco, con el descubrimiento de petróleo en la región, se ha visto en la necesidad de incrementar sus servicios públicos para poder satisfacer las necesidades de la población.

De acuerdo a las condiciones en que se encuentran estos servicios, algunos sufriran ampliaciones, para lograr con esto satisfacer las necesidades demandadas, para otros será necesario hacer nuevas instalaciones; uno de estos servicios lo representa el cementerio, ya que el que existe actualmente es insuficiente.

El cementerio será ubicado en un predio localizado al oeste de la ciudad, cerca del periférico y siendo su acceso relativamente fácil, ya que existen varias vías que llegan a él.

La finalidad de este trabajo consiste en dimensionar los servicios con que debe contar el cementerio, como son las vialidades interiores, agua potable, sistema de alcantarillado y el servicio de energía eléctrica.

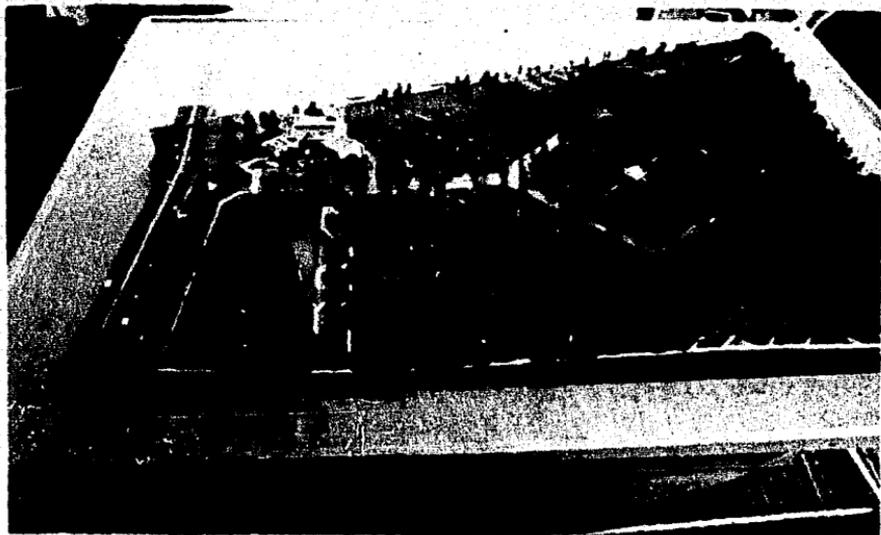
El punto de partida de este trabajo fué el proyecto arquitectónico, desarrollado por un grupo especialista y contempla -

zonas de tumbas, criptas y osarios, así como vialidades, ornamentación y servicios, entre los que se encuentran estacionamientos, una capilla, velatorios, oficinas y cafetería.

El área disponible del predio es de 10.53 Ha, a la cual habrá que descontarle la correspondiente a vialidades, servicios, restricciones y ornamentación.

Con este proyecto se pretende no solamente satisfacer las necesidades actuales, sino también prever el futuro crecimiento de la población y dar un servicio que reúna los requisitos que al respecto se requieren.

El proyecto arquitectónico del cementerio se muestra en el plano 1 y a continuación se muestran unas fotografías de la maqueta del cementerio, elaborada por el grupo de especialistas y la que representa la forma y distribución que se desea y la cual tratará de respetarse al máximo.



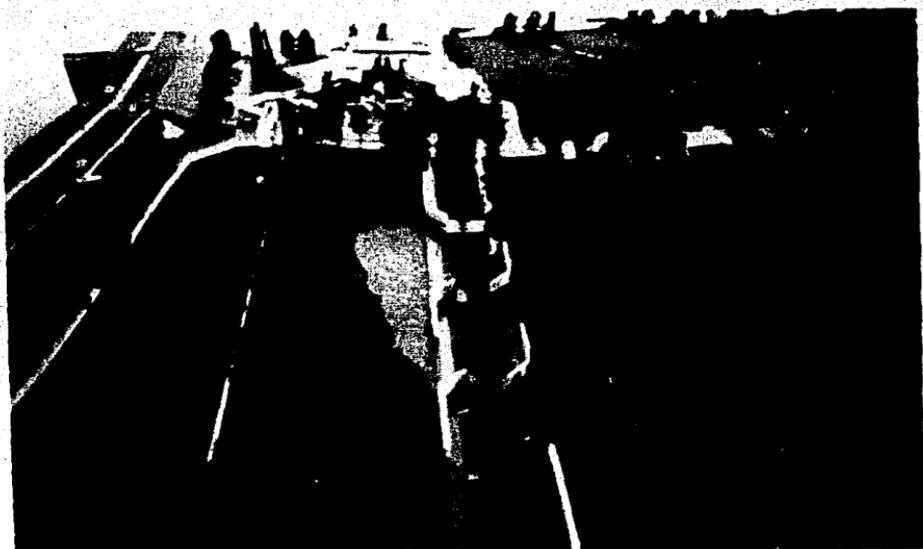
EN ESTA FOTO SE PUEDE APRECIAR UN PANORAMA GENERAL-
DE LA MAQUETA QUE MUESTRA LO QUE SERA EL CEMENTERIO,
MOSTRANDOSE LAS ZONAS DE TUMBAS, CRIPTAS, CALLES, -
ANDADORES Y LA ZONA DE SERVICIOS.



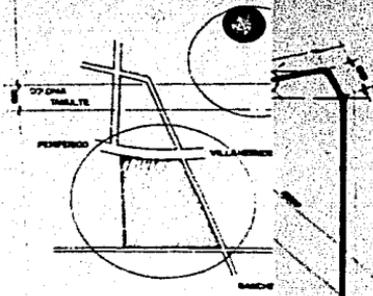
AQUI SE PUEDE APRECIAR LA ZONA DE TUMBAS (1), CRIP
TAS (2), ANDADORES PRIMARIOS (3), ANDADORES SECUN-
DARIOS (4), ESTACIONAMIENTOS (5), EL MONUMENTO EN-
EL CUADRO CENTRAL Y LA CALLE PRINCIPAL A-1(7).



VISTA DE LA CALLE PRINCIPAL A-1 A LA ENTRADA (7)
Y LA ZONA DE SERVICIOS (8).

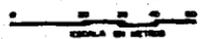
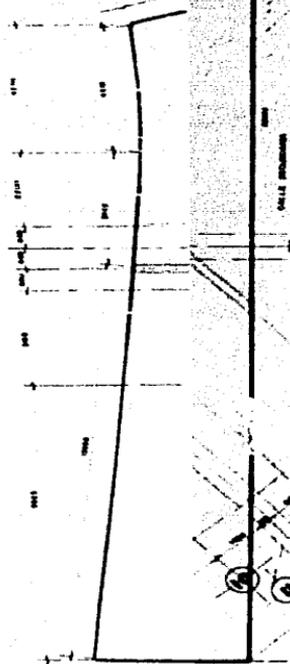


VISTA DEL LAGO PROPUESTO PARA ORNATO.



CROQUIS DE LOCALIZACION

100



FACULTAD DE INGENIERIA	
U N A M	
CEMENTERIO VILLA NEPESHA, TABASCO	
PLANO ARQUITECTONICO	
P-1	TESIS PROFESIONAL
	ALEJANDRO BAUTISTA CRUZ

II. GENERALIDADES SOBRE INGENIERIA URBANA

La Ingeniería Urbana tiene como finalidad el planear de ---- acuerdo a ciertas especificaciones la manera de proporcionar los servicios públicos a una comunidad, teniendo en cuenta -- que estos sean lo más eficientes.

Los servicios principales que se consideran son; la vialidad como acceso a las zonas habitadas o relativas a ellas y es la primera que debe considerarse, ya que el trazo de calles es - el punto de partida para definir otros servicios.

Las calles estan restringidas por varios conceptos que van de acuerdo al uso que se les vaya a dar como son; el ancho de -- calle, grado de curvatura, pendiente, ancho de camellón, banquetas, etc.

Una vez definido el trazo de calles, se puede proyectar la -- red de agua potable, el sistema de alcantarillado, red de - - energía eléctrica, de teléfonos y red de gas natural.

El proyecto de Ingeniería Urbana se ha generalizado a diferentes tipos de urbanización como fraccionamientos, campos de - golf, cementerios, ciudades industriales, etc., con el cual, - teniendo una buena planeación de los mismos, se han obtenido resultados bastante satisfactorios.

III. PROYECTO DE INGENIERIA URBANA

a) PROYECTO GEOMETRICO

La distribución de calles y andadores en el predio propuestas en el proyecto arquitectónico se hizo de acuerdo a las necesidades que se quiere satisfacer dentro de este, como el acceso a tumbas, criptas y a las instalaciones y también de acuerdo a la posición de este con respecto a las calles que lo colindan.

El cementerio se dividió en 5 vialidades con el objeto de facilitar los trabajos, a las que se les asignó una letra (A-E), quedando en la zona A la calle principal, a la cual se le llamó A-1 y las otras cuatro repartidas en las zonas de andadores, los que a su vez se dividieron en B-1, B-2, B-3, B-4, B-5, C-1, C-2, C-3, D-1, D-2, D-3, E-1, E-2, E-3.

Los primeros trabajos topográficos que se realizaron fueron, la determinación de linderos, ubicación del predio con respecto a las calles que lo rodean, restricciones constructivas y la localización de puntos de interés dentro del predio, como son árboles y postes principalmente.

Para poder determinar los linderos, se realizó el levantamiento físico mediante una poligonal de apoyo y con ésta, mediante radiaciones se localizaron los puntos más notables del lindero actual, así como de vialidades próximas al predio, como el periférico y dos calles que lo colindan.

Partiendo de la poligonal de apoyo y con el lindero actual, se procedió a determinar la poligonal de deslinde, que son los linderos que debe tener el predio, considerando las afectaciones federales a que está condicionado y que son las siguientes:

Sección A-A: Ancho 30.00 m, localizada al norte del predio sobre el periférico.

Sección B-B: Ancho 10.15 m, localizada al este del predio.

Sección C-C: Ancho 10.80 m, localizada al sur del predio.

Esta información obtenida en campo, se procesó en computadora mediante un programa de coordenadas geométricas (ICES-COGO), el cual, como su nombre lo indica opera mediante coordenadas geométricas relativas a puntos sobre la poligonal u otros. Como punto de partida; se fijan -

coordenadas arbitrarias a un punto o vértice, y con los datos del levantamiento físico, como rumbos o azimuthes se localizan las de los demás puntos, ya sea de la poligonal o relativos a esta.

El programa proporciona los errores de cierre en la poligonal y la aproximación líneal, tabla de coordenadas compensadas, tabla de distancias y azimuthes compensadas, coordenadas de los puntos, áreas, rumbos y distancias de los lados y datos de curvas.

La operación del programa se lleva a cabo mediante instrucciones llamadas "Comandos"; estas instrucciones están elaboradas cada una para un problema en particular, y la cantidad de comandos existentes abarcan a la mayoría de los problemas geométricos que pueden presentarse. A continuación se mencionan algunos comandos y la descripción de su operación.

S T Ø R E J Y X, Este comando almacena las coordenadas (Y, X) del punto J.

L Ø A Z J N D A, Localiza con azimuth. Desde el punto J localiza N a una distancia D y azimuth A.

L Ø B R J N D B, Localiza con rumbo. Desde J localiza N a una distancia D y rumbo B.

L Ø L I N J K N D, Localiza con recta. Desde J, en la dirección K, localiza N a una distancia D desde J.

P T I N T N J K L M, Intersección de rectas. Localiza el punto N por la intersección de la recta definida por los puntos J y K y con la recta definida por los puntos L y M.

Con los resultados obtenidos se procedió a elaborar el plano 2 llamado plano del deslinde, que contiene el lindero actual, la poligonal de apoyo y el lindero determinado considerando las afectaciones.

Una vez definido el deslinde y de acuerdo al proyecto -- arquitectónico de calles y andadores, se procedió a defi nir los puntos importantes para el trazo físico de ellos, los cuales fueron codificados e introducidos en la compu tadora y así determinar las coordenadas de los vértices-- más importantes, con los cuales se calcularon los rumbos y las distancias de cada tramo, las curvas horizontales-- (que incluyen; su radio, longitud de curva, deflexión y-- coordenadas de principio de curva, principio de tangente

y del centro de curva). Con estos datos se procedió a dibujar el plano 3, que contiene los ejes de calles y an dadores y al que se le denominó plano de trazo.

A partir del plano de trazo, se procedió a definir utili zando el mismo programa, los paramentos de manzanas (o -cuarteles) en los que se subdivide el cementerio, definiendo los vertices de cada zona, así como los andadores.

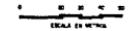
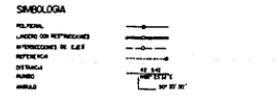
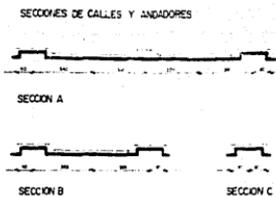
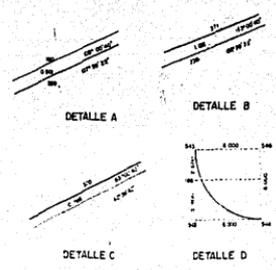
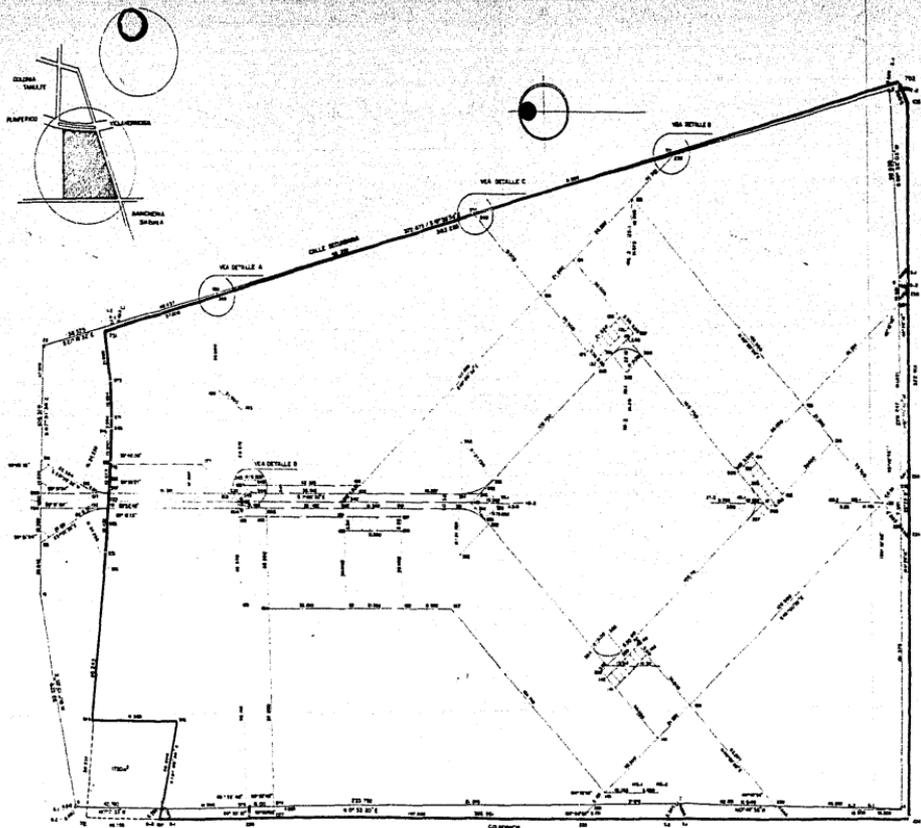
Una vez conocidas las coordenadas de cada vertice de zona, se determinaron las áreas parciales de las mismas y los ángulos interiores de las mismas.

Las manzanas o cuarteles, a su vez fueron divididos por andadores secundarios (o ejes maestros) localizados a ca da 20 tumbas, tanto en un sentido como en otro. Para és ta hubo necesidad de determinar el número de tumbas de cada cuartel, de acuerdo a las siguientes dimensiones: - ancho 1.25 m. y largo 2.65 m.

Los datos de esta etapa fueron vertidos y consignados en el plano 4, denominado plano de lotificación.

A continuación se muestra un resumen de los datos técnicos que se emplearon y resultados obtenidos :

Longitud de poligonal de apoyo	1,324.958 m
Error total	0.057 m
Precisión del levantamiento	1:23,135.350
Tolerancia líneal	1:15,000
Error angular	54"
Tolerancia angular	1'
Area dentro de linderos actuales	102,579.023m ²
Area dentro de la poligonal de apoyo	104,411.665m ²
Area del predio con restricciones	100,469.690m ²



FACULTAD DE INGENIERIA
UNAM
 CEMENTERIO VILLA HERRERA "ABASCO"
 PLANO DE EJES DE CALLES
 P-3
 TESIS PROFESIONAL
 ALEJANDRO BAUTISTA CRUZ

b) NIVELACION Y SECCIONAMIENTO

Basándose en el plano de trazo, se procedió con este a localizar físicamente los puntos importantes para la definición de los ejes de calles y andadores, mediante un estacado a cada 20 m. por los ejes correspondientes, así como también en las intersecciones de calles.

Al origen de cadenamientos para los andadores se le asignó el valor 0 + 000; siendo este origen los vertices de intersección entre vialidades y que va de acuerdo a la ubicación y dirección de estos. El número asignado a estos vertices, corresponde al reportado en el plano de trazo y es el siguiente :

ANDADOR	No. DE VERTICE QUE DEFINE EL ORIGEN.
B-1	164
B-2	165
B-3	163
B-4	159
B-5	157
C-1	138
C-2	140
C-3	142
D-1	125

ANDADOR	No. DE VERTICE QUE DEFINE EL ORIGEN.
D-2	132
D-3	117
E-1	168
E-2	130
E-3	131

Para el caso particular de la vialidad A-1, el origen se encuentra en el vertice 347, dando la vuelta al cuadro central y regresando por el lado opuesto a la circulación de la avenida de entrada, siendo el fin del cadenamiento el vertice 191.

Una vez definido el cadenamiento, se procedió a llevar a cabo la nivelación y el seccionamiento mediante un nivel automático, tomando como banco de nivel un punto arbitrario que fué la base de concreto de un poste de luz ubicado en el camellón del periférico, el que tenía asignada la elevación 97.481 m.s.n.m.

Para los seccionamientos, se basó en los anchos de calles y andadores propuestos en el proyecto arquitectónico ya que cumplen con las especificaciones de la SAHOP, para este tipo de proyecto. En el plano 1 se muestran los cortes de estas secciones con sus respectivas acotaciones correspondiendo la sección "A" a la calle A-1, cuan-

do es de doble sentido y la sección "B" cuando es solo un sentido de circulación, los andadores principales tienen el tipo de sección "C" y para los andadores secundarios que no aparecen en dicho plano, se consideró un ancho de 1.20 m.

Los seccionamientos se hicieron en cada estacado, así como en las intersecciones de las vialidades.

Los datos de los puntos nivelados se procesaron mediante un programa de computadora que usa el método de nivelación ordinaria, el cual primero calcula la cota de cada punto nivelado, el error de cierre en la nivelación y la tolerancia de esta, la cual esta en función de la distancia, ésto es :

$$T_n = 0.04 \sqrt{2 K}$$

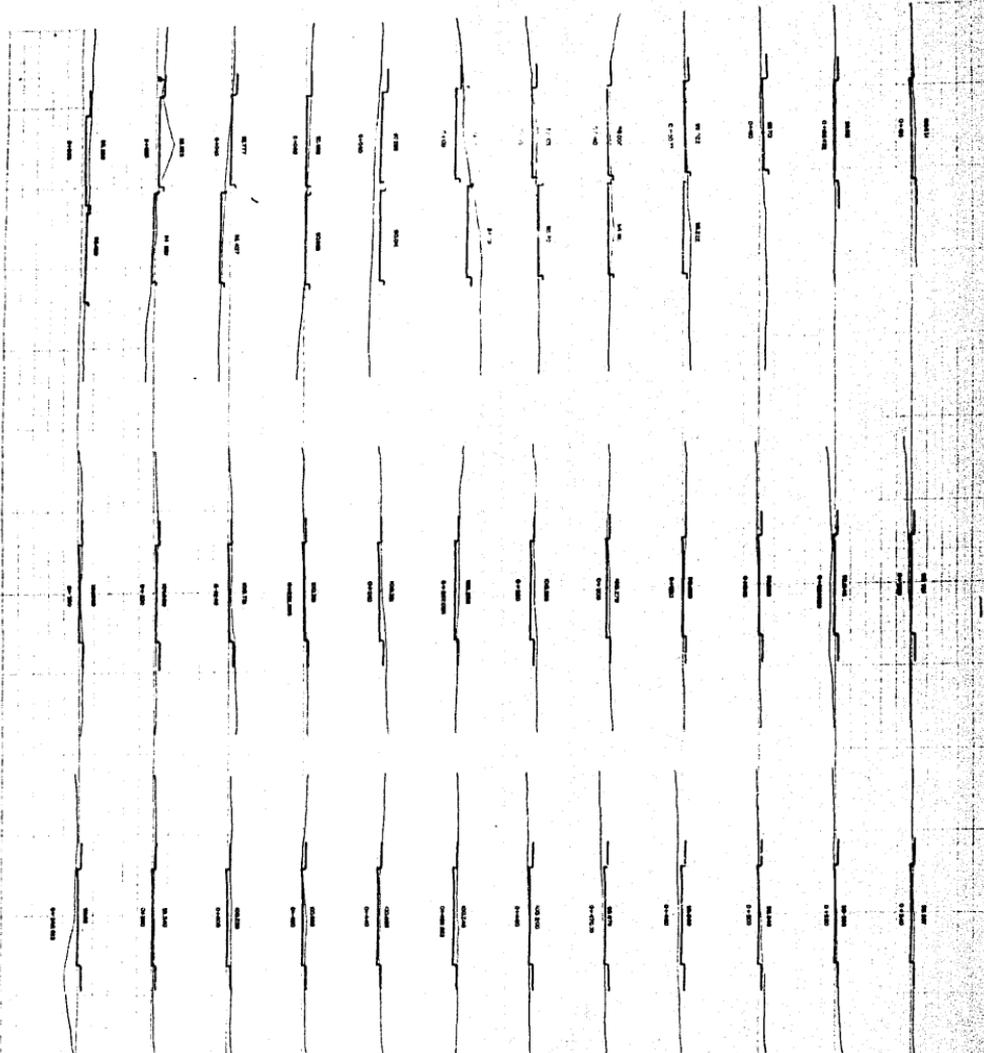
Donde :

T_n = Tolerancia en la nivelación

K = Desarrollo de la nivelación en Km.

Si el error es menor que la tolerancia, el mismo programa lo compensa y calcula la cota compensada de cada punto.

Con los resultados obtenidos de este análisis, se procedió a dibujar los perfiles de los ejes de calles y andadores, así como los seccionamientos. En los planos 5 y 6 se muestran como ejemplo el perfil de la calle A-1 y su correspondiente seccionamiento respectivamente, considerando en estos el estudio de rasantes que se menciona a continuación.



FACULTAD DE INGENIERIA	
U N A M	
CERROTECO VILLO HERRERA, TARRASCO	
SECCION DE CALLE A-2	
P-6	INGENIERO PROFESIONAL
	ALEJANDRO BAUTISTA CRUZ

c) ESTUDIO DE RASANTES

Una vez que se elaboraron los perfiles y secciones de calles y andadores, se realizó el estudio de rasantes, consignando todos los datos de curvas verticales (cadena---miento y elevación del P.C.V., P.I.V. y P.T.V.), así como los cadenamios de cada estación, cotas de terreno y las cotas de la rasante propuesta, considerando tam---bién las pendientes resultantes.

La pendiente máxima que resultó de este estudio fué para la avenida principal, siendo del 17% y que es menor del 18% que es la recomendada para este tipo de predios.

Con los datos de secciones de calles, andadores y los -- obtenidos del estudio de rasantes, se dibujaron las secciones, con los que se evaluó el despalme, longitud de - corte y terraplen. A partir de los cuales se calcularon las áreas y volúmenes de terracerías.

A continuación, se muestran los cálculos para obtener - los volúmenes de terracerías de la calle A-1, así como - también el resumen de los volúmenes del total de terracerías de las vialidades.

CALLE	CADENAMIENTO	DESPALME m	CORTE m2	TERRAPLEN m2	DISTANCIA/2 m	AREA DE DESPALME (m2)	V O L U M E N	
							CORTE m3	TERRAPLEN m3
A-1	0+000	14.50	4.30	0.055				
	0+020	13.90	6.46	0.14	10.0	284.00	107.60	1.95
	0+040	15.25	0.63	1.39	10.00	291.50	70.90	15.30
	0+060	15.35	1.28	1.40	10.00	306.00	19.10	27.90
	0+080	16.90		8.36	10.00	322.50	12.80	97.60
	0+100	15.30	6.12		10.00	322.00	61.20	83.60
	0+120	15.55	1.79	0.97	10.00	308.50	79.10	9.70
	0+140	14.20	2.24	0.28	10.00	297.50	40.30	12.50
	0+152.37	15.40	2.73	0.38	6.19	183.08	30.74	4.08
	0+160	9.65	0.95	0.33	3.82	95.69	14.04	2.71
	0+169.432	9.88		1.55	4.72	92.08	4.48	8.86
	0+180	9.39	0.95	0.25	5.29	101.84	5.02	9.51
	0+200	9.25	1.25	0.15	10.00	186.40	22.00	4.00
	0+220	9.54	1.40	0.36	10.00	187.90	26.50	5.10
	0+240	9.45	1.50	0.15	10.00	189.90	29.00	5.10
	0+252.889	9.70	0.60	0.89	6.45	123.42	13.53	6.70
					3.56	68.26	5.40	4.87

CALLE	CADENAMIENTO	DESPALME m	CORTE m2	TERRAPLEN m2	DISTANCIA/2 m	AREA DE DESPALME (m2)	V O L U M E N	
							CORTE m3	TERRAPLEN m3
	0+260	9.50	0.92	0.48				
	0+267.026	9.70	0.61	0.73	3.52	67.46	5.38	4.25
	0+280	9.10	1.53		6.49	121.92	13.88	4.73
	0+300	9.57	0.92	0.42	10.00	186.70	24.50	4.20
	0+320	9.46	0.76	0.70	10.00	190.30	16.80	11.20
	0+340	9.92		1.23	10.00	193.80	7.60	19.30
	0+354.726	10.60		5.05	7.37	151.13		46.25
	0+360	10.70		6.34	2.64	56.13		30.01
	0+368.863	11.60		6.17	4.43	98.79		55.42
	0+380	9.90	0.25	0.89	5.57	119.76	1.39	39.32
	0+400	9.20	1.83		10.00	191.00	20.80	8.90
	0+420	9.60	1.38	0.45	10.00	188.00	32.10	4.50
	0+440	9.50	2.14	0.25	10.00	161.00	35.20	7.00
	0+456.663	9.90	0.85	0.63	8.33	161.60	24.91	7.33
	0+460	10.05		1.33	1.67	33.32	1.42	3.27
	0+470.700	10.26		2.74	5.35	108.66		21.77
					4.65	93.47		18.32

CALLE	CADENAMIENTO	DESPALME m	CORTE m ²	TERRAPLEN m ²	DISTANCIA/2 m	AREA DE DESPALME (m ²)	V O L U M E N	
							CORTE m ³	TERRAPLEN m ³
	0+480	9.84		1.20	10.00	196.40	13.00	16.70
	0+500	9.80	1.30	0.47	10.00	195.20	17.40	13.70
	0.520	9.72	0.44	0.90	10.00	196.20	12.00	13.50
	0.540	9.90	0.76	0.45	7.08	141.60	18.97	5.31
	0+554.157	10.10	1.92	0.30	8.53	166.76	20.22	7.17
	0+571.222	9.45	0.45	0.54				

RESUMEN DE VOLUMENES DE TERRACERIAS

CALLE	AREA DE DESPALME m ²	V O L U M E N	
		C O R T E m ³	TERRAPLEN m ³
A-1	6,379.77	807.28	641.63
B-1	264.34	55.34	5.92
B-2	305.28	79.91	71.43
B-3	277.61	107.21	26.28
B-4	33.15	11.83	
B-5	31.05	9.74	
C-1	324.12	101.50	1.20
C-2	179.20	35.21	
C-3	59.01	8.98	2.76
D-1	287.40	32.36	27.80
D-2	152.21	15.83	13.61
D-3	60.45	0.96	15.14
E-1	333.84	39.85	15.78
E-2	136.83	19.94	2.69
E-3	64.57	9.36	1.20

AREA TOTAL DE DESPALME = 8,888.83 m²

VOLUMEN TOTAL DE CORTE = 1,335.30 m³

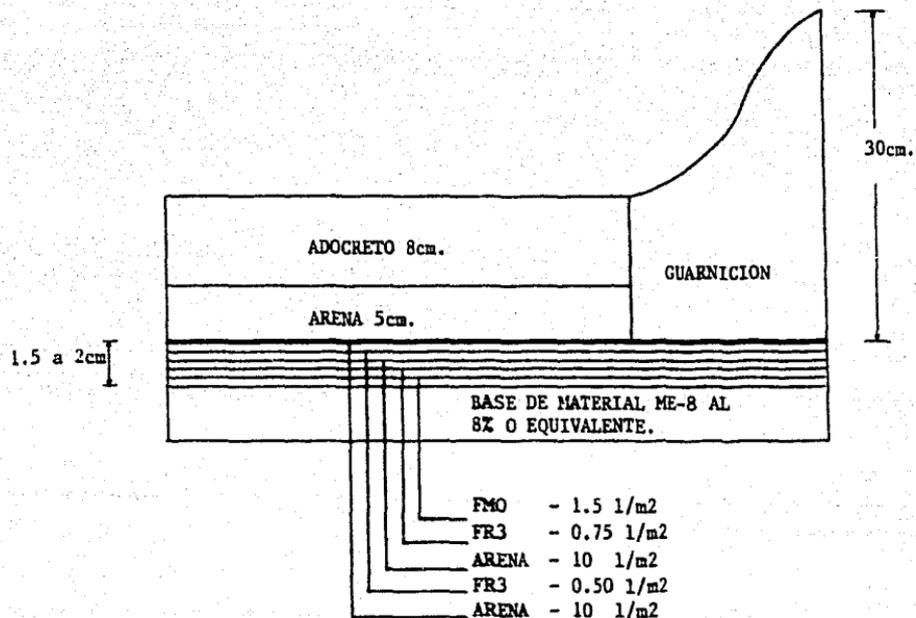
VOLUMEN TOTAL DE TERRAPLEN = 825.44 m³

d) DISEÑO DE PAVIMENTOS

El diseño de pavimentos se realizó basándose en la propuesta hecha en el proyecto arquitectónico, que tomando en cuenta el tipo de tránsito que se tendrá en ese lugar y de acuerdo al estudio de mecánica de suelos proporcionado por el cliente, este resultó el mínimo requerido. A continuación se describe la forma en que está formado este pavimento. A partir del nivel de rasante se forma una base con material ME-8 al 8% o equivalente a este, después se lleva a cabo un riego de asfalto FM0, a razón de 1.5 l./m²; siguiendo a este otro riego con asfalto FR3 de 0.75 l./m², posteriormente se propone una capa de arena de 10 lts/m², seguida de un riego de FR3 a razón de 0.5 l./m² para posteriormente poner otra capa de arena y finalmente colocar adocreto de 8 cm. de espesor. La justificación de usar adocreto y no otro material, es que este se propuso en el proyecto arquitectónico y además cumple con la resistencia requerida para el uso que tendrán estas calles.

A continuación se muestra un corte de la formación del pavimento propuesto, el cual está totalmente fuera de escala.

CORTE DEL PAVIMENTO PROPUESTO



El procedimiento constructivo recomendado a seguir, es -
el siguiente :

1.- Afine de subrasante con motoconformadora, el que debe incluir también el bombeo de calles.

2.- Escarificación de 10 cm. abajo de la subrasante, utilizando dientes de motoconformadora o tractor agrícola - con rastras.

3.- Incorporar a la escarificación material de mejora---
miento ME8 al 8% en peso. En caso de no existir este ma-
terial en el lugar, utilizar mezcla de cal hidratada ---
(70%) y carbonato de calcio (30%), incorporando esta mez-
cla al 8% en peso del volumen escarificado; sino se con-
sigue ninguno de los dos, utilizar cal hidratada al 12%-
en peso.

4.- Incorporar agua hasta conseguir sobresaturación del-
material y mezclar con tractor agrícola equipado con ras-
tras de arado el material húmedo.

5.- Esperar a obtener una humedad óptima, que se logra -
en un término que va de 24 a 48 horas, dependiendo de la
humedad ambiente.

6.- Afinar con motoconformadora.

7.- Una vez que se afinó este material, compactar al 95% proctor con plancha de 10 a 12 toneladas o con rodillo - vibratorio autopropulsado.

8.- Después de la compactación, regar con producto asfáltico FM-0 en proporción de 1.0 a 1.5 lt/m² según la penetración que se tenga y dejar un tiempo de fraguado de 48 horas.

9.- Riego de producto asfáltico FR-3 a razón de 0.75 - - lt/m² e incorporar material 3A (arena clasificada) en -- proporción de 10 lt/m².

10.- Hacer otro riego de producto asfáltico FR-3 a razón de 0.50 lt/m² e incorporando material 3B (arena clasificada) a razón de 10 lt/m².

11.- Compactación después de los riegos con plancha de - 10 a 12 toneladas o con rodillo vibratorio liso.

12.- Después de la compactación incorporar una cama de - arena y nivelarla con un espesor que varía entre 3 y 5cm.

13.- Colocación de adocreto de 8 cm. de espesor con una resistencia de 300 kg/cm².

14.- Sellar las juntas del adocreto con una mezcla de -- arena (50%) y arcilla seca (50%) arneada y barrer para - que esta penetre en las juntas.

15.- Pasar un rodillo vibratorio manual para lograr el - acomodo del adocreto y que quede bien asentada la mezcla de arena y arcilla.

16.- Repetir las operaciones 14 y 15.

Para realizar este diseño, se basó en pruebas de laboratorio realizadas por el Departamento del Distrito Federal, para el Fraccionamiento Villa Verdum ubicado en este lugar, para lo cual se tomó en cuenta la diferencia - que hay entre un tipo de suelo y otro modificando algunas de las variables que intervienen en el diseño del pavimento.

e) PROYECTO DE AGUA POTABLE

Dentro de este proyecto, se describe el estudio para el sistema de riego, el diseño de la red principal de alimentación, la captación y el almacenamiento, así como la determinación del equipo de bombeo del pozo profundo y el de la cisterna.

ESTUDIO DE DEMANDA PARA RIEGO DE LAS ZONAS VERDES.

Debido a que las irregularidades topográficas que presenta el predio son muy notables, se propone que para mantener verde el área de jardines en época de estiaje, el sistema sea de riego por aspersión, ya que este sistema resulta más ventajoso que cualquier otro, dado el tipo de uso que se le dará al predio.

El área que se pretende regar por este medio, representa del orden de 8.7 Ha., aproximadamente el 82% del área total, lo que hace necesario la existencia de una red principal de alimentación y debido a que el sistema de riego por aspersión no puede quedar dentro de los cuarteles, deberán llevarse tuberías principales por calles y andadores, desde los cuales mediante hidrantes se colocarán tuberías de tipo portatil para llevar el agua a todo el

cuartel, con lo que se logran ventajas de tipo económico, además de la facilidad de operación y reparaciones del equipo.

OPERACION DEL SISTEMA DE RIEGO

De acuerdo al estudio de mecánica de suelos proporcionado, el material que predomina en ese lugar son arcillas de consistencia muy firme a dura, de alta y baja plasticidad (CH, CL), mezcladas con diversos porcentajes de arena, para las cuales se tiene un coeficiente de permeabilidad bajo, del orden de 10^{-5} cm/Seg. (Ref.1).

Con el coeficiente de infiltración, el tipo de vegetación por regar (pasto) y en base a las tablas de uso con sultivo (Ref.2), se definió la lámina de agua necesaria para mantener verde el pasto, como de 2 mm. por día.

Para satisfacer esta demanda se propone como política de operación la de regar 48 horas a la semana dejando sin regar los domingos, lo que equivale a regar 8 horas diarias durante los 6 días restantes y a regar una misma zona sólo una vez en ese período, para lo cual se requiere una lámina de agua de 14mm. por zona, que equivale a los 2mm. por día durante los 7 días de la semana. El objeto-

es el de fijar el menor número de aspersores posibles -- trabajando simultáneamente.

Para definir el número de aspersores requeridos, primero se hizo una distribución de éstos de acuerdo a las características geométricas en el área por regar, que si se consideran los 86,560 m² que es lo que cubren las áreas verdes del predio, se tiene un total de 212 puntos aspersor, regando cada uno un área efectiva de 408.3 m² aproximadamente.

La separación que se fijo fué recomendada por los fabricantes de los aspersores y fué de 18 m, definida por los tramos de 9 m de tubería de aluminio que se propone. En el plano 7 se indica la distribución propuesta de los aspersores.

De acuerdo al área que se quiere regar, a la política de operación de riego y al número total de aspersores requeridos, el área a regar por día es de 14,427 m², para lo cual se requiere un total de 36 aspersores por día.

Se propone un aspersor modelo M20-G2 de la marca AMES- TINSA (el motivo de esta proposición, se debió a la facilidad con que se obtuvo información al respecto, además-

de ser de los más comerciales, pero pueden utilizarse -- cualquier otra marca que proporcione características similares) el que trabaja con una presión en su base de -- 35 PSI equivalente a 24.6 m. de columna de agua, con un diámetro de alcance efectivo en el riego de 26.50 m. -- (87 pies) y proporciona un gasto de 6.7g.p.m. (0.42 -- l.p.s.), que de acuerdo a los 36 aspersores requeridos, se demanda un total de 15.12 l.p.s.

El volumen de agua que debe proporcionar un aspersor para garantizar una lámina de 14 mm. en su área correspondiente es :

VOLUMEN (V) = Área de riego por aspersor por lámina requerida.

$$V = 408.30 \text{ m}^2 \times 0.014 \text{ m.}$$

$$V = 5.72 \text{ m}^3 / \text{semana aspersor.}$$

Este volumen lo proporciona el aspersor en un tiempo de riego igual a :

$$\text{TIEMPO (t)} = \frac{\text{VOLUMEN}}{\text{GASTO POR ASPERSOR (q)}}$$

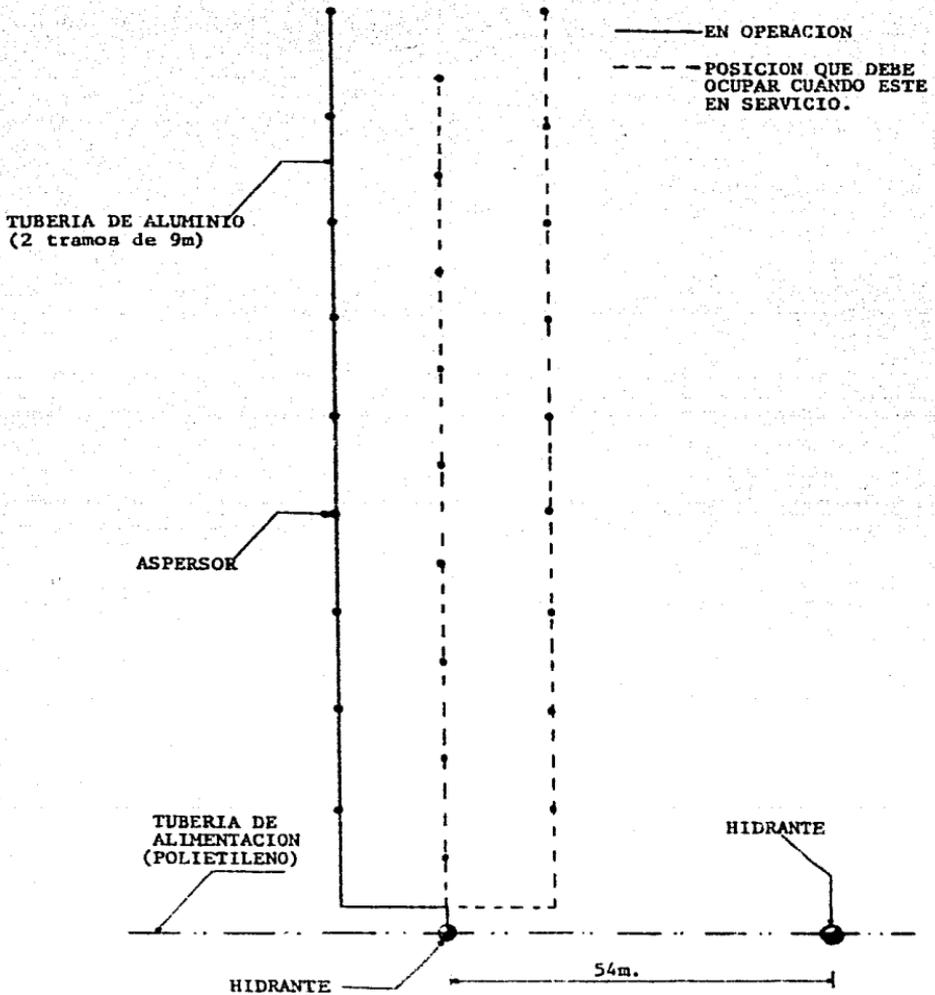
$$t = \frac{5.72 \text{ m}^3}{0.00042 \text{ m}^3/\text{seg}} = 13,619.05 \text{ seg} = 3.78 \text{ HORAS.}$$

Que tomando en cuenta el tiempo de traslado e instalación del equipo este aumenta, considerándose de 4 horas; con lo cual se tienen dos turnos de riego al día.

De acuerdo a esto, se propuso un total de 18 aspersores por turno formando dos dispositivos con 9 aspersores cada uno, entendiéndose por dispositivo a la unidad de riego compuesta por un determinado número de aspersores, conectados estos a un solo hidrante como se muestra en la Fig. 1.

Los dispositivos operaran de la siguiente manera: los dos dispositivos estarán operando simultáneamente durante 4 horas (que es el tiempo en que proporcionan la lámina requerida) en un determinado lugar, de manera que queden lo más alejados uno de otro para tener un equilibrio de los gastos en la red de alimentación.

Una vez concluidas las cuatro horas de riego, se cambiarán de lugar para comenzar a regar otra zona cada uno de ellos, logrando cubrir con este movimiento el área que se necesita regar en un día. Esta operación se debe llevar a cabo durante los 6 días de la semana, regando siempre zonas distintas hasta abarcar toda el área de riego del predio.



DISPOSITIVO PROPUESTO

FIG. 1

En la semana siguiente, se comenzará a regar la zona que se regó el primer día, puesto que a esta ya se le cumplieron los 7 días que dura la lámina demandada.

Este ciclo de riego es el que debe seguirse para mantener el terreno con la humedad suficiente y así conservar verde el pasto.

El gasto así demandado resulta de :

$$Q \text{ (TOTAL)} = 18 \text{ aspersores} \times 0.42 \text{ l.p.s./aspersor}$$

$$Q = 7.56 \text{ l.p.s.}$$

El cual será distribuido en los dos dispositivos propuestos, demandando un gasto de 3.78 l.p.s. por dispositivo, gasto con el cual se diseñará la red de alimentación.

DISÑO DE LA RED

La red propuesta es de tipo semiabierto, tratando de formar el mayor número de circuitos para que esta resulte balanceada y que de la misma salgan ramales abiertos para que conduzcan el agua por los andadores. Este sistema permite tener mayor eficiencia en la distribución y además en el caso de efectuar alguna reparación se propu

sieron registros que permiten efectuar seccionamientos - sin detrimento del funcionamiento en otra zona.

La tubería que se propone es de polietileno Extru-Pak, - que fué solicitada por el cliente, el cual es un mate-- rial plástico muy flexible que no requiere de muchas pie-- zas especiales como son codos y válvulas para secciona-- miento principalmente, ya que estos últimos se hacen con prensas portátiles que comprimen la tubería sin causarle ningún daño. Estos seccionamientos se harán en los re-- gistros propuestos para ese fin y estan localizados en - los cruceros principalmente. El diseño se realizó de la siguiente manera :

Con el gasto demandado por el sistema de riego, se calcu-- laron los diámetros de la red, siguiéndose dos alternati-- vas, una para el gasto total de 7.56 l.p.s., que se pre-- senta en los tramos donde se inicia la red, o sea los -- más cercanos al lugar del almacenamiento, que para este-- caso es una cisterna y la otra para un gasto de 3.78 - - l.p.s. que es el demandado por un dispositivo de riego - formado por nueve aspersores.

El criterio seguido para obtener los diámetros, fué el - de la teoría del diámetro económico de Richter (Ref. 3),

para una velocidad económica de 1.5 m/seg, quien emplea la siguiente expresión :

$$De = \sqrt{\frac{4Q}{\pi Ve}}$$

Donde :

De = Diámetro económico en m.

Q = Gasto en m³/seg.

Ve = Velocidad económica en m/seg.

A partir de la ecuación anterior y tomando en cuenta las consideraciones mencionadas, se obtuvo para un gasto de 7.56 l.p.s. :

$$De = \sqrt{\frac{4 \times 0.00756}{\pi \times 1.5}} = 0.08 \text{ m (3.15")}$$

Este diámetro se aproxima al comercial más cercano, resultando de 0.076 m (3"), el cual proporciona una velocidad de 1.67 m/seg. que esta dentro del rango permisible y para un gasto de 3.78 l.p.s. se obtiene :

$$De = \sqrt{\frac{4 \times 0.00378}{\pi \times 1.5}} = 0.057 \text{ (2.23")}, \text{ se propuso de}$$

0.051 mm (2'') por ser el diámetro comercial al que más se aproxima y con este se obtuvo una velocidad de 1.85 m/seg. que es aceptable.

Para estimar las cargas piezométricas en los nudos, se fijó la carga de presión que requiere el aspersor más alejado del dispositivo conectado al hidrante 14 (se tomó este hidrante porque es el punto más alejado del lugar en el que se localiza la cisterna y a la vez es de los más altos) y a partir de este se determinaron las pérdidas debidas a la fricción de los tramos entre aspersores hasta llegar al hidrante 14. Las pérdidas se determinaron usando el criterio de Hazen-Williams (Ref. 3), quien propone la siguiente expresión :

$$h_f = \left(\frac{4 Q}{0.355 CH \pi D^{2.63}} \right)^{1/0.54} \times L$$

Donde :

h_f = Pérdidas de energía debidas a la fricción en m.

Q = Gastos en m³/seg.

CH = Coeficiente de rugosidad (para este caso se estimó de 125, para aluminio)

D = Diámetro de la tubería en m.

L = Longitud de la tubería en m.

Para este caso, no se consideraron pérdidas menores, ya que el caso en sí no lo ameritaba.

La carga que resultó en el hidrante 14, fué de 31.40 m., la que se redondeo a 32 m. y a partir de esta se obtuvieron las de los demás nudos que forman la red (esta numeración se encuentra indicada en el plano 7).

Una vez estimadas las cargas piezométricas y con las cotas de terreno obtenidas de la nivelación, se obtuvieron las cotas piezométricas en todos los nudos de la red y con los datos geométricos, se procedió hacer el balanceo de la red, fijando dos gastos de extracción de 3.78 l.p.s., uno para el nudo 14 y el otro para el nudo 3.

Se propuso el nudo 3 por ser de los más alejados al nudo 14 que es el considerado como más crítico, para así tener un mayor equilibrio en los gastos.

Para hacer el balanceo de la red, se utilizó el método de Cornish (Ref. 3) adaptado a computadora digital (B-6700) de la UNAM, el cual parte de cargas de presión supuestas en los nudos a los cuales llegan o salen gastos Q_{ij} y mediante el método de Newton-Rapson modificado

resuelve el sistema de ecuaciones aprovechando el criterio de maximización de convergencia propuesto por ----- Fibonacci.

El programa calcula los gastos y las pérdidas por conducción ocurridas en los tramos en base a las cargas de presión supuestas originalmente, el criterio con que calcula las pérdidas debidas a la fricción es el de Hazen - - Williams, que para el tipo de tubería propuesto, el coeficiente de rugosidad fué de 150 (proporcionado por el - fabricante). Estos cálculos los realiza de acuerdo al planteamiento de ecuaciones siguiente:

h_{ij} .- Representa las pérdidas de energía en el tramo del nudo j al nudo i.

H_i .- La carga piezométrica en el nudo i, así se tiene:

$$Q_{ij} = \left(\frac{h_{ij}}{a_{ij}} \right)^{1/N} = C_{ij} (H_j - H_i)^{1/N}$$

Donde : $C_{ij} = \frac{1}{(a_{ij})^{1/N}}$, por lo tanto el sistema de ecuaciones es el siguiente :

$$\sum_{j \in i} \left(\frac{h_{ij} + \Delta H_i}{a_{ij}} \right) + Q_i = 0$$

$$\text{siendo } \Delta H_i = -N \left[\frac{Q_i + \sum_{j \in i} Q_{ij}}{\sum_{j \in i} (Q_{ij}/h_{ij})} \right]$$

Siendo la última iteración, aquella que satisface en cada nudo la ecuación de continuidad indicada anteriormente.

Los resultados obtenidos se presentan en el anexo I que aparece al final de este capítulo, en el cual se muestran las cargas piezométricas de la última iteración, es decir cuando se cumple en cada nudo la ecuación de continuidad; así mismo se muestran las características de escurrimiento del flujo en cada tramo de tubería, para el cual el signo positivo indica el sentido real del flujo, o sea del nudo i al nudo j estando analizado el nudo i y el signo negativo cuando el flujo va en sentido contrario (j a i), que es cuando se analiza el nudo j .

Se advierte que los resultados mencionados se refieren a la condición considerada como más desfavorable de las -- que se pueden presentar, ya que de acuerdo a la colocación de los dispositivos, se tendrán tantas soluciones -

de la red como combinaciones se hagan en la colocación de estos.

DISERO DE LA UNIDAD DE IMPULSO

Para llevar el agua a través de la red y dar la presión requerida por los aspersores, se propuso una bomba centrífuga horizontal, situada en la cisterna, la que estará funcionando para el caso más desfavorable que puede presentarse, como es el bombear el agua al punto más ajejado de la red y a la vez el más alto. Para el diseño, se basó en los resultados obtenidos del análisis de la red, del cual se vió que la carga de trabajo requerida en el punto más crítico (nudo 14) era de 32.04 m de columna de agua y la que necesitaba vencer la bomba para dar esa carga era de 53.81 m, que es la carga en la cisterna (nudo 20). Con este dato y con el gasto demandado por los aspersores, se determinó la potencia de la bomba mediante la siguiente expresión : (Ref. 3).

$$P = \frac{\gamma Q H}{76 \eta}, \text{ donde :}$$

P = Potencia de la bomba en H.p.

Q = Gasto en m³/seg.

H = Carga piezométrica en m.

η = Eficiencia de la bomba

γ = peso volumétrico del agua (1000 kg/m³)

Con esta fórmula, para un gasto de 7.56 l.p.s., que es el demandado por los aspersores y considerando una eficiencia de operación de 75%, se obtuvo una potencia teórica de 7.14 H.p.

Esta potencia se ajustó a una comercial, siendo la más cercana de 7.5 H.p., con la que se revisó la carga real con que trabajara la bomba, resultando esta de 56.55 m, que comparándola con la requerida por la red, se puede ver que la variación es muy poca y que no representa ningún problema para las tuberías ni para el equipo de riego.

CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA BOMBA

- | | |
|--|-------------|
| 1.- Velocidad de operación | 3450 r.p.m. |
| 2.- Eficiencia mínima aceptable | 75% |
| 3.- Potencia en el eje de la bomba con carga máxima. | 7.14 H.p. |
| 4.- Potencia nominal del motor recomendado. | 7.5 H.p. |
| 5.- Diámetro de la tubería de descarga recomendado. | 76 mm (3"). |

DESCRIPCION DEL SISTEMA CAPTACION-ALMACENAMIENTO

De información recabada en la Residencia de Agua Potable y Alcantarillado de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, en la Ciudad de Villahermosa, Tabasco, se definió como única fuente de abastecimiento la perforación de un pozo profundo, el cual requiere para su definición, de estudios Geohidrológicos, los que serán en última instancia los que indiquen las características propias del pozo. El agua extraída del pozo será almacenada en una cisterna, de la cual mediante equipos de bombeo se llevará a los lugares que se requiere.

ALMACENAMIENTO

Como ya se dijo anteriormente, este se propone a través de una cisterna construida de concreto reforzado, situado junto al pozo (ver plano 7). Esta cisterna se propone enterrada totalmente y se construirá con un anexo para almacen de equipos y/o herramientas que no estén en uso, así como para alojar la bomba que suministrará el agua al sistema de riego.

El dimensionamiento se propuso para un almacenamiento suficiente para un día de riego (8 hrs.), con lo que se ob

tuvo para un gasto de 7.56 l.p.s., el siguiente volumen:

$$\text{Volumen de la cisterna} = Q \times t$$

$$\text{Volumen} = 7.56 \text{ l.p.s.} \times 60 \times 60 \times 8 \text{ horas}$$

$$= 217,728.00 \text{ litros}$$

$$= 217.728 \text{ m}^3.$$

A este volumen se le incremento el requerido por la zona de servicios, que se consideró de 7 m^3 , resultando de -- 224.728 m^3 , se propuso de 225 m^3 .

Una vez obtenido el volumen útil, se propusieron las dimensiones de la cisterna; que tomando en cuenta la profundidad del nivel freático (7.60 m) ésta no podía ir -- muy profunda, proponiéndose las siguientes dimensiones:-- un área de 80 m^2 (10 m x 8 m), con la que se obtiene una altura útil de 2.8 m, a ésta se le agragaron 20 cm. de bordo libre, obteniéndose una altura total de 3.00 m.

El anexo propuesto para almacen de equipo y herramientas se propuso de 3.0 m x 3.0 m, con la misma altura de la cisterna. En la figura 2 se muestra un esquema de la -- cisterna, tanto en planta como elevación.

CROQUIS DE LA CISTERNA

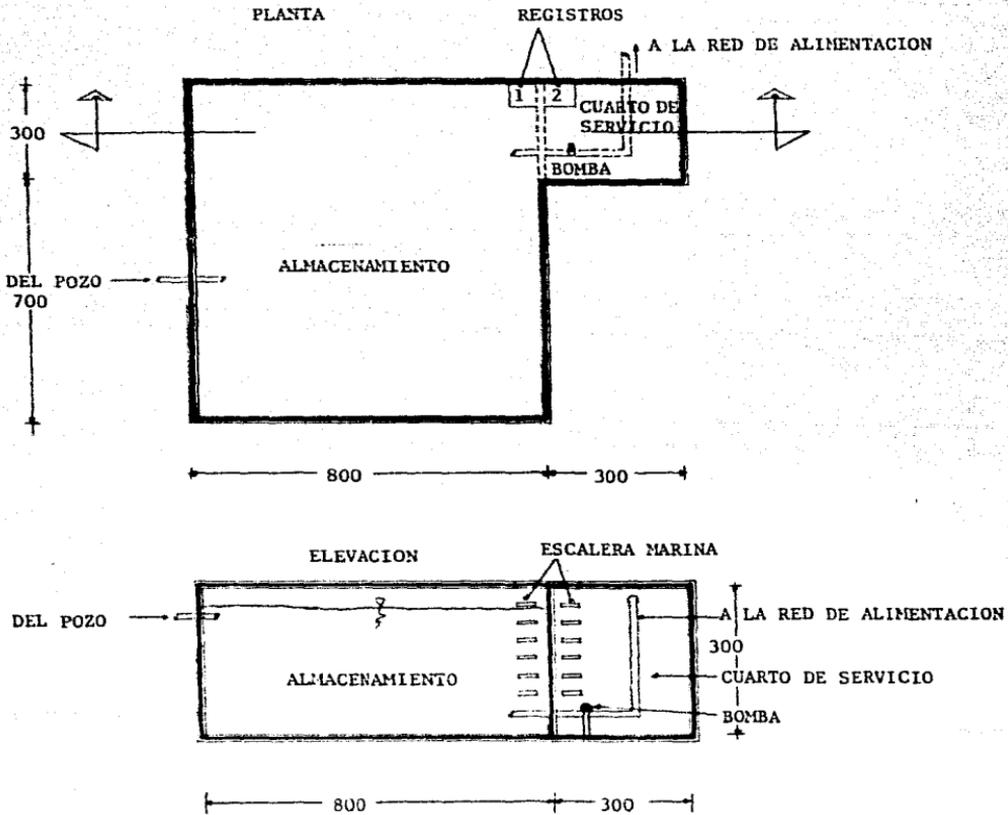
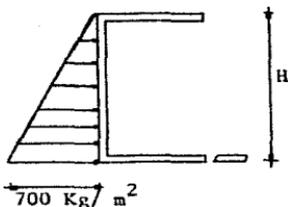


FIG. 2

Para el diseño estructural, se propusieron muros de concreto reforzado, los cuales fueron analizados de acuerdo a las características del terreno, obtenidas del estudio de mecánica de suelos proporcionado por el cliente.

DISEÑO DE MUROS LATERALES

Para determinar el empuje de tierras, se usaron las gráficas propuestas por Terzaghi y Peck (Ref. 4), que para el tipo de suelo que se tiene (suelo residual con piedras, arena fina limosa y materiales granulares con cantidad visible de arcilla), de las que se obtuvo, $K_n = 700 \text{ kg/m}^2/\text{m}$, que es el esfuerzo en la base del muro.



Suponiendo que el muro está libremente apoyado en la losa superior y en la zapata, el momento vale :

$$M = 0.128 E H - (1)$$

Donde :

$$E = \frac{1}{2} K_n H^2 - (2)$$

Sustituyendo valores se tiene :

$$E = 0.50 \times 0.700 \times (3)^2 = 3.15 \text{ Ton/m.}$$

Sustituyendo en (1)

$$M = 0.128 \times 3.15 \times 3 = 1.21 \text{ Ton-m/m}$$

El momento último, para un factor de seguridad de --

1.4 es :

$$Mu = 1.21 \times 1.4 = 1.69 \text{ Ton-m}$$

Para el diseño se propuso un peralte de 15 cm. para un -
ancho unitario (100 cm); usando concreto de $f'c = 200\text{kg/-}$
 cm^2 y acero de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, se tiene :

$$Bd = 100 \times 1000 \quad d = \text{peralte efectivo (10cm)}$$

$$bd^2 = 10,000$$

$$\frac{Mu}{bd^2} = \frac{1.69 \times 10^5}{10,000} = 16.90$$

Para este valor, de las gráficas de la Ref. 5 se obtuvo -
un porcentaje de acero $p = 0.0048$, con lo que se deter-
minó una área de acero de :

$$As = p b d = 0.0048 \times 10 \times 100 = 4.8 \text{ cm}^2 / \text{m.}$$

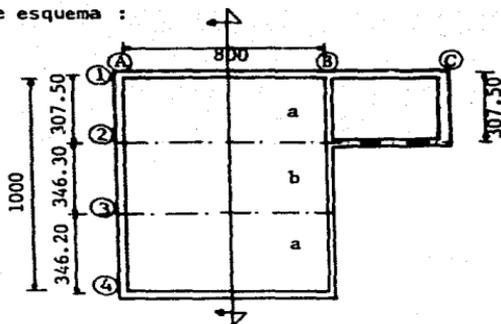
Para lo cual proponen varillas del No. 3, con la si-----
guiente separación (S)

$$S = \frac{100a_s}{A_s} \quad \text{Donde : } a_s = \text{Area de acero de una varilla}$$

$$A_s = \text{Area total de acero.}$$

$$S = \frac{71}{4.8} = 14.8 \text{ cm.} \approx 15 \text{ cm.}$$

Para el diseño de la losa se consideraron dos traveses con el fin de tener tableros pequeños, como se ilustra en el siguiente esquema :



a).- Cargas empleadas

Losa	240 kg/m ²
Enladrillado	100 kg/m ²
Impermeabilizante	50 kg/m ²
Carga viva	200 kg/m ²
	<hr/>
	590 kg/m ²

Se considera de 600 kg/m²

b).- Obtención de momentos

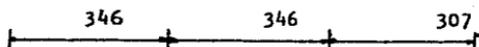
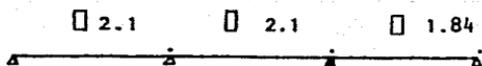
$$M_1 = \frac{\omega l^2}{8}$$

$$\frac{3}{3.46} = 0.87; /2.03 = 0.43$$

$$\frac{4}{3.46} = \frac{1.16}{2.03}; /2.03 = 0.57$$

$$\frac{3}{3.07} = 0.98; /2.14 = 0.46$$

$$\frac{4}{3.46} = \frac{1.16}{2.14}; /2.14 = 0.54$$



$$M_1=0.91 \quad M_1=0.91 \quad M_1=0.71$$

	0.43	0.57	0.46	0.54	
0	-0.91	+0.61	-0.61	+0.71	0
	+0.13	+0.17	-0.05	-0.05	
		-0.03	+0.08		
	+0.01	+0.02	-0.04	-0.04	
0	-0.77	+0.77	-0.62	+0.62	0
	0.53	0.22		0.40	

Momento negativo.

1.- Para $M = 0.77 \text{ Ton} - \text{m}$

$$M_u = 0.77 \times 1.4 = 1.08 \text{ Ton} - \text{m}$$

Proponiendo un peralte de 10 cm, se tiene:

$$d = 10 - 1 - 2 = 7 \text{ cm.}$$

Para un ancho unitario (100 cm)

$$bd = 100 \times 7 = 700$$

$$bd^2 = 4,900$$

$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{1.08}{0.049} = 22$$

De las gráficas se obtuvo un porcentaje de acero.

$\rho = 0.0065$ y el área de acero es :

$$A_s = \rho bd = 0.0065 \times 700 = 4.55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se proponen varillas del No. 2.5 (5/16")

$$\text{Con una separación, } s = \frac{49}{4.45} = 10.8 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm}$$

2.- Para $M = 0.62 \text{ Ton} - \text{m}$

$$M_u = 0.62 \times 1.4 = 0.87 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{0.87}{0.049} = 17.7$$

De las gráficas $\rho = 0.005$ con el que se obtiene la siguiente área de acero.

$$A_s = 0.005 \times 700 = 3.5 \text{ cm}^2.$$

Se proponen varillas del No. 2.5 con la siguiente --
separación.

$$s = \frac{49}{3.5} = 14 \text{ cm.}$$

Momento positivo.

1.- Para $M = 0.53 \text{ Ton} - \text{m}$

$$M_u = 0.53 \times 1.4 = 0.74 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$d = 10 - 1.5 = 8.5 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm (ancho unitario)}$$

$$bd = 100 \times 8.5 = 850$$

$$bd^2 = 100 \times 72.25 = 7225$$

$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{0.74}{0.072} = 10.3$$

De las gráficas se obtiene un porcentaje de acero de --
0.003, resultando una área de acero de:

$$A_s = 0.003 \times 850 = 2.55 \text{ cm}^2.$$

Se usarán varillas del No. 2.5 con una separación --
igual a :

$$s = \frac{49}{2.55} = 19.20 \hat{=} 19 \text{ cm.}$$

Diseño de traveses.

$$\text{Area tributaria} = 8 \times 3.46 = 27.7 \text{ m}^2$$

$$PL = 27.7 \times 0.60 = 16.60 \text{ Ton}$$

$$PP = 0.20 \times 0.40 \times 2.4 \times 8 = \underline{1.60} \text{ Ton}$$

$$P = 18.20 \text{ Ton}$$

$$w = \frac{P}{L} = \frac{18.20}{8} = 2.275 \text{ Ton/m}$$

$$M = \frac{wl^2}{8} = \frac{2.275 \times (8)^2}{8} = 18.20 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$Mu = 18.20 \times 1.4 = 25.50 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

Se proponen las siguientes dimensiones :

$$b = 25 \text{ cm.}$$

$$h = 60 \text{ cm.}$$

d = 56 cm., obteniéndose

$$\frac{Mu}{bd^2} = \frac{25.50}{0.784} = 32.50 \text{ de las gráficas se obtuvo}$$

un porcentaje de acero, $P = 0.0105$ que es aceptable,

con esto resulta una área de acero de :

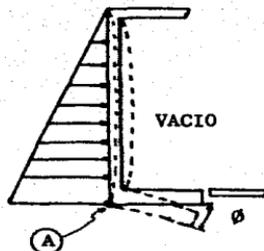
$$As = 0.0105 \times 1400 = 14.70 \text{ m}^2.$$

Se proponen 2 varillas No. 5 más 4 del No. 6

$$As_{min} = 0.0027 \times 1400 = 3.8 \text{ cm}^2, \text{ usaremos 2 vari--}$$

llas del No. 2.5.

Los muros estarán descargando directamente en una zapata corrida, que se diseño en la forma siguiente :



Supondremos que debido a la resistencia del terreno, --- existe un semientramamiento en el punto A y considerando una faja de 1m de ancho se tiene :

$$M_E = \frac{1}{15} \omega l^2$$

$$\text{Donde } \omega = 700 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 3.00 \text{ m}$$

$$M_E = \frac{0.700 \times (3)^2}{15} = 0.42 \text{ Ton-m/m}$$

$$\text{Suponemos que } M = \frac{M_E}{2} = 0.21 \text{ Ton-m/m}$$

La descarga del muro se consideró de la siguiente manera

1.- Losa de cubierta

$$W_L = 1.0 \times 4 \times 0.60 = 2.4 \text{ Ton.}$$

2.- Peso propio

$$W_{PP} = 1.0 \times 0.15 \times 3 \times 2.4 = 1.08 \text{ Ton}$$

3.- Peso de la zapata (b = 0.85 y h = 0.15)

$$W_z = 1.0 \times 0.085 \times 0.15 \times 2.4 = 0.31 \text{ Ton}$$

Posición de la resultante.

Tomando momentos con respecto al punto A se tiene :

$$\begin{aligned} M &= 3.48 \times 0.075 + 0.31 \times 0.575 + 0.21 \\ &= 0.261 + 0.178 + 0.21 = 0.649 \text{ Ton-m} \end{aligned}$$

$$\Sigma P = 3.48 + 0.31 = 3.79 \text{ Ton}$$

$$e = \frac{0.649}{3.79} = 0.171 \text{ m}$$

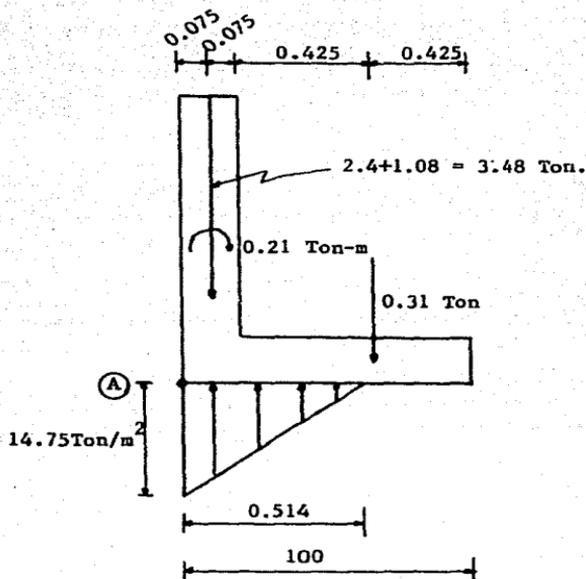
$$a = 3e = 0.514 \text{ m,}$$

que es la posición de la resultante.

Con lo que se obtiene el siguiente esfuerzo en el punto A.

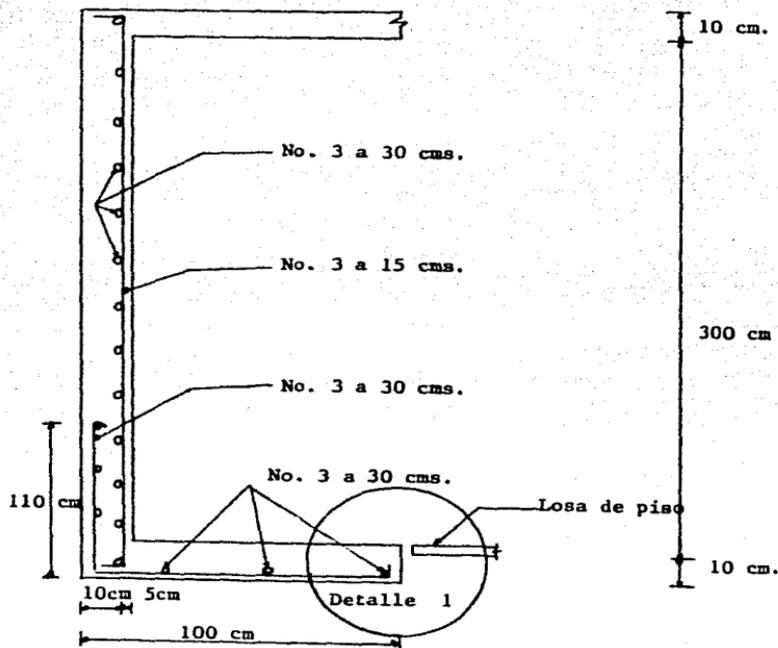
$$W_T = \frac{2P}{a} = \frac{2 \times 3.79}{0.514} = 14.75 \text{ Ton/m}^2$$

Que se considera aceptable. En la siguiente figura se muestran estos resultados.



En las figuras 3, 4 y 5 se muestra el armado del muro y la zapata, losa y traveses y detalles de registro respectivamente.

DETALLE DE ARMADO DEL MURO Y LA ZAPATA



DETALLE 1

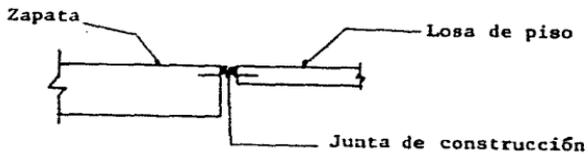
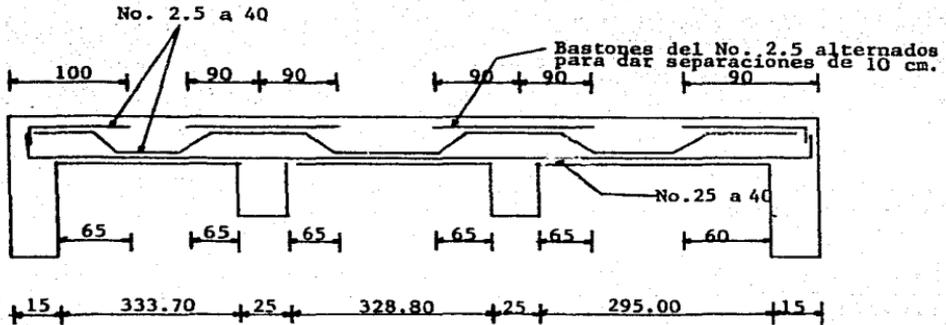


FIG. 3

ARMADO DE LOSA DE TAPA



ARMADO DE TRABE

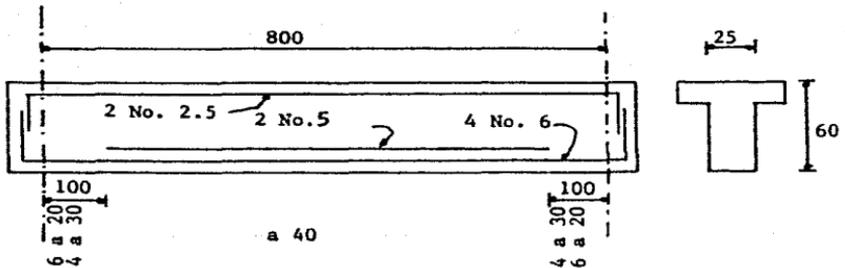


FIG. 4

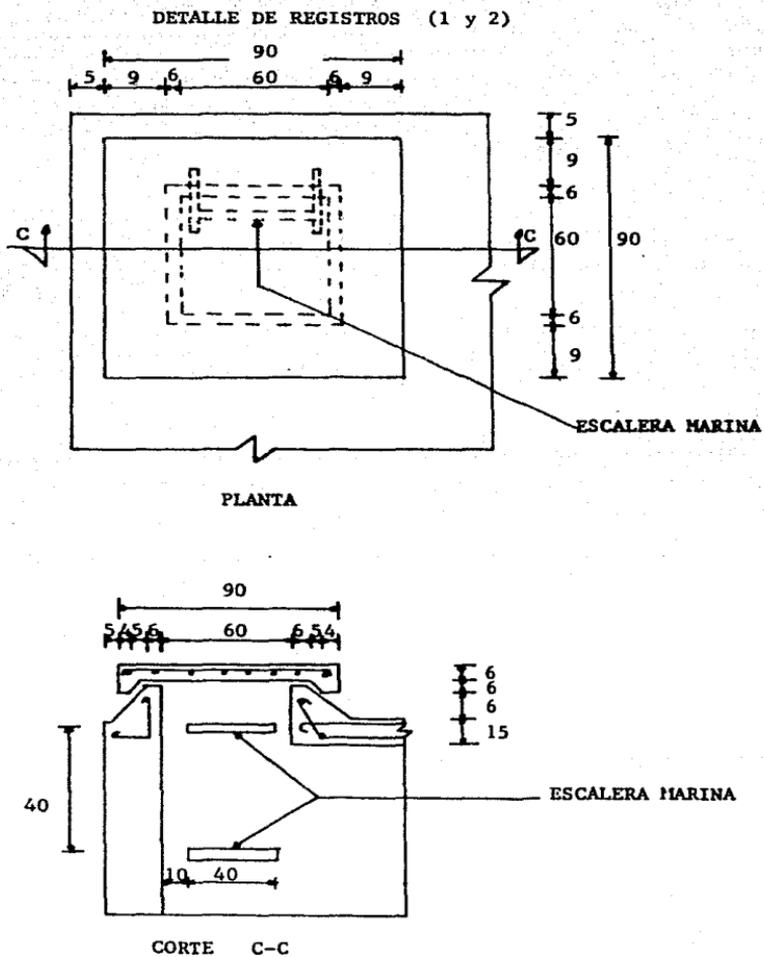


FIG. 5

CAPTACION

Dado que en la región no se dispone de un estudio Geohidrológico, a continuación indicaremos los procedimientos seguidos para definir las características que deberá tener el pozo para satisfacer la demanda requerida para -- servicios y para el riego de las zonas verdes. Las consideraciones realizadas, se justifican desde el punto de vista que fué informado por personal de campo, de que se tiene una gran disponibilidad de agua en el subsuelo de la zona.

De acuerdo con los datos arrojados por el análisis del sistema de riego antes mencionado, se requerirá para la aplicación de una lámina de agua de 2mm. por día, un almacenamiento diario de 218 m^3 más 7 m^3 que se suponen para el área de servicios, resulta un total de 225 m^3 .

Para satisfacer esta demanda, se fijó una política de -- operación del pozo de 4 horas de funcionamiento diario, -- a partir de lo cual se determinó el gasto que se debe -- extraer, resultando :

$$Q = \frac{\text{Volumen}}{\text{Tiempo}} = \frac{225}{4 \times 3600} = 0.01563 \text{ m}^3/\text{seg} = 15.63 \text{ l.p.s.}$$

Como el estudio de mecánica de suelos no reporta datos explícitos de permeabilidad, se estableció un coeficiente - para la zona de 10^{-4} cm/seg (Ref. 1), correspondiente a arcilla mezclada con lentes de arena.

Como hipótesis se define el tipo de acuífero como no confinado, ya que la zona de Villahermosa se caracteriza por material sedimentario de origen lacustre, para lo cual, - el radio de influencia del pozo se estima en 500 m.

El gasto que fluye hacia el pozo, se cálculo con la siguiente expresión : (Ref. 6).

$$Q = \pi K \frac{h_o^2 - h_w^2}{\ln (r_o/r_w)} \quad \text{Donde :}$$

Q = Gasto en m^3/seg .

K = Coeficiente de permeabilidad en m/seg.

h_o = Espesor del acuífero considerado en m.

h_w = Penetración en m.

r_o = Radio de influencia considerado en m.

r_w = Radio del Ademe en m.

En la figura 6, se muestra un croquis en el que se definen estas características.

En base a las consideraciones anteriores, para definir la profundidad del pozo se realizaron varias aproximaciones, suponiendo diferentes diámetros de ademe, profundidades y abatimientos, con las cuales se obtuvieron los valores -- que se indican en la tabla siguiente :

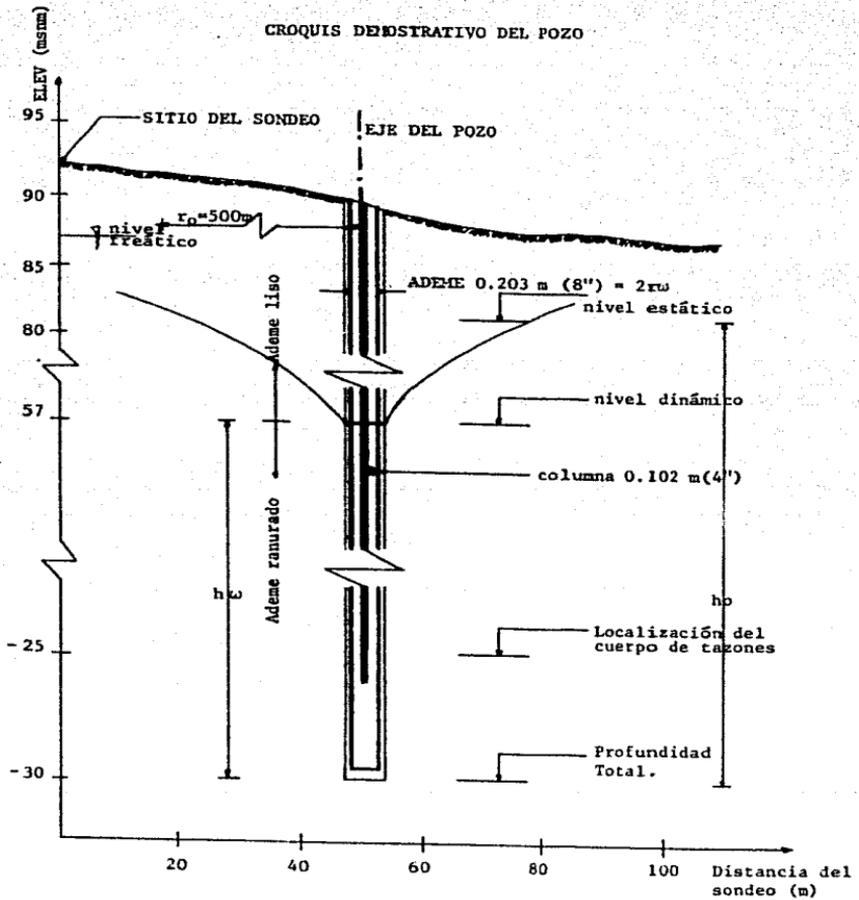


FIG. 6

ADEME (pulg)	PROFUNDIDAD (m)	ABATIMIENTO (m)	GASTO (Q) (1.p.s.)
8	100	25	14.76
8	100	30	17.16
8	100	35	19.38
8	90	25	12.92
8	90	30	14.94
8	90	35	16.79
8	80	25	11.07
8	80	30	12.73
8	80	35	14.20
10	100	25	15.16
10	100	30	17.62
10	100	35	19.90
10	90	25	13.26
10	90	30	15.35
10	90	35	17.24
10	80	25	11.37
10	80	30	13.07
10	80	35	14.58

ADEME (pulg)	PROFUNDIDAD (m)	ABATIMIENTO (m)	GASTO(Q) (l.p.s.)
12	100	25	15.50
12	100	30	18.02
12	100	35	20.35
12	90	25	13.56
12	90	30	15.69
12	90	35	17.63
12	80	25	11.62
12	80	30	13.36
12	80	35	14.91
14	100	25	15.80
14	100	30	18.37
14	100	35	20.74
14	90	25	13.83
14	90	30	16.00
14	90	35	17.96
14	80	25	11.85
14	80	30	13.62
14	80	35	15.20

Estos valores fueron graficados, resultando la gráfica que se muestra en la Fig. 7.

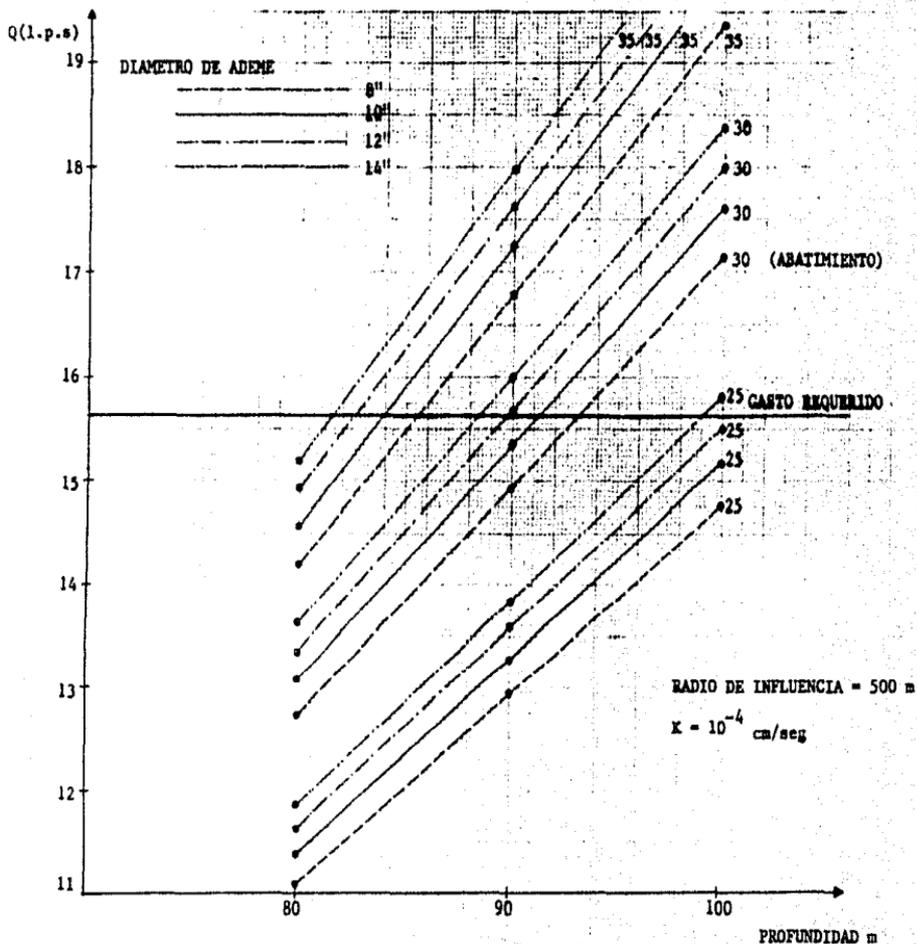


FIG. 7 GRAFICA QUE RELACIONA EL GASTO, DIAMETRO DE ADEME, ABATIMIENTO Y LA PROFUNDIDAD DEL POZO.

Después de observar en la gráfica las posibles combinaciones de los parámetros que intervienen, estos permiten hacer un análisis comparativo de costos, como se indica a continuación :

CONCEPTO	COSTO (\$)
Ademe liso	
de 8"	390.15/m
de 10"	506.86/m
de 12"	748.90/m
de 14"	810.27/m
Ademe ranurado	
de 8"	432.56/m
de 10"	556.46/m
de 12"	808.35/m
de 14"	878.09/m
Perforación	
para diámetro 8"	285.75/m
para diámetro 10"	392.91/m
para diámetro 12"	542.67/m
para diámetro 14"	660.80/m

Estos precios fueron obtenidos del tabulador 1979, de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas.

COMPARATIVA DE COSTOS

ADEME	PROFUNDIDAD	PERFORACION	ADEME LISO	ADEME RANURADO	SUMA
8"	92 m	26,289.00 +	14,669.64 +	23,531.16	64,490.00
14"	88 m	58,157.44 +	39,466.15 +	44,225.74	132,849.00

De esta comparativa, se puede concluir que desde el punto de vista económico, es más conveniente usar tubería de ademe de diámetro pequeño aunque resulte más profundo el pozo, que usar ademes de diámetro grande y menor profundidad del pozo.

De acuerdo a lo anterior, se definieron las características del pozo, las cuales para un gasto de 15.63 l.p.s., son :

Profundidad	= 120 m
Diámetro de ademe	= 0.203 m (8")
Abatimiento máximo supuesto	= 25 m
Nivel estático	= 7.60 m
Nivel dinámico máximo supuesto	= 32.60 m
Penetración	= 87.40
Radio de influencia	= 500 m
Diámetro de columna y descarga	= 0.102 m (4")

Con estas características se pretende regular el gasto -- que confluye hacia el pozo con el gasto que se pretende extraer, considerando que se trata de un acuífero no confinado como se vió anteriormente.

DISEÑO DE LA BOMBA DEL POZO

Basándose en los datos geométricos del pozo, se calculó la potencia requerida para la extracción del agua del pozo. Este cálculo se puede describir de la siguiente manera :

Primeramente se determinó la carga dinámica total (CDT), la que involucra la carga estática, es decir, el desnivel estático existente entre el nivel dinámico del pozo y la descarga, que corresponde a la cisterna de almacenamiento. Otro factor que hay que considerar es la carga de velocidad en la descarga, que aunque influye poco también se tomó en cuenta, así como la pérdida de energía - debido a la fricción, cuyo cálculo se realizó a través - del criterio propuesto por Hazen-Williams (Ref. 3), considerando tubería de acero galvanizado; también se consideraron pérdidas menores por cambios de dirección, aunque son prácticamente despreciables, como se ve en los - calculos descritos a continuación :

Datos :

Gasto de extracción (Q) = 15.63 l.p.s.

Diámetro de descarga (ϕ) = 0.102 m (4")

Desnivel estático (CE)

CE = Nivel dinámico (ND) = 32.60 m (cisterna enterrada).

Carga de velocidad (CV)

$$CV = \frac{v^2}{2g} \quad \text{Donde : } v = \text{Velocidad media en m/seg.}$$

$$g = \text{Aceleración de la gravedad en m/seg}^2.$$

$$v = \frac{Q}{A} \quad (A = \text{Area hidráulica de la descarga en m}^2)$$

$$A = \frac{\pi \phi^2}{4} = \frac{\pi (0.102)^2}{4} = 0.0081 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{0.01563}{0.0081} = 1.93 \text{ m/seg}$$

$$CV = \frac{(1.93)^2}{2 \times 9.81} = 0.19 \text{ m}$$

Pérdidas de energía debidas a la fricción en la descarga.

$$h_f = \left(\frac{4 Q}{0.355 C_H \pi \phi^{2.63}} \right)^{1/0.54} \times L$$

Tomando en cuenta la separación entre pozo y cisterna de 4.0 m y la bomba localizada a 115 m. de profundidad, se tiene:

$$L = 115 + 4.0 = 119 \text{ m}$$

$$CH = 125 \text{ m (acero galvanizado)}$$

$$h_f = \left(\frac{4 \times 0.01563}{0.335 \times 125 \times \pi \times (0.102)^{2.63}} \right)^{1/0.54} \times 119 \text{ m} = 5.05 \text{ m}$$

Cálculo de pérdidas menores :

Se consideraron 3 codos a 90°

$$h_{\text{codo}} = K \times CV$$

Donde K para codos de 90° vale 0.25

$$h_{\text{codo}} = (0.25 \times 0.19) \times 3 = 0.14 \text{ m}$$

Por lo tanto se tiene que la carga dinámica total va le :

$$CDT = CE + C.V. + h_f + h_{\text{codo}}$$

$$CDT = 32.60 + 0.19 + 5.05 + 0.14 = 37.98 \text{ m} = H$$

De acuerdo a esto se obtuvo la potencia de la bomba, con siderando una eficiencia de 60%.

$$P = \frac{\gamma Q H}{76 \eta}$$

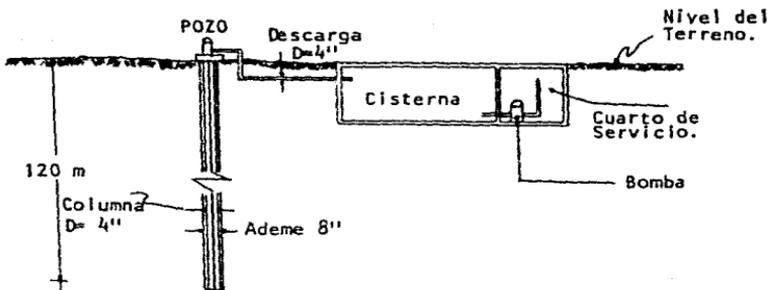
$$P = \frac{1000 \times 0.01563 \times 37.98}{76 \times 0.60} = 13.02 \text{ H.P.}$$

Esta potencia es teórica, por lo que se ajustó a la comercial más cercana, resultando un motor eléctrico de 15 H.P., que revisando la carga dinámica total, esta resulta de :

$$H = \frac{P \times 76 \times \eta}{\gamma Q}$$

$$H = \frac{15 \times 76 \times 0.60}{1000 \times 0.01563} = 43.76 \text{ m}$$

De acuerdo a los resultados obtenidos, se presentan las características que podrá tener el pozo para proporcionar el gasto demandado : un pozo de 120 m. de profundidad con un diámetro de ademe de 0.203 m (8"), una bomba de tipo pozo profundo con motor eléctrico de 15 H.P., para un diámetro de columna y descarga de 0.102 m (4").



ESQUEMA DE CONJUNTO POZO-CISTERNA .

NUDO	1	GASTO DE SALIDA=	0.000				
		COTA PIEZ.=	163.01	COTA	IEPR.=	43.30	CARGA PIEZ.=
TRAMO	1- 2	LONGITUD	DIAMETRO	GASTO	VELOCIDAD	PERDIDA	
		33.00	0.751	0.601	0.001	0.00	50.5
NUDO	2	GASTO DE SALIDA=	0.000				
		COTA PIEZ.=	163.01	COTA	IEPR.=	39.70	CARGA PIEZ.=
TRAMO	2- 1	LONGITUD	DIAMETRO	GASTO	VELOCIDAD	PERDIDA	
		33.00	0.751	-0.001	-0.001	-0.00	54.1
	2- 3	44.00	0.775	-0.002	-0.001	-0.00	
	2- 20	59.00	0.975	-0.002	-1.070	-1.07	
				-0.002	-1.071	-1.00	
NUDO	3	GASTO DE SALIDA=	0.000				
		COTA PIEZ.=	162.34	COTA	IEPR.=	95.00	CARGA PIEZ.=
TRAMO	3- 2	LONGITUD	DIAMETRO	GASTO	VELOCIDAD	PERDIDA	
		44.00	0.775	-0.001	-1.070	-1.07	47.5
	3- 4	32.00	0.751	0.002	0.000	0.00	
	3- 8	51.00	0.975	0.002	0.617	0.27	
NUDO	4	GASTO DE SALIDA=	0.000				
		COTA PIEZ.=	162.13	COTA	IEPR.=	95.40	CARGA PIEZ.=
TRAMO	4- 3	LONGITUD	DIAMETRO	GASTO	VELOCIDAD	PERDIDA	
		33.00	0.751	-0.002	-0.430	-0.21	46.7
	4- 5	33.00	0.751	0.002	0.430	0.21	
NUDO	5	GASTO DE SALIDA=	0.000				
		COTA PIEZ.=	161.03	COTA	IEPR.=	100.10	CARGA PIEZ.=
TRAMO	5- 4	LONGITUD	DIAMETRO	GASTO	VELOCIDAD	PERDIDA	
		55.00	0.951	-0.006	-0.487	-0.20	41.7
	5- 6	37.00	0.751	0.009	0.469	0.21	
NUDO	6	GASTO DE SALIDA=	0.000				
		COTA PIEZ.=	161.02	COTA	IEPR.=	99.70	CARGA PIEZ.=
TRAMO	6- 5	LONGITUD	DIAMETRO	GASTO	VELOCIDAD	PERDIDA	
		33.00	0.751	-0.009	-0.430	-0.21	41.7
	6- 7	16.00	0.751	0.002	0.001	0.00	
	6- 10	43.00	0.751	0.002	0.430	0.23	
NUDO	7	GASTO DE SALIDA=	0.000				
		COTA PIEZ.=	161.02	COTA	IEPR.=	93.60	CARGA PIEZ.=
TRAMO	7- 6	LONGITUD	DIAMETRO	GASTO	VELOCIDAD	PERDIDA	
		16.00	0.751	-0.002	-0.001	-0.00	42.0
NUDO	8	GASTO DE SALIDA=	0.000				
		COTA PIEZ.=	160.00	COTA	IEPR.=	90.40	CARGA PIEZ.=
TRAMO	8- 7	LONGITUD	DIAMETRO	GASTO	VELOCIDAD	PERDIDA	
		31.00	0.775	-0.008	-0.617	-0.27	42.6
	8- 9	40.00	0.751	0.002	0.000	0.00	
	8- 10	110.00	0.775	0.007	0.801	1.01	

NUDD	9	GASTO DE SALIDA= 3.990 COTA PIEZ.= 141.74		0.000 COTA	FERR.= 100.75	73. CARGA PIEZ.= 41.0
TRAMO		LONGITUD	DIAMETRO	GASTO	VELOCIDAD	PERDIDA
9- 6		42.00	0.051	-1.114	-0.570	-0.11
7- 10		52.00	0.051	1.164	0.570	0.11
NUDD	10	GASTO DE SALIDA= 0.000 COTA PIEZ.= 141.50		0.000 COTA	FERR.= 100.60	CARGA PIEZ.= 40.0
TRAMO		LONGITUD	DIAMETRO	GASTO	VELOCIDAD	PERDIDA
10- 6		43.00	0.051	-0.772	-0.485	-0.08
10- 7		52.00	0.051	-1.164	-0.570	-0.11
10- 11		31.00	0.051	2.164	1.053	0.17
NUDD	11	GASTO DE SALIDA= 0.000 COTA PIEZ.= 141.32		0.000 COTA	FERR.= 100.70	CARGA PIEZ.= 39.6
TRAMO		LONGITUD	DIAMETRO	GASTO	VELOCIDAD	PERDIDA
11- 10		31.00	0.051	-2.160	-1.053	-0.17
11- 12		34.00	0.051	2.150	1.056	0.16
NUDD	12	GASTO DE SALIDA= 0.000 COTA PIEZ.= 137.13		0.000 COTA	FERR.= 92.00	CARGA PIEZ.= 40.1
TRAMO		LONGITUD	DIAMETRO	GASTO	VELOCIDAD	PERDIDA
12- 11		24.00	0.051	-2.156	-1.055	-0.16
12- 13		39.00	0.051	-3.750	-1.851	-0.31
12- 15		25.00	0.051	-1.024	-0.793	-0.15
NUDD	13	GASTO DE SALIDA= 0.000 COTA PIEZ.= 136.67		0.000 COTA	FERR.= 98.90	CARGA PIEZ.= 37.7
TRAMO		LONGITUD	DIAMETRO	GASTO	VELOCIDAD	PERDIDA
13- 12		39.00	0.051	-3.750	-1.851	-0.31
13- 14		25.00	0.051	-3.779	-1.850	-0.36
NUDD	14	GASTO DE SALIDA= 3.730 COTA PIEZ.= 133.14		3.730 COTA	FERR.= 101.10	CARGA PIEZ.= 37.0
TRAMO		LONGITUD	DIAMETRO	GASTO	VELOCIDAD	PERDIDA
14- 13		25.00	0.051	-3.779	-1.850	-0.36
NUDD	15	GASTO DE SALIDA= 1.000 COTA PIEZ.= 140.60		1.000 COTA	FERR.= 100.70	CARGA PIEZ.= 37.7
TRAMO		LONGITUD	DIAMETRO	GASTO	VELOCIDAD	PERDIDA
15- 8		118.00	0.051	-1.024	-0.801	-0.15
15- 12		25.00	0.051	1.024	0.793	0.15
15- 16		39.00	0.051	0.013	0.005	0.00
NUDD	16	GASTO DE SALIDA= 0.000 COTA PIEZ.= 140.44		0.000 COTA	FERR.= 100.30	CARGA PIEZ.= 40.1
TRAMO		LONGITUD	DIAMETRO	GASTO	VELOCIDAD	PERDIDA
16- 15		39.00	0.051	-0.013	-0.005	-0.00
16- 17		41.00	0.051	0.034	0.002	0.00
NUDD	17	GASTO DE SALIDA= 0.000 COTA PIEZ.= 139.87		0.000 COTA	FERR.= 100.30	CARGA PIEZ.= 40.1
TRAMO		LONGITUD	DIAMETRO	GASTO	VELOCIDAD	PERDIDA
17- 16		41.00	0.051	-0.004	-0.001	-0.00
17- 18		31.00	0.051	-0.001	-0.001	-0.00
17- 19		31.00	0.051	-0.002	-0.001	-0.00

NUMO	18	GASTO DE SALIDA=	0.000	COTA	TERP.=	77.60	CARGA PIEZ.=	41.86
		COTA PIEZ.=	140.15					
TRAMO		LONGITUD	DIAMETRO	GASTO	VELOCIDAD	PERDIDA		
18-17		32.00	9.151	0.001	0.001	0.00		
NUMO	19	GASTO DE SALIDA=	0.000	COTA	TERP.=	97.20	CARGA PIEZ.=	42.26
		COTA PIEZ.=	140.15					
TRAMO		LONGITUD	DIAMETRO	GASTO	VELOCIDAD	PERDIDA		
19-17		51.00	9.151	0.002	0.001	0.00		
NUMO	20	GASTO DE SALIDA=	0.000	COTA	TERP.=	91.00	CARGA PIEZ.=	53.31
		COTA PIEZ.=	144.01					
TRAMO		LONGITUD	DIAMETRO	GASTO	VELOCIDAD	PERDIDA		
20-2		39.20	9.172	7.579	1.671	1.00		

f) PROYECTO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

Como la aportación de aguas negras de los servicios del cementerio es muy baja, el sistema de alcantarillado se proyectó solo para drenar las aguas pluviales. Las aguas negras aportadas por los servicios, se tratarán de desalojar mediante una fosa séptica ubicada dentro del mismo predio.

La red de alcantarillado recolectará una parte de las -- agua pluviales, ya que debido a la ubicación del predio y a las irregularidades que presenta el terreno, unas zo nas drenarán superficialmente fuera de este.

De las aguas que recolecta la red, una parte se desaloja rá a la red exterior y la otra descargará en la zona de inundación del predio, donde se proyectará un lago artificial de ornato.

Con el objeto de determinar la tormenta de diseño, a con tinuación se describe el estudio hidrológico realizado.

ESTUDIO HIDROLOGICO

El estudio hidrológico para la región, se realiza basan- dose en información recabada en la oficina de Hidrología

de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos - (SARH), que consiste en datos de pluviómetros y pluviógrafos; estos datos se ordenaron de acuerdo a la precipitación y al tiempo de duración de la tormenta como se muestra en la tabla 1, para con estos datos calcular las curvas de intensidad - duración - frecuencia de la región, realizando primero la determinación del período de retorno de la tormenta (T_r), de acuerdo a la precipitación, duración e intensidad de las mismas, los resultados obtenidos se muestran en la tabla 2.

Para calcular la intensidad de lluvia (I), se propuso la expresión de la forma:

$$I = \frac{K T_r^x}{D^e}$$

A partir de la cual se formó el siguiente sistema de ecuaciones :

$$\ln I = \ln K + x \ln T_r - e \ln D$$

$$Y = a + bx_1 + cx_2$$

Que expresado en forma matricial resulta :

$$\begin{pmatrix} N & \Sigma X_1 & \Sigma X_2 \\ \Sigma X_1 & \Sigma X_1^2 & \Sigma X_1 \Sigma X_2 \\ \Sigma X_2 & \Sigma X_1 \Sigma X_2 & \Sigma X_2^2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} a \\ b \\ c \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \Sigma X \\ \Sigma X_1 Y \\ \Sigma X_2 Y \end{pmatrix}$$

Con los datos de la tabla 2, se obtuvieron los siguientes resultados :

$$\begin{aligned} N &= 33 \\ \Sigma X_1 &= 24.0345892 \\ \Sigma X_1^2 &= 32.4713099 \\ \Sigma X_1 \Sigma X_2 &= 2299.91 \\ \Sigma X_2^2 &= 288.0070465 \\ \Sigma Y &= 157.8261685 \\ \Sigma X_1 Y &= 121.4783129 \\ \Sigma X_2 Y &= 455.2105504 \\ \Sigma Y^2 &= 760.0059181 \\ \Sigma X_2 &= 95.7082132 \end{aligned}$$

Con lo cual, la solución del sistema resulta :

$$\begin{aligned} a = \ln k &= 5.601496724, \quad k = 270.8314642 \\ b = X &= 0.485458391 \\ c = e &= 0.404260148 \end{aligned}$$

Y el coeficiente de correlación se obtuvo con la siguiente expresión :

$$R^2 = \frac{a\sum Y + b\sum X_1 Y + c\sum X_2 Y - 1/n (\sum Y)^2}{(\sum Y)^2 - \frac{(\sum Y)^2}{n}}$$

Sustituyendo valores y operando se obtuvo $R=0.8938914$, - que se acepta ya que su valor indica una buena correlación.

Finalmente la fórmula para calcular la intensidad, con los resultados anteriores resulta :

$$I = \frac{270.83 Tr^{0.4855}}{D^{0.4043}}$$

Donde :

I = Intensidad de la tormenta del diseño en -
mm/hr

Tr = Período de retorno en años

D = Duración de la tormenta en min.

Una vez conocida la expresión para determinar la intensidad, se calculó la intensidad para los períodos de retorno y duración de tormentas obtenidas anteriormente, con lo que se obtuvieron las curvas intensidad-duración-frecuencia, cuya gráfica se muestra en la figura 8.

CALCULO DE GASTOS DE AGUAS PLUVIALES

De acuerdo a las características topográficas del predio, este se dividió en tres cuencas, cuya ubicación dentro - del predio se muestra en el plano 8 y es la siguiente :

Cuenca 1 .- Situada al N-E con un área aproximada de - -
21,450 m².

Cuenca 2 .- Esta situada al N-W con área aproximada de -
24,925 m².

Cuenca 3 .- Al N con un área aproximada de 57,924 m².

Para determinar el gasto se empleó el método de Burkli-- Ziegler (Ref. 7), ya que de acuerdo a experiencias obtenidas con anterioridad, su aplicación produce soluciones económicas.

La fórmula propuesta es la siguiente :

$$Q = 2.78 \text{ C I } A^{3/4} \text{ S }^{1/2}$$

Donde :

Q = Gasto en lts/seg.

C = Coeficiente de escurrimiento

I = Intensidad de la lluvia en mm/hr

S = Pendiente media del área de aportación en milésimas.

A = Area de la cuenca en Ha.

De las variables de la ecuación, la intensidad (I) fué determinada del estudio hidrológico realizado. La pendiente media del terreno (S) se determinó de acuerdo a la topografía del terreno y el coeficiente de escurrimiento (C), depende de los diferentes tipos de suelo, seleccionándose de acuerdo a la tabla siguiente: (Ref. 7).

VALORES DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO

TIPO DE SUPERFICIE	VALORES DE C
Techos metálicos de teja vidriada	0.95
Techos de teja ordinaria	0.90
Pavimentos de asfalto en buenas condiciones.	0.80 a 0.90
Pavimentos de concreto	0.80 a 0.85
Empedrados con material pequeño	0.75 a 0.80
Empedrados ordinarios	0.40 a 0.50
Superficies no pavimentadas	0.10 a 0.30
Areas verdes, parques y jardines	0.05 a 0.25

Puesto que en la zona se tendrán áreas verdes y superficies pavimentadas, correspondiendo el 95% a áreas verdes y el 5% a pavimentados, se obtuvo el siguiente valor de C.

$$\begin{array}{rcl}
 95\% \times 0.15 & = & 0.14 \\
 5\% \times 0.80 & = & \underline{0.04} \\
 & & 0.18
 \end{array}$$

Se consideró $C = 0.20$

Para el cálculo de las pendientes en cada cuenca se determinó considerando el promedio de dos desniveles distintos, así :

$$S = \frac{H}{L}$$

Donde :

S = Pendiente del terreno en milésimas.

H = Desnivel del terreno en m.

L = Longitud de la cuenca en m.

Obteniéndose :

CUENCA	1	2	3
$S = \frac{H}{L}$	$\frac{3.50}{150} = 0.0233$	$\frac{1.70}{140} = 0.012$	$\frac{6}{160} = 0.038$
$S = \frac{H}{L}$	$\frac{5.50}{185} = 0.030$	$\frac{3.2}{137} = 0.023$	$\frac{11}{180} = 0.061$
S promedio	0.027	0.018	0.049

Para calcular el tiempo de concentración que determinará la duración de la tormenta de diseño, se emplearon varios métodos : el método de Rowe (Ref. 8), quien propone las siguientes fórmulas :

$$T_c = \left(\frac{0.86 L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Donde :

T_c = Tiempo de concentración en hr.

L = Longitud de la cuenca en Km.

H = Desnivel del terreno en m.

y

$$T_c = \left(\frac{11.9 L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Para la cual, la longitud esta dada en millas (Ref. 2) y la recomendada por el Soil Conservation Service Guide -- (Ref. 9).

$$T_c = 0.93 \frac{L^{1.55}}{H^{0.385}}$$

Donde :

T_c = Tiempo de concentración en hr.

H = Desnivel del terreno en m.

L = Longitud de la cuenca en Km.

Los resultados obtenidos para cada una de las tres cuencas se muestran en la tabla 3.

Para el cálculo de los gastos se usará un tiempo de concentración de 10 minutos y dadas las características a que se destinará el predio, se seleccionará un período de retorno de 2 años, por lo que de acuerdo a las curvas intensidad-duración-frecuencia, se tiene :

$$i = 150 \text{ mm /hr.}$$

Que sustituyendo este valor, junto con el coeficiente de escurrimiento en la fórmula para determinar el gasto, se tiene :

$$Q = 83.4 \text{ A } 3/4 \text{ S } 1/2$$

Aplicando esta ecuación a cada cuenca, tenemos :

CUENCA	S	S 1/2	Q
1	0.027	0.1643	13.70 A 3/4
2	0.018	0.1341	11.18 A 3/4
3	0.049	0.2214	18.46 A 3/4

El gasto por tramo se determinó de acuerdo al área tributaria correspondiente. En las tablas 4, 5 y 6 se muestran los cálculos de la red para cada una de las cuencas, que incluye el cálculo de gastos, pendientes, cotas de plantilla, profundidades de zanjas, excavación y relleno.

De acuerdo a los gastos obtenidos, el diámetro que resultó en toda la red es de 30 cm. La pendiente mínima se fijó como la necesaria para que a tubo lleno se obtuviera una velocidad mínima de 0.60 m/seg, resultando esta de 2 milésimas.

La pendiente máxima con la que se diseñó fue de 35 milésimas, con la que se obtiene una velocidad máxima de 2.8 m/seg.

De acuerdo a las características de la tubería, se fijó una profundidad mínima de la zanja de 0.75 m. en la zona de andadores y de 1.35 m. en vialidades, con un ancho en ambas de 0.75 m. La plantilla para la tubería deberá ser de 0.10 m. de espesor.

La altura máxima en pozos de caída es de 1.50 m; pero debido a las irregularidades que presenta el terreno, tuvieron que proponerse caídas mayores que la especificada en los pozos 24, 27, 33, 34, 42, 46 y 49, ya que de otra manera se hubieran tenido pendientes grandes que produjeran velocidades altas; o bien se incrementara el número de pozos de visita.

Las especificaciones en que se basó el cálculo de la red de alcantarillado, están basadas en varias fuentes de información (Ref. 10 y 11).

Las características geométricas de la red de alcantarillado se muestran en el plano 8.

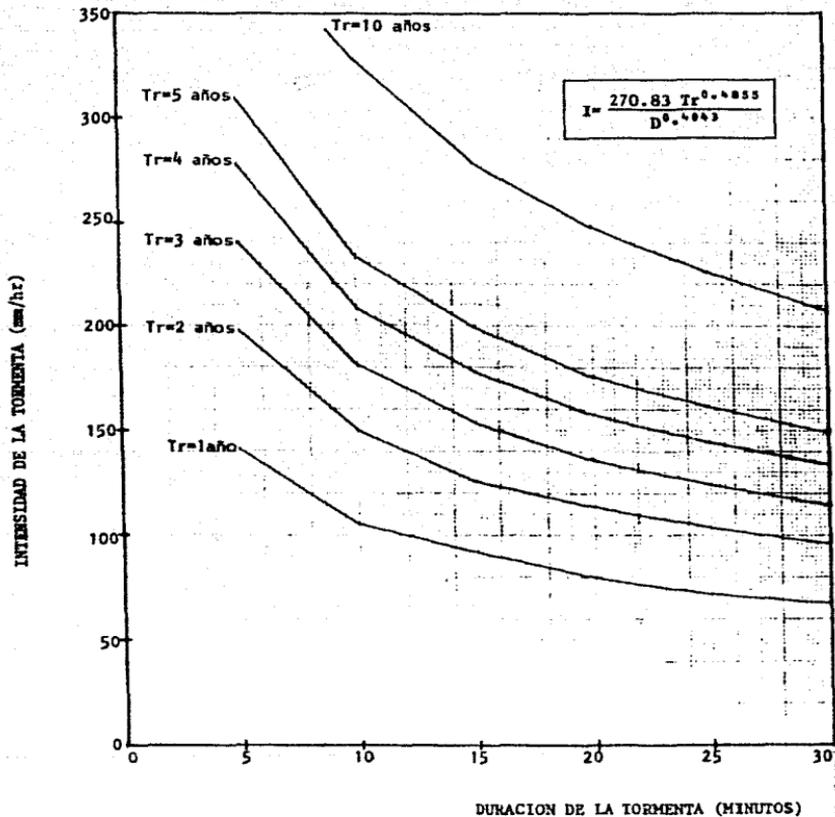
T A B L A 1

ORDENAMIENTO DE DATOS RECABADOS EN LA OFICINA DE HIDROLOGIA -
DE LA SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS (SARH)

Duración No.	5mn l (mm/hr)	10min l (mm/hr)	15min l (mm/hr)	20min. l (mm/hr)	30min l (mm/hr)
1	196.80	142.50	132.00	113.70	96.20
2	188.40	140.40	121.60	111.00	87.60
3	174.00	124.80	118.00	105.60	85.00
4	156.00	123.00	108.00	100.50	82.60
5	148.80	121.20	102.20	93.00	79.00
6	144.22	117.80	102.00	90.70	78.00
7	141.60	114.00	101.20	87.00	74.50
8	138.00	109.50	98.80	86.80	68.00
9	132.00	104.70	90.00	84.00	66.00
10	132.00	88.80	85.00	81.10	63.20
11	121.80	87.60	76.40	73.50	55.40
12	122.40	87.00	76.70	67.50	54.30
13	120.00	84.00	76.00	57.90	46.60
14	117.80	83.00	65.20	54.00	43.00
15	117.60	71.70	51.80	48.50	39.60
16	114.00	71.40	51.80	45.00	39.20
17	108.00	65.40	54.80	42.00	28.80
18	102.00	65.40	46.80	37.50	27.20
19	102.00	65.10	45.60	37.20	25.50
20	100.80	53.70	37.60	28.70	19.70

T A B L A 2
RESUMEN DE PERIODOS DE RETORNO

No.	I(m/Hr) Tr 5min. Años	I(mm/Hr) Tr 10min. Años	I(mm/Hr) Tr 15min. Años	I(mm/Hr) Tr 20min. Años	I(mm/Hr) Tr 30min. Años	I(mm/Hr) Tr 45min. Años	I(mm/Hr) Tr 60min. Años
1	196.80 2	180.00 4	294.40 10	120.00 4	182.00 13	138.60 3	128.50 3
2	188.40 1	142.50 2	242.80 5	113.70 2	177.60 6.5	103.70 1.5	75.40 1.5
3		121.20 1.3	180.00 3.33	93.00 1.3	152.00 4.33	94.5 1	66.0 1
4		80.00 1	60.00 1	122.40 1	122.50 3.25		
5			132.00 2		105.60 2.6		
6			124.00 1.6		104.00 2.16		
7			114.40 1.42		97.40 1.86		
8			112.00 1.25		96.20 1.63		
9			108.00 1.11		89.40 1.44		
10			47.40 1.00		82.60 1.3		
11					82.40 1.18		
12					79.00 1.08		
13					68.00 1		



CURVAS INTENSIDAD - DURACION - FRECUENCIA
CIUDAD DE VILLAHERMOSA, TABASCO

FIG. 8

T A B L A 3

RESUMEN DEL CALCULO DE LOS TIEMPOS DE CONCENTRACION

Cuenca Fórmula	1	2	3
$T_c =$			
$\frac{11.9 L^3}{H}$	0.103= 6 min	0.126=7.5 min	0.091 = 5 min
H	0.111=6.5 min	0.096=6 min	0.082 = 5 min
$\frac{(0.86 L^3)^{0.385}}{H}$	0.065= 4 min	0.079= 5 min	0.057 = 3 min
H	0.070= 4 min	0.061= 4 min	0.052 = 3 min
$\frac{0.93 L^{1.155}}{H^{0.385}}$	0.064= 4 min	0.078= 5 min	0.056 = 3 min
H	0.069= 4 min	0.060=3.5 min	0.051 = 3 min

TARIFA DE CALCULO DE DRENAJE FLUVIAL

TABLA 4

CUENCA 3

TRAMO	LONG. (m)	AREA Ha.	AREA ACUMU- LADA	3/4 A	Q	TUBERIAS			VELO- CIDAD m/seg.	C.REAL 1% / seg.	COTA TERRE- NO.	COTA PLAN- TILLA	PROF. EXCA- VACION	PROF. PROH. TRAMO (m)	ESPEOR PLANTI- LLA (m)	ANCHO ZANJA (m)	PUNTAJONES			PLAN- TILLA (m ²)	RELLENO (m ³)
						DIAN. (cm)	A (m ²)	S									0 - 2	2 - 4	4 - 6		
21-22	45	0.10	0.10	0.18	3.28	30	0.07	15	1.68	118.43	99.96	99.34	0.75	1.05	0.10	0.75	35.44	-	-	3.38	27.73
22-23	47	0.10	0.20	0.30	5.52	30	0.07	4	0.87	61.16	99.88	98.66	1.35	1.35	0.10	0.75	47.59	-	-	3.52	39.54
23-24	47	0.14	0.34	0.45	8.22	30	0.07	9	1.30	91.74	99.71	98.49	1.35	1.35	0.10	0.75	47.59	-	-	3.53	39.54
24-25	50	0.03	0.37	0.47	8.76	30	0.07	33	2.49	175.67	99.28	98.06	1.35	2.71	0.10	0.75	-	101.63	3.75	21.06	
42-25	36	0.06	0.06	0.12	2.24	30	0.07	20	1.93	136.76	95.02	94.40	0.75	0.75	0.10	0.75	20.25	-	2.70	14.09	
25-49	13	0.01	0.44	0.54	9.97	30	0.07	33	2.49	175.67	94.92	93.70	2.85	2.10	0.10	0.75	-	20.48	0.98	18.25	
45-26	19	0.01	0.45	0.55	10.14	30	0.07	33	2.49	175.67	92.99	91.77	2.95	2.15	0.10	0.75	-	30.64	1.43	27.38	
26-27	36	0.12	0.57	0.66	12.11	30	0.07	2	0.61	43.25	90.76	89.54	1.35	2.13	0.10	0.75	-	57.51	2.70	51.35	
27-29	42	0.08	0.08	0.15	2.78	30	0.07	31	2.41	170.26	98.64	98.02	0.75	0.75	0.10	0.75	23.63	-	3.15	16.43	
29-30	42	0.08	0.16	0.25	4.67	30	0.07	23	2.07	146.65	97.35	96.73	0.75	0.75	0.10	0.75	23.63	-	3.15	16.43	
30-31	42	0.14	0.30	0.41	7.48	30	0.07	6	1.06	74.90	96.40	95.73	0.75	0.75	0.10	0.75	23.63	-	3.15	16.43	
31-42	35	0.12	0.42	0.52	9.63	30	0.07	32	2.45	172.98	96.14	95.52	0.75	0.75	0.10	0.75	19.69	-	2.63	13.70	
42-37	32	-	0.42	0.52	9.63	30	0.07	33	2.49	175.67	95.02	94.40	2.60	1.24	0.10	0.75	29.76	-	2.40	24.28	
27-43	45	0.41	1.40	1.29	23.76	30	0.07	2	0.61	43.25	92.24	89.47	2.90	0.85	0.10	0.75	28.69	-	3.38	29.78	
43-44	48	0.70	2.10	1.74	32.21	30	0.07	35	2.56	180.91	90.20	89.38	0.95	0.85	0.10	0.75	30.60	-	3.60	22.36	
44-61	13	-	-	1.74	32.21	30	0.07	33	2.49	175.67	88.30	87.65	2.15	1.49	0.10	0.75	14.53	-	0.98	12.10	
16-50	20	0.05	0.05	0.11	1.95	30	0.07	14	1.62	114.42	101.04	99.82	1.35	1.35	0.10	0.75	20.25	-	1.50	16.83	
50-32	22	0.05	0.10	0.18	3.28	30	0.07	33	2.49	175.67	100.76	99.54	2.31	1.83	0.10	0.75	30.20	-	1.65	26.43	
32-46	28	0.02	0.12	0.20	3.76	30	0.07	33	2.49	175.67	99.07	97.85	1.28	1.88	0.10	0.75	39.48	-	2.10	34.69	
46-34	22	0.01	0.13	0.22	4.00	30	0.07	33	2.49	175.67	97.21	95.99	3.50	2.36	0.12	0.75	-	38.94	1.65	35.17	
15-33	26	0.10	0.10	0.18	3.28	30	0.07	13	1.84	129.74	100.02	99.40	0.75	0.75	0.10	-	14.63	-	1.75	15.17	
33-51	26	0.18	0.28	0.38	7.11	30	0.07	33	2.49	175.67	99.54	98.92	3.61	2.12	0.10	0.75	-	41.34	1.95	36.89	
51-34	26	0.19	0.47	0.57	10.48	30	0.07	33	2.49	175.67	95.90	95.28	2.07	1.34	0.10	0.75	26.13	-	1.95	21.68	
34-33	47	0.23	0.33	0.47	16.05	30	0.07	33	2.49	175.67	94.33	93.11	3.39	2.01	0.10	0.75	-	70.85	3.53	62.41	
34-47	40	0.29	0.40	0.40	7.30	30	0.07	33	2.49	175.67	95.25	93.09	2.29	1.76	0.10	0.75	52.60	-	3.00	45.85	
47-35	24	0.15	0.47	0.57	10.48	30	0.07	33	2.49	175.67	92.99	91.77	2.81	2.02	0.10	0.75	-	36.36	1.30	32.25	
35-38	15	-	1.30	1.22	22.48	30	0.07	2	0.61	43.25	90.74	89.52	1.35	1.35	0.10	0.75	15.19	-	1.13	12.62	
37-52	40	0.025	0.025	0.06	1.16	30	0.07	33	2.49	175.67	95.29	92.48	2.84	2.01	0.10	0.75	-	60.60	3.00	53.75	
52-38	24	0.015	0.04	0.09	1.65	30	0.07	33	2.49	175.67	92.50	91.28	2.14	1.75	0.10	0.75	31.50	-	1.80	27.39	
26-38	13	0.01	0.01	0.03	0.58	30	0.07	4	0.87	61.15	90.76	89.54	1.35	1.35	0.10	0.75	18.23	-	1.25	15.14	
38-48	24	0.20	1.55	1.39	25.63	30	0.07	33	2.49	175.67	90.92	89.49	1.54	1.78	0.10	0.75	32.04	-	1.70	27.93	
48-39	20	0.16	1.75	1.50	21.61	30	0.07	33	2.49	175.67	88.11	87.53	0.75	0.75	0.10	0.75	11.25	-	1.20	7.15	
39-40	34	0.19	2.05	1.65	31.05	30	0.07	33	2.49	175.67	87.50	86.88	0.98	0.86	0.10	0.75	21.93	-	2.55	18.11	
40											86.11	85.53	0.75			0.75	68.67	48.35	78.60	937.52	

1,090.10 484.33 141.20 1,414.65

TABLA DE CALCULO DE DRENAJE PLUVIAL

CUENCA 2

TABLA 5

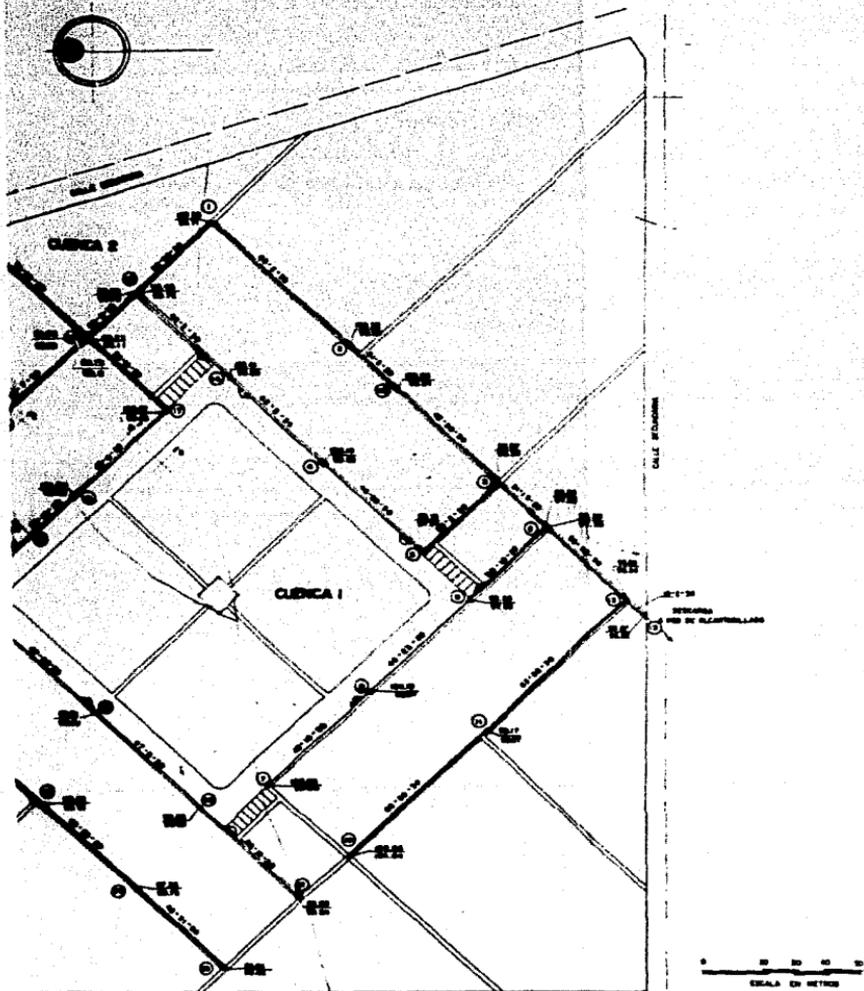
TRAMO	LONG. (m)	AREA Ha.	AREA ACUMU- LADA	3/4 A	Q	TUBERIAS		S	VELO- CIDAD m/seg.	Q REAL lts/ seg.	COTA TIERRA NO.	COTA PLAN- TILLA	PROP. RENCA- VACION	PROP. TRAM. TRAMO (m)	ESPESOR PLANTI- LLA (m)	ANCHO ZANJA (m)	EXCAVACIONES		PLAN- TILLA (m3)	RELLENO (m3)	
						DIAM. (cm)	A (m2)										0 - 2	2 - 4			
1-15	36	0.15	0.15	0.24	2.70	30	0.07	26	2.21	155.93	100.33	99.71	0.75	0.75	0.10	0.75	20.25		2.70	14.09	
4-14	42	0.17	0.17	0.26	2.96	30	0.07	2	0.61	43.25	109.10	98.88	1.35	1.35	0.10	0.75	42.53		3.15	25.73	
14-15	45	0.06	0.23	0.33	3.72	30	0.07	2	0.61	43.25	100.41	98.80	1.74	1.35	0.10	0.75	45.56		3.34	37.66	
15-18	22	0.08	0.46	0.56	6.25	30	0.07	2	0.61	43.25	99.40	98.72	0.81	1.00	0.10	0.75	16.50		1.65	12.73	
16-17	40	0.14	0.14	0.23	2.56	30	0.07	9	1.30	91.74	101.04	99.82	1.35	1.35	0.10	0.75	40.50		3.00	33.65	
17-18	35	0-	0.14	0.23	2.56	30	0.07	10	1.37	96.70	100.67	99.65	1.35	1.05	0.10	0.75	27.56		2.63	21.57	
19-18	39	0.14	0.14	0.23	2.56	30	0.07	7	1.14	80.91	103.02	99.40	0.75	0.75	0.10	0.75	21.94		2.93	15.26	
18-20	51	0.19	0.93	0.95	10.60	30	0.07	10	1.37	96.70	99.73	99.11	1.18	0.90	0.10	0.75	34.43		3.83	25.69	
20											98.60	98.18	0.75					249.26		23.25	196.19

TABLA DE CALCULO DE DRENAJE PLUVIAL

TABLA 6

CUENCA I

TRAMO	LONG. (m)	AREA Ha.	AREA ACUMU- LADA	J/4	Q	TUBERIAS			VELO- CIDAD m/seg.	REAL lts/ seg.	COTA TERRE- NO.	COTA PLAN- TILLA.	PROF. EXCA- VACION	PROF. PROM. TRAMO (m)	ESPESOR PLANTI- LLA(m)	ANCHO ZANJA (m)	EXCAVACIONES			PLAN- TILLA (m3)	RELLENO (m3)		
						DIAM (cm)	A (m2)	S									0	1	2			3	4
1-2	63	0.74	0.74	0.80	10.93	30	0.07	2	0.61	43.25	100.33	99.71	0.75	0.81	0.10	0.75	38.27			4.73	27.49		
2-45	21	0.25	0.99	0.99	13.61	30	0.07	2	0.61	43.25	100.32	99.58	0.87	0.86	0.10	0.75	13.55			1.58	9.95		
45-3	42	0.49	1.48	1.34	18.39	30	0.07	26	2.29	161.81	100.26	99.54	0.85	0.80	0.10	0.75	25.20			3.15	18.01		
4-5	45	0.23	0.23	0.33	4.55	30	0.07	20	1.93	136.76	100.10	98.88	1.35	1.35	0.10	0.75	45.56			3.38	37.86		
5-3	35	-0-	0.23	0.33	4.55	30	0.07	2	0.61	43.25	99.19	97.97	1.35	1.28	0.10	0.75	33.60			2.63	27.61		
3-6	21	0.11	1.82	1.57	21.47	30	0.07	15	1.68	118.43	98.97	98.35	1.20	0.98	0.10	0.75	15.44			1.58	11.84		
7-8	45	0.15	0.15	0.24	3.30	30	0.07	16	1.73	122.32	100.85	99.63	1.35	1.35	0.10	0.75	45.56			3.38	37.86		
8-9	45	0.15	0.30	0.41	5.56	30	0.07	23	2.07	146.65	100.14	98.97	1.25	1.35	0.10	0.75	45.56			3.38	37.86		
9-6	38	0.10	0.40	0.50	6.89	30	0.07	8	1.22	86.49	99.11	97.89	1.35	1.05	0.10	0.75	29.93			2.85	23.42		
6-12	35	0.11	2.33	1.89	25.84	30	0.07	33	2.49	175.67	98.20	97.58	0.94	0.84	0.10	0.75	22.05			2.63	16.06		
10-11	63	0.11	0.11	0.19	2.62	30	0.07	28	2.29	161.81	100.66	100.04	0.75	0.75	0.10	0.75	35.44			4.73	24.65		
11-12	63	0.11	0.22	0.32	4.40	30	0.07	32	2.45	172.98	98.69	98.27	0.75	0.75	0.10	0.75	35.44			4.73	24.65		
12-13	10	-0-	2.55	2.02	27.65	30	0.07	2	0.61	43.25	98.86	96.24	0.75	0.75	0.10	0.75	5.63			0.75	3.91		
13											96.85	96.22	0.76										
																		391.22			39.45	101.1b	



FACULTAD DE INGENIERIA	
U N A M	
CEMENTERIO VILLA MEMORIA TABASCO	
PLANO DE ALCANTARILLADO	
P-8	TESIS PROFESIONAL
	ALEJANDRO BAUTISTA CRUZ

g) PROYECTO DE ELECTRIFICACION

La electrificación del cementerio tiene como finalidad - dar servicio a las instalaciones, así como también proporcionar el alumbrado público que por especificación se requiere dentro del cementerio.

ALUMBRADO

Alumbrado exterior en colindancias.-

Para el alumbrado exterior en colindancias, se propusieron 10 unidades de iluminación tipo arbotante con lámpara de vapor de mercurio de 250 watts, instalándose en la parte superior de las bardas.

El control de estas unidades esta formado por dos circuitos a 220 volts y el sistema de operación del encendido y apagado será por medio de una combinación de alumbrado público, formado por interruptor termomagnético, contactor magnético y fotocelda, que se instalará en la azotea de la subestación eléctrica o en alguno de los postes de iluminación.

El nivel al que se proyecto este alumbrado es exclusivamente para vigilancia.

Cálculo de la corriente del circuito (Ref. 12).

$$I = \frac{W}{E_f \cos \phi} \quad \text{Donde :}$$

I = Intensidad de la corriente en amperes

$\cos \phi$ = Factor de potencia (0.9)

W = Potencia en watts.

E_f = Voltaje en volts.

$$I = \frac{1500}{220 \times 0.9} = 7.57 \text{ amperes}$$

La distancia a la toma de la corriente (subestación) es:

$$L_p = \frac{300 (80 + 200 + 320 + 440 + 560)}{5 \times 300} = \frac{480,000.000}{1500} = 320\text{m}$$

y la sección transversal del conductor es :

$$S = \frac{2 \times 320 \times 7.57}{127 \times 3} = \frac{4844}{381} = 12,71 \text{ mm.}$$

Se propone cable tipo Tw calibre No. 6, el cual tiene --
una sección de 13.30 mm.

Alumbrado exterior para calles interiores del panteón.-

El alumbrado exterior para estas calles se compone de 7- postes metálicos de 7m. de altura con luminarios tipo -- punta de poste de 250 watts de vapor mercurio.

El control de estas unidades es con un circuito a 220 -- volts con el mismo sistema de operación al anterior y se consideran para el cálculo del alimentador con 5 luminarios.

Este alumbrado es el recomendado para calles de poca circulación, como lo son las del cementerio. A continua--- ción se muestran los cálculos realizados al respecto.

La intensidad de corriente es :

$$I = \frac{W}{E_f \cos \phi} = \frac{1500}{220 \times 0.9} = 7.57 \text{ Amperes.}$$

Distancia a la toma de la corriente

$$L_p = \frac{300 (100+170+240+340+440)}{5 \times 300} = \frac{387,000}{1500} = 258 \text{ m.}$$

Y la sección del conductor es de :

$$S = \frac{2 \times 258 \times 7.57}{127 \times 3} = \frac{3,906}{381} = 10.25 \text{ mm.}$$

Se instalará cable tipo Tw. calibre No. 6, que tiene sección de 13.30 mm.

Alumbrado de acceso y estacionamiento .-

Este alumbrado esta compuesto de 6 postes metálicos de 9 m. de altura, de los cuales 4 postes tienen una ménsula para soportar un luminario de vapor de mercurio de 250 watts y dos postes llevan 2 ménsulas para soportar dos luminarios de vapor de mercurio de 250 watts.

Estas unidades estan controladas por un circuito a 220 volts con el mismo sistema de operación a los anteriores

De acuerdo a lo mencionado anteriormente se tendrá un nivel de iluminación de 7 luxes que es lo que se aconseja en este tipo de alumbrado.

$$I = \frac{W}{E_f \cos \phi} = \frac{1500}{198} = 7.57 \text{ Amperes}$$

$$L_p = \frac{300 (30 + 70 + 160)}{300 \times 5} = \frac{78000}{1500} = 52 \text{ m.}$$

Sección del conductor

$$S = \frac{2 \times 52 \times 7.57}{127 \times 3} = 2.07 \text{ mm.}$$

Se instalará cable Tw. calibre No. 6 por ser el mínimo -- permitido por la dirección general de electricidad para este tipo de instalaciones.

Nota : El cableado interior de los postes será con cable Tw. calibre No. 10.

Para la conexión de los equipos de iluminación, en la -- Fig. 9 se muestra el diagrama de conexiones para las lám paras y de los dispositivos de control, como la fotocelda, contactor magnético e interruptor termomagnético.

Finalmente en las figuras 10,11, 12 y 13 se muestran los detalles de construcción de los registros, bases para -- postes, cruces en las vialidades, planta de cemento de postes con registro y llegadas de tubería.

ELECTRIFICACION

Cálculo de cargas estimadas para los diferentes edificios.-

Se consideró una carga estimada de 20 watts por metro cuadrado para las instalaciones de alumbrado y contactos y así obtener las capacidades aproximadas de la subestación eléctrica e interruptores termomagnéticos del tablero general.

Dentro de estas consideraciones se estimó la capacidad aproximada para los sistemas hidroneumáticos y ventilación y dejando una preparación para poner un letrero luminoso.

A continuación se muestra una relación de las cargas estimadas :

Velatorio	10	Kw
Descanso	2.5	Kw
Oficinas	5	Kw
Cafetería	5	Kw
Capilla	4.5	Kw
Caseta de control	0.75	Kw

Servicio	6	Kw
Alumbrado exterior	7.5	Kw
Letrero luminoso	3	Kw
Equipo de ventilación	30	Kw
Equipo hidroneumático	<u>12</u>	Kw
T O T A L		86.25 Kw.

Tomando como base la carga estimada de 86.25 Kw, la capacidad de la subestación eléctrica es :

$$K V A = \frac{86.25}{0.85} = 101.47 K V A.$$

Esta capacidad se ajustó a la comercial más próxima, resultando de 112.5 KVA.

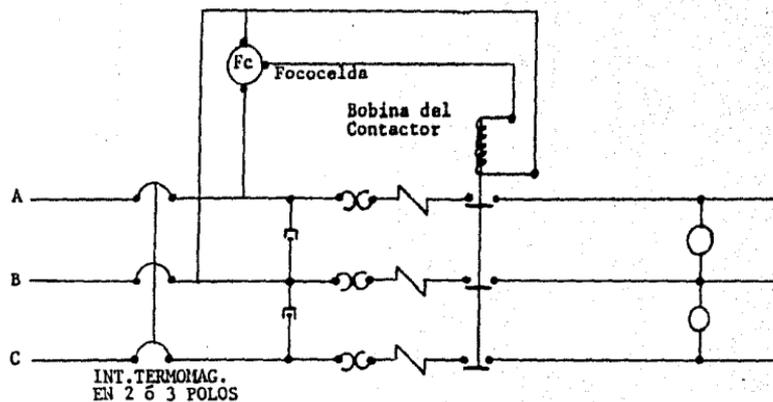
SUBESTACION ELECTRICA

De acuerdo a lo obtenido anteriormente, se recomendó una subestación eléctrica de 112.5 KVA, para servicio interior y cuyo voltaje de operación determinará la compañía suministradora de energía del lugar, ya sean 13000 ó - - 23000 volts.

El local donde se aloje esta subestación deberá estar en el punto más próximo a los centros de la distribución, -

ya que esto representa una economía en los calibres de -
conductores para alimentar en baja tensión.

En el plano 9 se muestran las características de alumbra
do del cementerio.

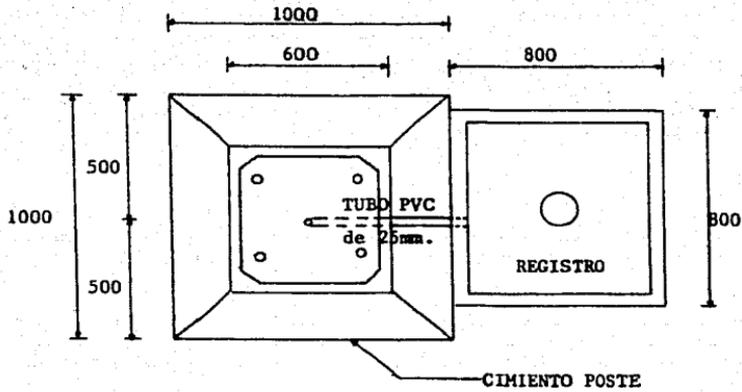


RELEVADOR/CONTACTOR

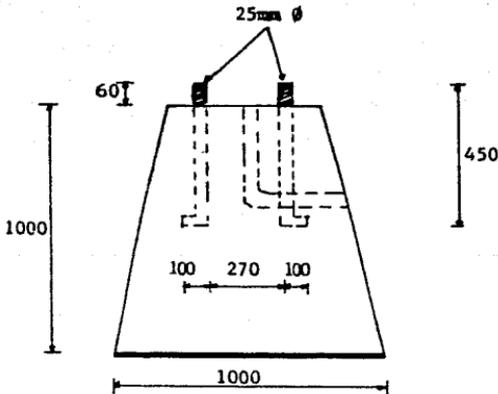
DIAGRAMA DE CONEXIONES DE UN SISTEMA DE CONTROL.

FIG. 9

REGISTRO DE BAJA TENSION Y CIMIENTO DE POSTE



PLANTA DE CONJUNTO



NOTA: Las acotaciones estan en mm.

DETALLE DE REGISTROS DE BANQUETA

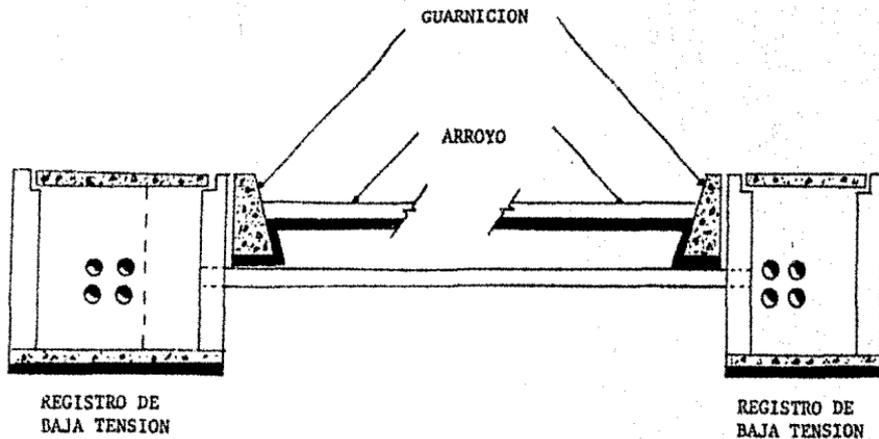


FIG. 11

DETALLE DE REGISTROS DE BANQUETA

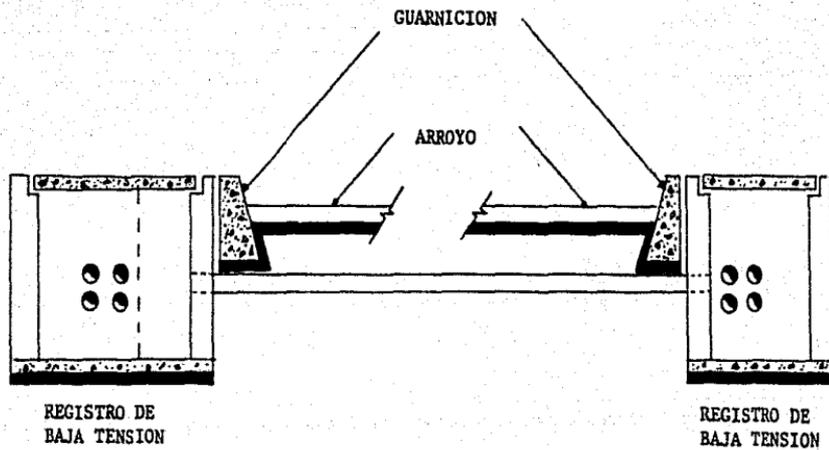
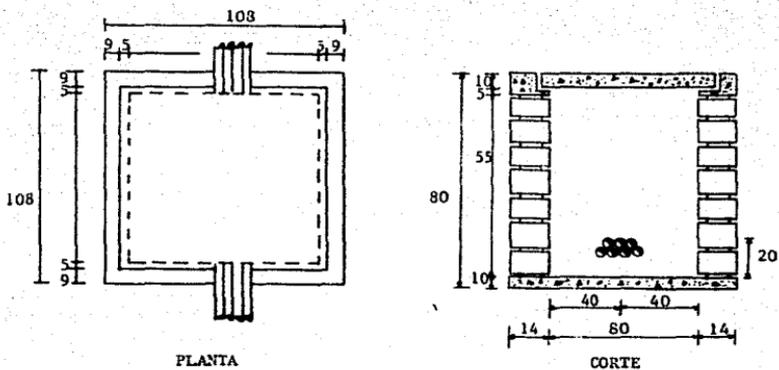
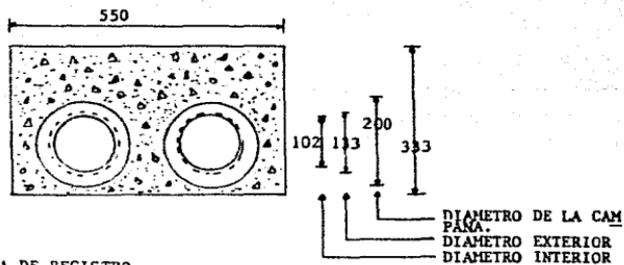


FIG. 11

REGISTRO DE TABIQUE (BAJA TENSION)



RECUBRIMIENTO DE DUCTOS



TAPA DE REGISTRO

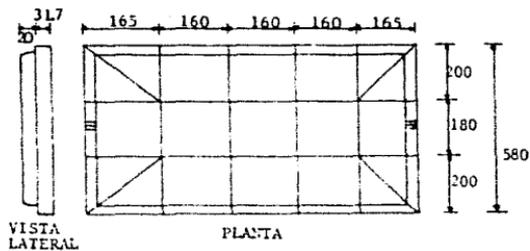


FIG. 12

105.

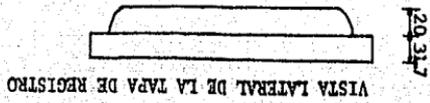
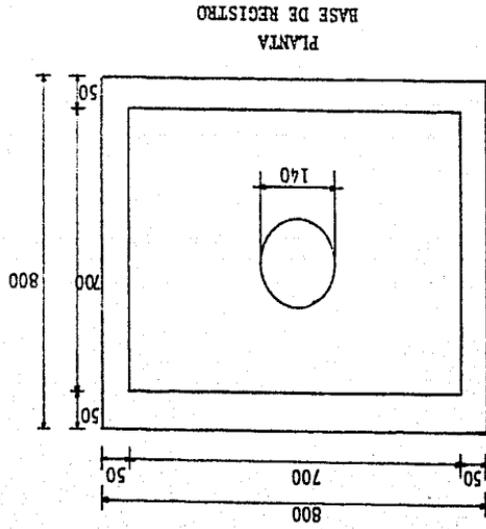
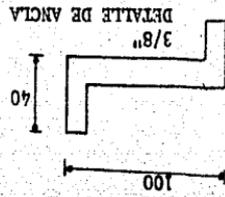
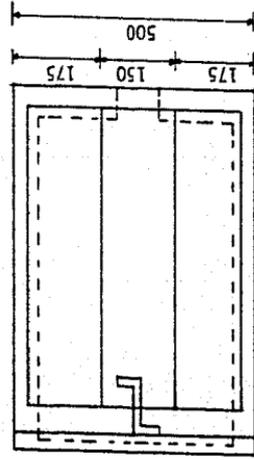


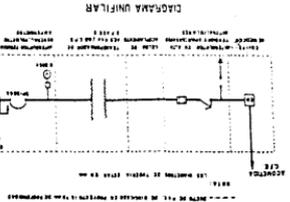
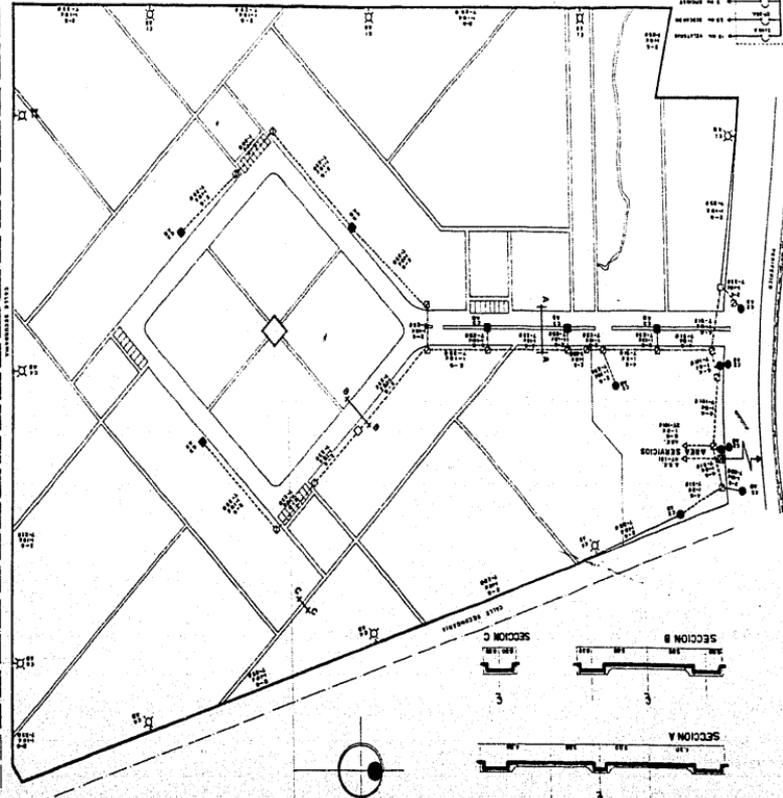
FIG. 13



ESCALA EN MILIM.
 0 1 2 3 4 5

CUADRO DE MATERIALES

CANTIDAD	DESCRIPCION	UNIDAD
100	ALAMBRE N. 14	M.
100	ALAMBRE N. 16	M.
100	ALAMBRE N. 18	M.
100	ALAMBRE N. 20	M.
100	ALAMBRE N. 22	M.
100	ALAMBRE N. 24	M.
100	ALAMBRE N. 26	M.
100	ALAMBRE N. 28	M.
100	ALAMBRE N. 30	M.
100	ALAMBRE N. 32	M.
100	ALAMBRE N. 34	M.
100	ALAMBRE N. 36	M.
100	ALAMBRE N. 38	M.
100	ALAMBRE N. 40	M.
100	ALAMBRE N. 42	M.
100	ALAMBRE N. 44	M.
100	ALAMBRE N. 46	M.
100	ALAMBRE N. 48	M.
100	ALAMBRE N. 50	M.
100	ALAMBRE N. 52	M.
100	ALAMBRE N. 54	M.
100	ALAMBRE N. 56	M.
100	ALAMBRE N. 58	M.
100	ALAMBRE N. 60	M.
100	ALAMBRE N. 62	M.
100	ALAMBRE N. 64	M.
100	ALAMBRE N. 66	M.
100	ALAMBRE N. 68	M.
100	ALAMBRE N. 70	M.
100	ALAMBRE N. 72	M.
100	ALAMBRE N. 74	M.
100	ALAMBRE N. 76	M.
100	ALAMBRE N. 78	M.
100	ALAMBRE N. 80	M.
100	ALAMBRE N. 82	M.
100	ALAMBRE N. 84	M.
100	ALAMBRE N. 86	M.
100	ALAMBRE N. 88	M.
100	ALAMBRE N. 90	M.
100	ALAMBRE N. 92	M.
100	ALAMBRE N. 94	M.
100	ALAMBRE N. 96	M.
100	ALAMBRE N. 98	M.
100	ALAMBRE N. 100	M.



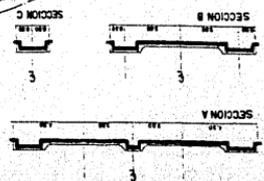
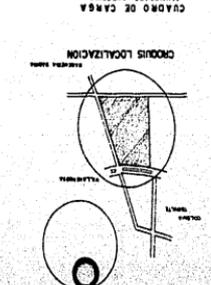
SIMBOLOGIA
 (List of symbols and their corresponding electrical components)

LEYENDA DE MATERIALES ELECTRICOS

DESCRIPCION	UNIDAD
ALAMBRE N. 14	M.
ALAMBRE N. 16	M.
ALAMBRE N. 18	M.
ALAMBRE N. 20	M.
ALAMBRE N. 22	M.
ALAMBRE N. 24	M.
ALAMBRE N. 26	M.
ALAMBRE N. 28	M.
ALAMBRE N. 30	M.
ALAMBRE N. 32	M.
ALAMBRE N. 34	M.
ALAMBRE N. 36	M.
ALAMBRE N. 38	M.
ALAMBRE N. 40	M.
ALAMBRE N. 42	M.
ALAMBRE N. 44	M.
ALAMBRE N. 46	M.
ALAMBRE N. 48	M.
ALAMBRE N. 50	M.
ALAMBRE N. 52	M.
ALAMBRE N. 54	M.
ALAMBRE N. 56	M.
ALAMBRE N. 58	M.
ALAMBRE N. 60	M.
ALAMBRE N. 62	M.
ALAMBRE N. 64	M.
ALAMBRE N. 66	M.
ALAMBRE N. 68	M.
ALAMBRE N. 70	M.
ALAMBRE N. 72	M.
ALAMBRE N. 74	M.
ALAMBRE N. 76	M.
ALAMBRE N. 78	M.
ALAMBRE N. 80	M.
ALAMBRE N. 82	M.
ALAMBRE N. 84	M.
ALAMBRE N. 86	M.
ALAMBRE N. 88	M.
ALAMBRE N. 90	M.
ALAMBRE N. 92	M.
ALAMBRE N. 94	M.
ALAMBRE N. 96	M.
ALAMBRE N. 98	M.
ALAMBRE N. 100	M.

CUADRO DE CARGA

DESCRIPCION	WATT	VOLTAJE	AMPERES
ALAMBRE N. 14	100	110	0.91
ALAMBRE N. 16	100	110	0.91
ALAMBRE N. 18	100	110	0.91
ALAMBRE N. 20	100	110	0.91
ALAMBRE N. 22	100	110	0.91
ALAMBRE N. 24	100	110	0.91
ALAMBRE N. 26	100	110	0.91
ALAMBRE N. 28	100	110	0.91
ALAMBRE N. 30	100	110	0.91
ALAMBRE N. 32	100	110	0.91
ALAMBRE N. 34	100	110	0.91
ALAMBRE N. 36	100	110	0.91
ALAMBRE N. 38	100	110	0.91
ALAMBRE N. 40	100	110	0.91
ALAMBRE N. 42	100	110	0.91
ALAMBRE N. 44	100	110	0.91
ALAMBRE N. 46	100	110	0.91
ALAMBRE N. 48	100	110	0.91
ALAMBRE N. 50	100	110	0.91
ALAMBRE N. 52	100	110	0.91
ALAMBRE N. 54	100	110	0.91
ALAMBRE N. 56	100	110	0.91
ALAMBRE N. 58	100	110	0.91
ALAMBRE N. 60	100	110	0.91
ALAMBRE N. 62	100	110	0.91
ALAMBRE N. 64	100	110	0.91
ALAMBRE N. 66	100	110	0.91
ALAMBRE N. 68	100	110	0.91
ALAMBRE N. 70	100	110	0.91
ALAMBRE N. 72	100	110	0.91
ALAMBRE N. 74	100	110	0.91
ALAMBRE N. 76	100	110	0.91
ALAMBRE N. 78	100	110	0.91
ALAMBRE N. 80	100	110	0.91
ALAMBRE N. 82	100	110	0.91
ALAMBRE N. 84	100	110	0.91
ALAMBRE N. 86	100	110	0.91
ALAMBRE N. 88	100	110	0.91
ALAMBRE N. 90	100	110	0.91
ALAMBRE N. 92	100	110	0.91
ALAMBRE N. 94	100	110	0.91
ALAMBRE N. 96	100	110	0.91
ALAMBRE N. 98	100	110	0.91
ALAMBRE N. 100	100	110	0.91



IV. ANTEPRESUPUESTO

Los costos utilizados fueron tomados de diferentes fuentes de información, como el tabulador de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas (SAHOP), el de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH) y catálogos proporcionados por Casas Comerciales. 1979.

TERRACERIAS.

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
Despalme	m2	8,889	15.00	133,335.00
Corte	m3	1,335	19.66	26,246.10
Terraplen	m3	825	36.00	29,700.00
Mejoramiento	m2	7,962	16.00	127,392.00
Base de 20 cm.	m2	3,725	25.80	<u>93,125.00</u>
TOTAL 1				409,798.10

PAVIMENTOS

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
Adocreto	m2	3,725	150.00	558,750.00
Arena	m3	90	175.00	15,750.00
Material M-8	m3	45	225.00	10,125.00
Asfalto FH-0	lts	6,630	1.65	10,939.50
Asfalto FR-3	lts	3,315	1.75	5,801.25
Concreto para guarnición	m3	220	850.00	187,000.00
Banqueta	m2	4,237	150.00	<u>635,550.00</u>
TOTAL 2				1'423,915.75

PROYECTO DE AGUA POTABLE

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
Tubería de polietileno 2"	m	868	45.55	39,537.40
Tubería de polietileno 3"	m	125	99.95	12,493.75
Tubería de -- aluminio	m	264	1,059.00	279,576.00
Excavación para tuberías.	m ³	170	68.38	6,460.00
Relleno de -- zanjas.	m ³	166	24.77	4,111.82
Aspersores	Pza	18	435.00	7,830.00
Registro para válvulas	Pza	8	2,104.45	16,835.60
Hidrantes para riego	Pza	13	660.00	8,580.00
Válvula para hidrante dobles.	Pza	2	1,300.00	2,600.00
Válvula para hidrante sencillo.	Pza	2	1,059.00	2,118.00
Prensa para - seccionamiento	Pza	2	1,180.50	3,701.00
Tee de polietileno 2"	Pza	12	109.00	1,308.00
Tee de polietileno 3"	Pza	1	237.30	237.30

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
Tee de aluminio	Pza	3	823.00	2,469.00
Tapón de aluminio	Pza	3	226.00	678.00
Reducción de polietileno	Pza	3	67.50	202.50
Silleta de polietileno	Pza	2	160.65	321.30
Codo de línea a 90° de aluminio	Pza	2	931.00	1,862.00
Niple roscado con adaptador	Pza	13	710.00	9,230.00
Concreto F'c=200kg/cm ²	m ³	153	1,393.60	213,220.80
Acero de --- refuerzo fy=4200kg/cm ²	Kg	6,735	7.00	47,145.00
Excavación en la cisterna	m ³	425	89.97	38,237.25
Relleno en la cisterna	m ³	160	24.77	3,963.20
Registro de la cisterna	Pza	2	300.00	600.00
Escalera marina	m	6	511.90	3,071.40
Equipo de bombeo para la red de alimentación.	Pza	1	192,000.00	192,000.00

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
Perforación -- del pozo pro-- fundo (10'')	m	92	392.91	36,147.72
Ademe de 8'' li so	m	33	390.15	12,874.95
Ademe de 8'' ra nurado	m	59	432.56	25,521.04
Equipo de bom- beo del pozo.	Pza	1	200,000.00	<u>200,000.00</u>
TOTAL 3				1'172,933.03

PROYECTO DE LA RED DE ALCANTARILLADO

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
Tubo de concreto simple ($\phi=30$ cm).	m	1,841	120.00	220,938.41
Excavación hasta 2. de profundidad	m ³	1,300	68.38	88,894.00
Excavación de 2m a 4m de profundidad	m ³	460	89.97	41,386.20
Plantilla de arena compactada	m ³	140	99.23	13,892.20
Relleno	m ³	1,444	24.77	35,767.88
Pozo de visita completo hasta 2.0 m. de prof.	Pza	42	5,597.39	235,090.38
Pozo de visita completo de -- 2.0 m. de prof.	Pza	10	10,463.80	104,638.00
Coladeras pluviales de banquetta	Pza	17	656.03	11,152.51
Rejillas para aguas pluviales	Pza	25	4,000.00	<u>100,000.00</u>
TOTAL 4				851,759.58

MATERIAL ELECTRICO

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
Tubo de PVC tipo pesado de 25mm. de Ø .	m	1,625	31.36	50,960.00
Tubo de PVC tipo pesado de 51mm. de Ø .	m	125	78.12	9,765.00
Tubo de PVC tipo pesado de 101mm. de Ø .	m	175	182.14	31,874.50
Cable de cobre tipo TW 600 -- volts. calibre No. 6	m	4,255	15.00	63,825.00
Cable de cobre desnudo calibre No. 8	m	195	10.00	1,950.00
Cable de cobre desnudo calibre No. 10	m	1,665	8.00	13,320.00
Registro de tabique con tapa de concreto de 80x80x80 cm.	Pza	27	1,200.00	32,400.00
Registro de tabique con tapa de concreto de 100x100x80 cm.	Pza	2	1,500.00	3,000.00
Luminario tipo arbotante confoco de vapor de mercurio de 250 watts.	Pza	10	1,200.00	12,000.00

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
Poste de 9.00 m. de altura con 1 luminario de 250 -- watts de vapor mercurio.	Pza	4	5,500.00	22,000.00
Poste de 9.00 m. de altura con 2 luminarios de 250 -- watts de vapor mercurio.	Pza	2	7,250.00	14,500.00
Punta de poste de 9.00 m. de altura con luminario de vapor mercurio de 250 -- watts.	Pza	7	5,500.00	<u>38,500.00</u>
TOTAL 5				294,094.50

RESUMEN PRESUPUESTO

CONCEPTO	IMPORTE	COSTO	COSTO
		SUP. TOTAL (\$/m ²)	SUP. VENDEDIBLE (\$/m ²)
TOTAL EXCAVACION	\$ 409,798.10	4.08 (10 %)	5.80 (10 %)
TOTAL PAVIMENTACION	\$1'423,915.75	14.17 (34 %)	20.17 (34 %)
TOTAL AGUA POTABLE	\$1'172,933.03	11.67 (28 %)	16.61 (28 %)
TOTAL ALCANTARILLADO.	\$ 851,759.58	8.48 (21 %)	12.06 (21 %)
TOTAL ELECTRIFICACION.	\$ 294,094.50	2.93 (7 %)	4.17 (7 %)
T O T A L	\$4'152,500.96	41.33 (100 %)	58.61 (100 %)

V CONCLUSIONES

Después de haber elaborado este trabajo, puede deducirse lo siguiente :

En la realización del proyecto geométrico, se trató de respetar al máximo el proyecto arquitectónico, quedando solamente la definición de algunas vialidades con los linderos, ya que el principal problema que se presenta en el momento de efectuar el trazo corresponde a; por donde empezar y que cierres de verificación se deben tener, sobre todo si se planea una construcción a largo plazo como lo representa este caso en donde las referencias originales de todo el trazo pueden quedar destruidas.

De la nivelación que se realizó se encontró que la topografía del terreno es muy irregular, lo que permitió localizar adecuadamente las cañadas y con ellas relocalizar los andadores y estructuras de drenaje; del estudio de rasantes, se encontraron volúmenes grandes de excavación y relleno.

El diseño de pavimentos se hizo solo para cubrir las mínimas especificaciones que permite la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, porque el tránsito que se tendrá será muy bajo.

El sistema de riego si bien no corresponde al más sencillo, - (ya que podría pensarse en usar mangueras), presenta como ven taja que soluciona el problema en forma definitiva cuando este construido totalmente el cementerio, con un ahorro en cuanto a equipo e instalaciones requeridas para su correcto funcionamiento, que de otra manera se tendrá un desarrollo menos económico y funcional.

En el sistema de alcantarillado, se trató de proponer la solu ción más eficiente y que a la vez esta resultara económica; - esto se logro proponiendo el menor número de pozos y simplifi cando la red, ya sea drenando algunas zonas superficialmente - o conectándose en algunos casos a la red de la población.

El alumbrado propuesto se diseño para el mínimo permisible -- por la Dirección General de Electricidad, ya que para el tipo de uso a que esta destinado el predio no requiere de mayor iluminación y la electrificación es solo para la zona de servicios, el equipo de bombeo y para el sistema de aire acondicionado de las instalaciones.

Del análisis de costos realizado dentro de lo que comprende - el proyecto urbano, se obtuvo un costo por metro cuadrado del terreno de 41.33 pesos y el costo por metro cuadrado de terre no vendible resulto de 58.81 pesos, que considerando el uso -

que tendrá el predio, este precio puede ser prorrateable.

Finalmente, de acuerdo a lo realizado en este trabajo, puede deducirse que cualquier proyecto urbano, ya sea este, un Fraccionamiento, un Centro Recrativo, una Ciudad Industrial, o -- como en este caso un Cementerio, puede prestar un buen servicio, siempre y cuando se tenga una planeación adecuada, que -- trate de ver no solo los problemas presentes, sino también -- los que pueden llegar a presentarse en un futuro lejano.

En resúmen puede indicarse que este trabajo presenta un forma ordenada de la solución de un problema, quedando a satisfac-- ción del presente que a la fecha se han iniciado los trabajos de Ingeniería Urbana, sin que a la fecha se nos haya manifes-- tado algún problema referente al proyecto.

R E F E R E N C I A S

- 1.- T. WILLIAM LAMBE, ROBERT V. WHITMAN
"Mecánica de Suelos" LIMUSA-WILEY, S.A. 1972
- 2.- PROYECTO DE ZONAS DE RIEGO
Secretaría de Recursos Hidráulicos, 1973
- 3.- SOTELO AVILA GILBERTO
"Hidráulica General" Vol.I.- LIMUSA-WILEY, S.A. 1974
- 4.- KARL TERZAGHI Y RALPH B. PECK
"Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica"
Editorial "El Ateneo, S.A.", 1968
- 5.- DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO
Instituto de Ingeniería, UNAM. 1977
- 6.- E. CUSTODIO, MR. LLAMAS
"Hidrología Subterránea" Vol. I y II.
Ediciones Omega, S. A. 1976.
- 7.- MUNGUIA VACA ERNESTO
"Ingeniería Sanitaria"

8.- MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES

"Comisión Federal de Electricidad" CFE TOMO I, 1964

9.- LOPEZ DE HARO GONZALO

"Tesis Profesional" Facultad de Ingeniería, UNAM. 1971

10.- "NORMAS TECNICAS DE LA DIRECCION GENERAL DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO".

Secretaría de Recursos Hidráulicos.

11.- "MANUAL DE ESTUDIOS Y PROYECTOS PARA CIUDADES INDUSTRIALES".

Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas.

12.- BECERRIL L. DIEGO ONESIMO

"Instalaciones Eléctricas Prácticas" 9a. Edición, 1979.