

"UNIVERSIDAD DE CARTAGENA"

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



PROYECTO DE GRADO.

ESTUDIO DE FACTIBILIDAD DEL ACUEDUCTO DE CARTAGENA.

CONTIENE:

- ESTUDIOS.
- DISEÑO DE CONDUCCION-ALTERNATIVA.
- CONTROL DEL GOLPE DE ARIETE.
- COSTOS.

SCIB
00021623 - 1

PRESENTADO POR:

LUIS E. CAPELLA CASTRO.

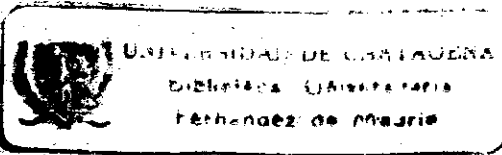
ASESOR:

ING. BENJAMIN OCHOA BRAVO.

Cartagena, Marzo 21 de 1980.

T.-I.C.
481

2



AGRADECIMIENTOS.

Agradezco la colaboración prestada por los ingenieros Abed Soleiman M. y Benjamin Ochoa B. ya que sin ella, el presente proyecto no se hubiera llevado a cabo.

Luis Edgardo Capella C.

C O N T E N I D OCAPITULO I

GENERALIDADES SOBRE EL PAIS Y LA CIUDAD.

- 1.0. RESUMEN.
- 1.1. LA CIUDAD DE CARTAGENA.
- 1.2. LA BAHIA DE CARTAGENA.
- 1.3. VIAS DE COMUNICACION.
- 1.4. SERVICIOS PUBLICOS.
- 1.5. ASPECTO CULTURAL.

CAPITULO II

POBLACION.

- 2.1. GENERALIDADES.
- 2.2. CRECIMIENTO HISTORICO.
- 2.3. PRONOSTICO POBLACION FUTURA.
- 2.4. OTRAS POBLACIONES.

CAPITULO III

DEMANDA DE AGUA.

- 3.0. RESUMEN.
- 3.1. CONSUMOS EXISTENTES.
- 3.2. GENERALIDADES.
- 3.3. CONSUMOS EN EL PASADO.
- 3.4. CONSUMOS FUTUROS.

- 3.4.1. CONSUMO DOMESTICO.
- 3.4.2. CONSUMO COMERCIAL.
- 3.4.3. CONSUMO INDUSTRIAL.
- 3.4.4. PERDIDAS.
- 3.4.5. OTROS CONSUMOS.
- 3.4.6. INSTALACIONES.
- 3.4.7. DEMANDAS DE DISEÑO.

CAPITULO IV

EL ACUEDUCTO DE MAMONAL.

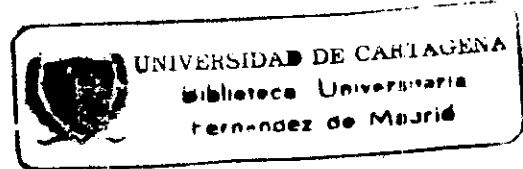
- 4.0 RESUMEN.
- 4.2. LO EXISTENTE.
- 4.3. CALIDAD DE LAS AGUAS DE LAS CIENAGAS.
 - 4.3.1. CALIDAD ORIGINAL.
 - 4.3.2. CALIDAD ACTUAL.
- 4.4/ MANTENIMIENTO DE LAS CIENAGAS.
- 4.5. OTRO RESUMEN: CONCLUSIONES.



CAPITULO V

EL ACUEDUCTO DE GAMBOTE.

- 5.1. RESUMEN.
- 5.2. INTRODUCCION.
- 5.3. FUENTES DE SUMINISTRO.
 - 5.3.1. BOCATOMA.



- 5.4. ESTACION DE BOMBEO.
- 5.5. CONDUCCION.
- 5.5.1. TUBERIA DE CONCRETO REFORZADO.
- 5.5.2. TUBERIA DE ACERO.
- 5.6. PLANTA DE TRATAMIENTO.
- 5.6.1. DESCRIPCION DE LAS PLANTAS ACTUALES.
- CAMARAS DE CONTROL.
- TANQUES DE COMPENSACION.
- CAMARAS DE MEZCLA RAPIDA.
- CAMARAS DE MEZCLA LENTA (FLOCULADORES).
- SEDIMENTADORES.
- FILTROS.
- 5.7. NORMAS DE CALIDAD DE AGUAS.



CAPITULO VI

ALTERNATIVA DE DISEÑO: AMPLIACION DEL SISTEMA DE CONDUCCION DEL ACUEDUCTO DE GAMBOTE.

- 6.1. INTRODUCCION.
- 6.2. LO QUE ES UNA CONDUCCION.
- 6.2.1. ANALISIS ECONOMICO DE LAS CONDUCCIONES.
- 6.3. ALTERNATIVA PRIMERA; CONDUCCIONES IGUALES A MITAD DE PERIODO.

- 6.4. SEGUNDA ALTERNATIVA: DISEÑO DE UNA CONDUCCION A UN PERIODO COMPLETO.
- 6.4.1. ARGUMENTOS EN LA ESCOGENCIA DEL DIAMETRO DE LA CONDUCCION.
- 6.5. DISEÑO DE LA CONDUCCION.
- 6.5.1. CALCULOS PARA UN DIAMETRO COMERCIAL DE 45".
- 6.5.2. CALCULOS PARA UN DIAMETRO COMERCIAL DE 60".
- 6.6. GOLPE DE ARIETE.
- 6.6.1. CALCULOS PARA EL CONTROL DEL GOLPE DE ARIETE.
- 6.6.2. DISPOSITIVOS PARA EL CONTROL DEL GOLPE DE ARIETE RECOMENDADOS EN LA PRESENTE CONDUCCION.
- VALVULAS ALIVIADORA DE PRESION.
- TORRES ALIVIADORAS.
- 6.7. DETERMINACION DE BOMBEO.
- 6.7.1. CARACTERISTICAS DE LAS BOMBAS.
- 6.8. VALVULAS.

CAPITULO VII

PRESUPUESTO DE COSTOS.

- 7.1. INTRODUCCION
- 7.2. PRECIOS UNITARIOS.
- 7.3. ELEMENTOS DE IMPORTACION.
- 7.4. IMPREVISTOS.
- 7.5. COSTOS DE PRODUCCION DE AGUA.



- 7.5.1. ENERGIA ELECTRICA.
7.5.2. COSTOS DE OPERACION.
7.5.3. COSTOS DE REPARACION Y MANTENIMIENTO.
7.6. FACTORES ECONOMICOS.
7.6.1. PERIODO DE ESTUDIO.
7.6.2. TASAS DE INFLACION.
7.6.3. TASA DE CAMBIO.
7.7. CONCLUSIONES.

BIBLIOGRAFIA.

CONTENIDOS DE CUADROS.

- 2.1. PROYECCIONES DE POBLACION CIUDAD DE CARTAGENA.
- Proyecto - Dane - Dicon Ltda -
- 2.2. POBLACION PRINCIPALES CIUDADES DEL PAIS.
- Censo de 1973 -
- 2.3. POBLACIONES RURALES.
- Dicon Ltda -
- 3.2. CONSUMO DE AGUA PARA VARIAS FINALIDADES.
- 3.2. CANTIDAD DE AGUA FACTURADA.
- EE. PP. MM. -
- 3.3. AGUA POTABLE TRATADA Y FACTURADA.
- EE. PP. MM. -
- 3.3.1. CALCULO DEMANDA DE AGUA.
- 1973 a 2000 -
- 3.3.2. DEMANDA DE AGUA Y PERDIDAS.
- 1973 a 2000 -
- 5.1. CARACTERISTICAS TIPICAS DEL AGUA - CIENAGAS JUAN GOMEZ Y BOHORQUEZ.
- Septiembre de 1969 -
- 5.2. CARACTERISTICAS TIPICAS DEL AGUA CIENAGA DE DOLORES.
- Febrero de 1970 -
- 5.3. CARACTERISTICAS TIPICAS CIENAGA DE DOLORES.
- Febrero de 1980 -
- 5.4. CARACTERISTICAS TIPICAS AGUA DE GAMBOTE.
- Febrero de 1980 -
- 5.5. CARACTERISTICAS TIPICAS AGUA GAMBOTE - DOLORES.
- Febrero de 1980 -

- 5.6. RESUMEN NORMAS CALIDAD DE AGUAS ENTIDADES INTERNACIONALES.
- 5.7. ENTIDADES NACIONALES.
- 5.8. CARACTERISTICAS DE LAS BOMBAS DE GAMBOTE.
- 6.1. LOCALIZACION DE LAS VALVULAS EN LA TUBERIA.
- 7.1. COSTOS UNITARIOS ACTUALES EMPLEADOS PARA EL PRESENTE PROYECTO.

INTRODUCCION.

Uno de los problemas que ha tenido la ciudad de Cartagena en el transcurso de los años, ha sido el de no tener un acueducto con la capacidad suficiente para abastecer las necesidades de los habitantes.

Los estudios descritos en el presente informe, se refiere exclusivamente al analisis de las soluciones que se puedan presentar en la conducción del acueducto de Gambote a la planta de tratamiento, sin tener en cuenta, en una parte, lo que corresponde al acueducto de Mamonal; para remediar en parte la escasez de agua potable de Cartagena, hasta un futuro cercano (año 2000), problema que cada dia se hace más agudo.

En la actualidad ha cesado el racionamiento que tuvo la ciudad implantado durante muchos años y que mostraba en grande la magnitud del problema.

La solución adoptada se presenta en este informe de la forma más resumida posible.

CAPITULO I

GENERALIDADES SOBRE EL PAIS Y LA CIUDAD.



1.0. RESUMEN.

Colombia cuenta con una población de 25 millones de habitantes, solamente ocupado el 55% de su territorio, cuya extensión total es de 1.813.900 kilómetros cuadrados. La rata de crecimiento era en 1973, fecha del último censo, del 4.1%.

Su principal producto de exportación es el café. Otros productos que se exportan - aproximadamente 48% del total de exportación- son los textiles, ganado, azúcar, productos de caucho, cemento, oro, plata y esmeraldas.

Cartagena es la capital del departamento de Bolívar, el puerto más importante del país y uno de los mejores de suramérica sobre el oceano Atlántico.

La ciudad ocupa una posición excelente para el desarrollo de nuevas industrias, por la facilidad con que cuenta para la importación y distribución de materias primas y productos manufacturados.

Ademas de ser puerto de mar, está unida por un canal navegable de 115 Km. con el rio Magdalena, que es la principal arteria fluvial de Colombia.

1.1. LA CIUDAD DE CARTAGENA.

La capital del departamento de Bolívar, fundada por Don Pedro de Heredia, es una de las ciudades mas antiguas de America (1493). Está situada a orillas del oceano Atlantico, a los 10° 10' de latitud norte y a 75° 32' de longitud Oeste.

La ciudad cuya altura es de 5 metros, es muy plana y de contornos irregulares que siguen los de la costa.

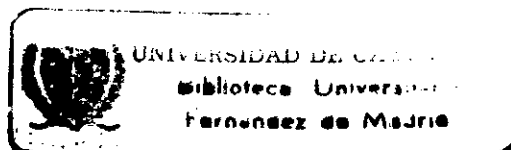
Se halla construida entre la bahía de Cartagena al sur, la laguna de Tesca al Oriente, y el mar Caribe al occidente. Al Norte de la bahía, entre ésta y la laguna, se levanta el cerro de la popa, de 150 metros de altura, y domina toda la ciudad. zHacia el Sur se encuentran las islas de tierra bomba y las de Barú, que separan la bahía de Cartagena de la Bahía de Barbacoas. Las 2 islas hoy medianamente pobladas, revisten gran importancia - pues constituyen reservas para el desarrollo turistico de la ciudad.

La ciudad antigua fué amurallada en el siglo XVI por los conquistadores Españoles, quienes la convirtieron en la plaza más fuerte del mar Caribe.

A 15 Km. de la ciudad, al Suroéste, se encuentra el complejo industrial de Mamonal, en la cual se han concentrado las industrias más importante del país.

El clima de la ciudad es cálido, con evaporación inferior a la precipitación, la cual no pasa de los 1000 mm. al año. La mayor parte de ella ocurre en los meses de Mayo a Octubre.

La temperatura media es de 27°C, con máximas hasta 32°C. Durante la estación seca soplan los vientos alisios, que suavizan el clima. La presión atmosférica media es de 755 mm. El brillo solar, de 197 horas por mes.



1.2. LA BAHIA DE CARTAGENA.

La Bahía de Cartagena, perfectamente protegida del mar abierto, tiene 26 Km. de largo por 6.5 de ancho, con profundidades de 7 a 12 metros, que permiten el acceso a los muelles de buques de gran calado. La amplitud media de las mareas es 24 cms. y la máxima registrada de 46 cms.

1.3. VIAS DE COMUNICACION.

Cartagena esta unida al interior del país por carreteras en regular estado y por el canal del Dique-barzo artificial del rio Magdalena- la via fluvial más importante del país.

El vecino ferrocarril del Magdalena completa la red de vias con que cuenta la ciudad. Las principales carreteras son: La cordialidad (Une la ciudad con el Norte y la troncal de Occidente, que une la ciudad con el interior del país.

1.4. SERVICIOS PUBLICOS.

La ciudad tiene servicio de agua potable desde 1904. En la fig. 1.1.1 se muestra esquematicamente las zonas en que existe este servicio, que corresponde a casi la totalidad de la población.

La ciudad tiene además: Servicio de alcantarillado, que atiende un 50% de la población. Cuenta con servicio de Energía (La electrificadora de Bolivar y la Corporación electrica de la costa), teléfono automatico, transporte urbano en buses y automoviles.

1.5. ASPECTO CULTURAL.

La ciudad cuenta con 4 institutos de enseñanza universitaria, buenos colegios de enseñanza secundaria y enseñanza primaria.

----- CAPITULO II -----

----- POBLACION -----

2.1. GENERALES.

Cuando se trata de construir o ensanchar obras destinadas al servicio público, el pronóstico de la población futura es de suma importancia para el éxito del proyecto, visto desde el punto económico. Teniendo en cuenta lo anterior, en este capítulo se analiza con gran cuidado la proyección de la población futura, y comparandolas con las proyecciones hechas por el departamento nacional de estadísticas (DANE) y las hechas por DICON LTDA, las cuales no se alejan de lo calculado, tal como se muestra en el cuadro 2.1.

Para fines del presente proyecto adoptaremos las predicciones que se muestran en la primera parte del cuadro 2.1.

El censo de Cartagena más reciente data de 1973, fecha en que se llevó el censo nacional de población.

Todos los calculos sobre la necesidad de agua de la población, actuales y futuras, se basan en estimativos, apoyados en estadísticas y estudios en 1972, los cuales los realizó una empresa radicada en Bogotá, DICON LTDA, fecha también en que el crecimiento de la población fue acelerado.

La magnitud del presente proyecto, relativamente es bajo, no requiere un análisis a fondo y nos basaremos principalmente en lo requerido para aumentar la capacidad de agua hasta una cantidad necesaria y suficiente hasta el año 2000.

2.2. CRECIMIENTO HISTORICO.

Los censos nacionales dan como población de Cartagena, las cifras (que están redondeadas) se muestran en el cuadro 1.1.

Como puede verse en el cuadro anterior el censo de 1964 mostró un aumento de 1951 a 1964, casi una vez y media mayor que el registrado entre 1912 y 1951. Este salto brusco se podría atribuir:

- a- El aumento de la navegación aérea, como consecuencia inmediatamente de una mayor influencia, de turismo.
- b- El crecimiento de establecimientos de industrias importantes, como son las industrias del sector de Mamonal.

Es lo más seguro que los dos factores anteriores seguirán actuando en forma proporcional en un futuro cercano.

Entre 1964 y 1973 se presentó un aumento con una tasa de crecimiento casi constante (4.1 %) y supondremos, como veremos más adelante, que la tasa de crecimiento seguirá en el mismo orden.

2.3. PRONOSTICOS POBLACION FUTURA.

Para fines del presente proyecto, se hace un pronóstico en base a los métodos analíticos-geométricos, con una tasa de crecimiento hasta el año 2000, igual y constante.

En base a la población hallada, veremos los cálculos de demanda de agua.

Se comparan los resultados con estudios hechos por DICON - Bogotá en 1972 y los estudios de proyecciones hechos por el DANE, siendo estos bastante satisfactorios y semejantes.

Las poblaciones calculadas en este informe se muestran en el cuadro 2.1, acompañado junto con las proyecciones del Departamento Nacional de Estadísticas (DANE) y algunas de las proyecciones de DICON.

POBLACION

Según los censos del DANE la población de Cartagena desde 1912 hasta el último censo es:

<u>AÑO</u>	<u>POBLACION</u>	<u>RATA DE CREC.</u>
1912	36600	--
1918	51400	5.8 %
1938	76400	2.0 %
1951	111300	2.9 %
1964	217900	5.3 %
1973	313305 **	4.1 %

** Año del último censo .

----- CUADRO 2.1 -----

PROYECCIONES DE POBLACION CIUDAD DE CARTAGENA.

<u>AÑO</u>	<u>PROYECCION</u>	<u>DANE</u>	<u>DICON</u>
1975	340	358	3344
1977	369	389	407
1979	400	422	-
1981	435	457	470
1983	472	472	-
1985	512	533	-
1987	555	574	596
1989	602	619	-
1991	653	666	-
1993	707	716	-
1995	767	769	-
1997	829	825	-
1999	898	884	-
2000	935	916	968

Como se puede ver el pronóstico del diseñador es razonable, de acuerdo al pronóstico del DANE, esto lo confirma más que todo la comparación hecha con los crecimientos de las ciudades más pobladas del país, Para la anerior comparación se utilizan las cifras que dejó el censo de 1973.

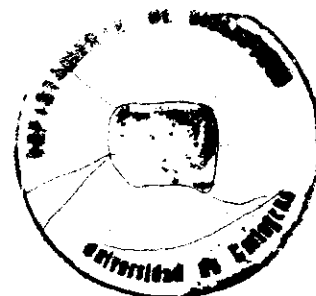
18

Estas comparaciones se muestran en el cuadro 2.2 y de ellas se desprende que Cartagena ocupa un lugar medio de la serie y solo cuatro ciudades presentan una tasa mayor, a saber, Bogotá, Cali, Medellin y Barranquilla.

CUADRO 2.2

POBLACION PRINCIPALES CIUDADES DEL PAIS (1973)

<u>CIUDADES.</u>	<u>CENSO/73</u>
BOGOTA	2.697
MEDELLIN	1.079
CALI	898
BARRANQUILLA	662
CARTAGENA	313



2.4.

OTRAS POBLACIONES.

Entre los planes nacionales para el fomento del turismo, existe el de construir en las islas de Barú y tierra Bomba hoteles de categoria y campos de diversion.

Sobre estas poblaciones no existen datos censales y como es fuente de turismo, en un futuro será necesario abastecerlas de agua; por eso tomaremos las proyecciones de población de estas islas y sus caseríos, las hechas por DICON en 1972.



Las proyecciones de estas comunidades se muestran en el cuadro 2.3.

----- CUADRO 2.3 -----

POBLACIONES RURALES (DICON)

Isla de Barú:	1972	2000 Hab.
	1975	2130 Hab.
	1980	2340 Hab.
	1985	2590 Hab.
	1990	2860 Hab.
	1992	2976 Hab.
	1994	3097 Hab.
	1996	3222 Hab.
	1998	3352 Hab.
	2000	3487 Hab.

CAPITULO III

DEMANDA DE AGUA.

3.0. RESUMEN.

Tratandose de abastecimientos públicos de agua, la predicción del consumo per capita tiene tanta importancia como la predicción de la población futura. Cartagena tuvo problemas en el suministro de agua desde 1966, ya que la ciudad estuvo en constante racionamiento, el cual duró hasta 1978.

De acuerdo a la categoría de la ciudad, se calcula que el consumo actual efectivo es de 240 litros por habitante y por día (lhd), datos según el INSFO-PAL, sin tener en cuenta las pérdidas y derroche, las cuales se calculan en un 15 % del consumo total (autores de la bibliografía); valor porcenta- je que puede aumentar, sino se tiene la redes de distribución y tuberías principales sometidas to- talmente a medida y moderadamente bien conservadas.

Para el año de 1990 se estima un aumento en el con- sumo a 280 lhd, no incluyendo en las mismas, las pérdidas.

El consumo, del cual se ha hablado, se refiere so- lamente a agua tratada. El acueducto de Cartagena tiene como finalidad suministrar agua cruda al com- plejo industrial de Mamonal.

Esta zona se esta abasteciendo actualmente a razón de 100.000 metros cúbicos por día.

3.1. CONSUMOS EXISTENTES.

En la ciudad el agua suministrada puede clasificarse de acuerdo a su empleo o fin. los usos son:

CONSUMO DOMESTICO. Incluye el suministro de aguas a las casas, hoteles etc., para uso sanitario, culinario, bebida, lavado, baños y otros. Su consumo varía de acuerdo con las condiciones de vida de los consumidores y se considera que varía entre 38 y 225 litros por habitante por día, con un promedio de 130 a 310 lit. El consumo doméstico puede preverse que será aproximadamente un 40 por 100 del promedio total de la ciudad, pero cuando el consumo total es pequeño la proporción será usualmente mayor.

CONSUMO COMERCIAL E INDUSTRIAL. Este consumo se refiere en nuestro caso, a las pequeñas industrias, excluyendo lógicamente el sector de Mamonal. El consumo es aproximadamente un 14% del consumo total.

CONSUMO MUNICIPAL. Los edificios públicos, tales como casas consistoriales, cárceles y escuelas, y los servicios públicos- riego y limpieza de las calles y protección contra incendios - requieren mucha agua, de la que, usualmente, la ciudad no es recompensada. se cifra de 40 a 60 litros por habitante.

PERDIDAS Y DERROCHE. Este consumo de agua se califica, a veces, como no computable.

El agua "no computable" es la que se pierde, debido a deslizamientos en contadores y bombas, conexiones no autorizadas, fugas en cañerías de distribución, bombas o depósitos. Es indudable que esta agua, incluyendo la derrochada por los consumidores, puede reducirse mucho mediante una cuidadosa conservación de las redes y una medición general de todos los servicios de agua.

Se considerará como valor más favorable, prescindiendo de los deslizamientos en las bombas, un 15% del consumo total.

En general, los consumos diferentes se muestran en el cuadro 3.2.

CUADRO 3.2

CONSUMO DE AGUA PARA VARIAS FINALIDADES.

<u>EMPLEO</u>	<u>lhd</u>	<u>% al Total</u>
Doméstico	225	40.0
Industrial	120	21.0
Comercial	80	14.0
Público	60	10.5
Pérdidas y derroche	85	15.5
Total	570	100.0



3.2.

GENERALIDADES.

El método de predecir los consumos futuros de una ciudad, considerados como los más seguros, es analizar el crecimiento de la demanda de agua en el pasado y agragar a la tendencia observada una reserva prudencial para el desarrollo de cualquier industria dentro del marco de la ciudad.

En Cartagena las estadísticas tienen poco valor, ya que el suministro de agua estuvo limitado durante mucho tiempo.

Estudios hechos por las firmas: Greenleaf, Escallón & Cia (1968-1969), y por DICON (1972) muestran valores en la demanda de agua para la ciudad de Cartagena, hasta 1990, en una variación comprendida entre el 2% y el 3%, variación anual.

Para efectos del presente proyecto, usaremos una variación promedio entre los estudios hechos por las dos firmas antes mencionadas y que tendrá un valor del 2.5% anual.

Los valores de la demanda de agua hechos por DICON y los hechos en el presente proyecto se presentan en los cuadros 3.3 y 3.4 respectivamente.

Para efectos de calculos, la demanda se proyectará por el método analítico-geométrico y es igual a:

$$\text{Demanda futura} = \text{demanda actual} \times (1 + r)^n$$

donde, R= rata de crecimiento (2.5%) y n es el tiempo de diseño.

3.3.

CONSUMOS EN EL PASADO.

Cuando se inauguró el actual acueducto de cartagena, en 1938, la producción de agua tratada no llegaba a los 4000 metros cúbicos diarios y el número de suscriptores eran de unos 3500.

La producción fué aumentando paulatinamente y 10 años más tarde pasaba de los 11000 metros cúbicos diarios con más de 6200 suscriptores.

Entre los años 1948 y 1951 declinó un tanto la producción cuando comenzaron a instalarse los medidores en las casas; pero, en 1952 se había alcanzado nuevamente el volumen que había en 1948. En 1960 era aproximadamente de 19900 metros cúbicos diarios y en 1969 de 50000.

Entre 1962 y 1965 hubo necesidad de implantar el racionamiento del suministro hasta cuando quedó instalada la segunda tubería de conducción desde Gambote y nuevamente en 1966 por deficiencia de la planta de tratamiento del Bosque; Cuando esta última se terminó, las tuberías de conducción estaban copadas y el racionamiento continuo hasta el año de 1978.

En 1979 se inició una parte de la ampliación de la planta de tratamiento del Bosque y se dará a servicio en los primeros meses del año 1980.

No es posible presentar un cuadro de consumos, ya que en las Empresas Públicas no existen estadísticas exactas hasta 1969. En el cuadro 3.2 se muestra la cantidad de agua facturada desde ese año.

CUADRO 3.2CANTIDAD DE AGUA POTABLE FACTURADA.

<u>AÑOS.</u>	<u>AGUA POTABLE FACTURADA.</u>
1969	11,606.4 ?
1970	12,310.4
1971	13,671.9
1972	16,447.1
1973	16,300.0
1974	21,835.1
1975	21,783.8
1976	22,354.0
1977	25,525.6
1978	25,472.3
1979	26,139.4

Puede observarse que, en los últimos años el agua facturada aumentó considerablemente, principalmente entre el año 73 y el año 74, esto se debe, como factor primordial, al aumento de las instalaciones domiciliarias, con las cuales se reduce también las pérdidas.

En el cuadro 3.3 se muestra el agua producida desde 1976 y el agua facturada.

CUADRO 3.3AGUA POTABLE TRATADA Y FACTURADA (Miles de m³)

<u>AÑOS</u>	<u>AGUA TRATADA.</u>	<u>AGUA FACTURADA.</u>
1976	25,116.29	22,354.0
1977	25,850.86	25,525.6
1978	36,972.03	25,472.3

Como puede verse en la tabla anterior, los cálculos nos indican que la variación de las pérdidas están comprendidas entre un 10% y un 31%.

Algunas veces se consigue un porcentaje de pérdidas satisfactorios, pero otras veces este valor es demasiado alto.

Para efecto de cálculos de la demanda de agua futura tendremos en cuenta una variación de pérdidas comprendida entre el 15% y el 28%, tomando como valor superior el del último año y reducir paulatinamente ese valor hasta alcanzar el mínimo deseado. Podemos deducir que ese valor se podría alcanzar si se tiene un completo control sobre la cantidad de agua que se produce y sobre el número de instalaciones que existen; controlando estas últimas lo mejor que se pueda.

3.4. CONSUMOS FUTUROS.

La manera como se piensa crecerá las demandas de agua en Cartagena, se muestran en los cuadros 3.31 y 3.3.2

3.4.1. CONSUMOS DOMESTICOS.

El consumo domestico adecuado es de 265 lhd. Se considera que se esta llevando a cabalidad.

Los únicos barrios que pueden considerarse como estrato social alto, son los de Bocagrande, Castillo-grande y el laguito.

El consumo percapita era en 1979, 450 lhd. incluido el consumo de hoteles.

3.4.2. CONSUMO COMERCIAL.

El consumo comercial era en 1972 de 20 lhd y en la actualidad es de unos 31 lhd y corresponde a mercados tiendas y almacenes y tambien las pequeñas industrias como son haladerias, fabrica de gaseosas, lavanderias y jabonerias.

3.4.3. CONSUMO INDUSTRIAL.

Actual mente todo el consumo industrial es para la zona de Mamonal, dandosele una rata de 100000 ms³ por dia. Es decir, el consumo actual es de unos 250 lhd incluyendo el consumo de Planta de Soda.

3.4.4. PERDIDAS.

Las pérdidas entre 1968 y 1971 eran de 27.5 %, las cuales habían disminuido con respecto al primer año que eran de 45%. Se esperaba que entre 1972 y 1979 las pérdidas disminuyeran, pero estas se mantienen en una balanza entre un 28% y un 15%.

Consideraremos que las pérdidas se mantienen en el mismo marco (28%-15%).

Existen posibilidades que las pérdidas disminuyan en futuro, controlando mejor las instalaciones que existen.

Para el presente estudio se despreciaran las pérdidas en las conducciones, ya que son insignificante con relación a las pérdidas por facturación.

3.4.5 OTROS CONSUMOS.

El consumo de los caseños de las islas de Barú, se estiman mínimos, teniendo en cuenta el bajo nivel económico de los habitantes del sector.

3.4.6 INSTALACIONES.

En Enero de 1980 el total de instalaciones llegaba a 36,317 para acueducto y 20,422 para alcantarillado.

Si comparamos el número de instalaciones con la población actual (proyección), el número de personas servidas es de 11.

Se considera que el número de instalaciones aumentará en 120 cada mes.

3.4.7 DEMANDAS DE DISEÑO.

En el cuadro 3.3.1-2 aparecen calculadas, año por año las demandas anuales previstas. Las mismas aparecen en la figura 3.1.

Las cifras adoptadas para los años de 1990 y 2000 son razonables comparandolas con ciudades paralelas.

CUADRO 3.3.1
CALCULO DE LA DEMANDA DE AGUA.

Año	Población Hab x 1000	Domestico		Comercial.	
		lhd	M m ³ /d.	lhd	N m ³ /d.
1973	314	99	32	27	9
1974	327	102	34	27	9
1975	340	104	36	28	10
1976	354	109	39	29	11
1977	369	112	42	29	11
1978	385	119	46	30	12
1979	400	123	49	30	12
1980	416	129	54	31	13
1981	435	132	58	32	14
1982	453	138	66	33	15
1983	472	141	67	34	16
1984	492	147	73	35	18
1985	512	150	77	36	19
1986	533	159	85	36	20
1987	555	163	91	37	21
1988	578	170	99	38	22
1989	602	176	106	39	24
1990	627	182	114	41	26
1991	653	186	122	42	28
1992	680	195	133	42	29



Año	Población Hab x 1000	Domestico		Comercial.	
		lhd	M m ³ /d.	lhd.	M m ³ /d.
1993	707	198	140	44	31
1994	736	206	152	45	33
1995	765	211	162	46	35
1997	796	220	175	47	37
1998	829	226	187	48	40
1998	863	235	203	49	42
1999	898	241	216	51	46
2000	935	251	235	51	48

CUADRO 3.3.2
 DEMANDA DE AGUA Y PERDIDAS

Año	Municipal		Perdidas		totales	
	lhd.	M m ³ /d.	lhd.	M m ³ /d.	lhd.	M m ³ /d.
1973	33	11	61	20	220	72
1974	34	12	63	20	226	75
1975	35	12	65	22	232	80
1976	36	13	64	23	238	86
1977	37	14	66	25	244	92
1978	37	15	65	25	251	98
1979	38	15	67	27	258	103
1980	39	16	66	28	265	111
1981	40	18	68	30	272	120
1982	41	18	66	30	278	130
1983	42	20	68	32	285	133
1984	43	22	67	33	292	146
1985	45	23	69	36	300	155
1986	46	25	67	36	308	166
1987	47	26	69	39	316	177
1988	48	28	68	39	324	188
1989	49	30	69	42	333	202
1990	51	32	68	43	342	215
1991	52	34	70	46	350	230
1992	53	36	68	46	358	244
1993	55	39	69	49	366	259

Año	Municipal		Perdidas		Totales.	
	lhd.	M m ³ /d.	lhd.	M m ³ /d.	lhd.	M m ³ /d.
1994	56	41	68	50	375	276
1995	58	44	69	53	384	294
1996	59	47	67	53	393	312
1997	60	50	68	56	402	333
1998	62	54	66	57	412	356
1999	63	57	67	60	422	379
2000	65	61	65	60	432	404

CAPITULO IVEL ACUEDUCTO DE MAMONAL.

4.0.

RESUMEN.

Cuando la compañía Colombiana Alcalis decidió incrementar la producción de su planta en Cartagena, se vió en la necesidad de construir su acueducto propio en el sector de Mamonal.

Como la mayoría de sus necesidades se podían satisfacer con agua dulce y clara, se optó por aprovechar el sistema lagunar constituido por las ciénagas de Juan Gomez, Bohórquez y Dolores, y como sitio de toma del Canal del Dique, se eligió el caño Juan Gomecitos.

Se escogió este lugar ya que una bocatoma en otro lugar hubiera requerido una conducción más larga y por lo tanto menos económica.

Se requería también con todo, la vigilancia del comportamiento ecológico de las ciénagas y la construcción de las obras de regulación de entrada y salida del agua del Canal del Dique, de manera de mantener el nivel mínimo requerido sobre el nivel del mar.

Estas obras no se hicieron oportunamente y la entrada de grandes volúmenes de aguas turbias durante años ocasionó la muerte paulatina de la mayor parte de la vegetación del fondo de las ciénagas.

En consecuencia de lo anterior, se disminuyó la cantidad de oxígeno disuelto en las 3 ciénagas, aunque la demanda del mismo se mantuvo aceptable.

El acueducto consta de las obras de toma, la estación de bombeo localizada en Dolores y una tubería de impulsión de 45" de diametro y una longitud de 29 Km.

La longitud anterior termina en Cospique y desde allí se desprenden los ramales que sirven a las industrias de Mamonal (principalmente a Planta de Soda) con una longitud de 2 Km. y un diametro de 30" y desde allí parte el ramal que llega a la planta de tratamiento.

Actualmente las industrias de Mamonal reciben de este acueducto unos 100000 metros cúbicos de los cuales unos 70000 son para planta de Soda. La ciudad esta recibiendo unos 30000 metros cúbicos diarios.

El Acueducto de Mamonal se muestra en la figura 4.1.

4.2. LO EXISTENTE.

Las fuentes de suministro la constituyen el Canal del Dique (figura 4.2) y las ciénagas de Juan Gomez, Bohorquez y Dolores. Las ciénagas ya nombradas se muestran en la figura 4.3.



Originalmente el Canal del Dique fué construido por los Españoles en el siglo XXII como via de navegación entre Cartagena y el rio Magdalena.

El Canal tal como se conoce hoy dia, data de la fecha de 1930, cuando se terminaron los primeros trabajos adecuados, los cuales se habian iniciado en 1923.

Entre los años de 1940 y 1952 se llevaron a cabo nuevas obras de retificación y ampliación del cause, hasta darle las dimensiones que hoy tiene.

Para evitar el deposito de acarreos en el tramo inferior del canal y en la Bahia de Cartagena, se adoptó hacerlo desembocar en la Bahia de Barbacoas (fecha propuesta: 1950); para este fin se abrieron los caños del Entero, el de Matutilla (K 100) y el de lequerica (K 108).

Desde 1961 se considera este último punto como la verdadera desembocadura del Canal.

Las ciénagas de Juan Gomez y Bohorquez, tal como se muestran en la figura 4.3, estan comunicadas entre sí por un cauce de 1300 metros de largo, 60 metros de ancho y 2.70 metros de profundidad media.

Las de Dolores y Bohorquez lo estan por un caño de 1500 metros de longitud.

La capacidad de los 3 caños es de, según estudios hechos en 1972, 30 a 35 millones de metros cúbicos.

4.3. CALIDAD DE LAS AGUAS DE LAS CIENAGAS.

4.3.1. CALIDAD ORIGINAL.

La calidad del agua tal como era en los años de 1969 y Febrero de 1970, se puede apreciar en los cuadros 5.1 y 5.2; Los cuales muestran los resultados de analisis.

Los analisis hechos en Septiembre de 1969 fueron hechos por el doctor Pachón, en su primera inspección a las ciénagas.

Como puede verse en ambos cuadros la calidad del agua era satisfactoria, con exepción del contenido de oxígeno disuelto, que era de una parte - por millon.

Se juzgo, en ese tiempo, que esto era una condición transitoria y que se podia superar mediante medidas correctivas sencillas.

4.3.2. CALIDAD ACTUAL.

La calidad del agua actualmente se muestra en el cuadro 5.3.

4.4. MANTENIMIENTO DE LAS CIENAGAS.

El mantenimiento adecuado de las ciénagas es condición indispensable para preservar la calidad de las aguas.

Este mantenimiento consiste en la remoción de la vegetación flotante cuando se hace excesiva, y la limpieza periódica del cauce por donde pase el agua de Bohorquez a Dolores.

CUADRO 5.1

CARACTERISTICAS TIPICAS DEL AGUA-CIENAGAS DE JUAN GOMEZ
Y BOHORQUEZ

Septiembre de 1969

<u>MUESTRA N* 1:</u>		PUNTO CENTRO-Juan Gómez.	
	P. H.....	7.5	
	Turbiedad.....	12.0	Unidades.
	Color.....	31.0	"
	Alcalinidad total.....	68.0	p.p.m
	Dureza total.....	57.0	p.p.m
	CO ₂ Libre.....	42.0	p.p.m
	Cloruros.....	23.0	p.p.m
	Sulfatos.....	5.5	p.p.m
	Hierro total.....	0.19	p.p.m.
	Manganeso.....	0.1	p.p.m
	Nitrogéno Amoniacal.....	1.5	p.p.m.
	Nitritos.....	0.003	"
	Nitratos.....	1.2	p.p.m
 <u>MUESTRA N* 2:</u>		PUNTO FRENTE ENTRADA CAÑO BOHORQUEZ.	
	P. H.....	8.0	Unid.
	Turbiedad.....	10.0	"
	Color.....	33.0	"
	Alcalinidad.....	65.0	p.p.m

Dureza.....	57.0	p.p.m
CO ₂ libre.....	1.2	p.pm
Cloruros.....	23.0	p.p.m
Sulfatos.....	6.0	p.p.m
Hierro total.....	0.18	p.p.m
Manganeso.....	0.15	p.p.m
Nitrogenos.....	1.9	p.p.m
Nitratos.....	0.22	p.p.m
Temperatura ambiente= 35* C		
Temperatura agua superficie = 33.7* C.		
Oxígeno disuelto agua superficie = 6.8 p.p.m		
Oxígeno disuelto agua a 1.80 m. = 6.5 p.p.m		

MUESTRA N* 3: Bohorquez Centro.

p. H.....	7.70	
Turbiedad.....	13.00	Unid.
Color.....	30.00	"
Alcalinidad total.....	65.00	p.p.m
Dureza.....	56.00	p.p.m
CO ₂ libre.....	2.50	p.p.m
Cloruros.....	21.00	p.p.m
Sulfatos.....	5.70	p.p.m
Hierro total.....	0.20	p.p.m
Manganeso.....	0.10	p.p.m
Nitrogenos.....	1.8	p.p.m
Nitratos.....	0.20	p.p.m

MUESTRA N* 4: BOHORQUEZ-EXTREMO NORTE.

P. H.....	7.60	
Turbiedad.....	8.00	Unid.
Color.....	27.00	"
Alcalinidad total.....	65.00	p.p.m
Dureza total.....	58.00	p.p.m
CO ₂ libre.....	3.30	p.p.m
Cloruros.....	23.00	p.p.m
Sulfatos.....	5.50	p.p.m
Hierro total.....	0.16	p.p.m
Manganeso.....	0.10	p.p.m
Nitrógeno Amóniacal.....	1.80	p.p.m
Nitritos.....	0.013	p.p.m
Nitratos.....	0.22	p.p.m

Temperaturas:

Temperatura ambiente = 35* C

Temperatura Agua superficie = 34.7* C

Temperatura agua a 2 metros = 34.2* C

Oxígeno Disuelto:

En el agua superficie = 4.8 p.p.m

En el agua a 1.60 m. = 4.5 p.p.m

CUADRO 5.2

CARACTERISTICAS TIPICAS DEL AGUA CIENAGA DOLORES

Febrero de 1970

P.H.	6.80	
Turbiedad	6.00	p.p.m
Color	14.00	p.p.m
Solidos sisueltos totales	122.00	p.p.m
Residuos de sílice	14.00	p.p.m
Alcalinidad fenol	0.00	p.p.m
Alcalinidad total.	72.00	p.p.m
Dureza total, calcio	62.00	p.p.,
Bióxido de carbono libre	23.00	p.p.m
Calcio	23.00	p.p.m
Magnesio	1.10	p.p.m
Sodio y potasio	17.00	p.p.m
Hierro total	0.19	p.p.m
Manganeso	0.05	p.p.m
Temperatura	30 *C	
Oxígeno disuelto	1.00	p.p.m
Carbonatos	0.00	p.p.m
Bicarbonatos	88.00	p.p.m
Sulfatos	6.50	p.p.m
Cloruros	14.00	p.p.m
Nitratos	0.35	p.p.m

-----CUADRO 5.3-----

CARACTERISTICAS TIPICAS CIENAGA DE DOLORES.
Febrero de 1980.

P. H.	7.00	
Olor	3	Unid.
Sabor	3	Unid.
Turbiedad	6.6	p.p.m
Solidos disueltos totales	144.0	p.p.m
Alcalinidad total	80.0	p.p.m
Dureza total	90.0	p.p.m
Bicarbonato	24.4	p.p.m
Calcio	20.04	p.p.m
Magnesio	5.85	p.p.m
Carbonatos	0.00	p.p.m
Cloruros	39.0	p.p.m
Cloro residual	0.00	p.p.m
CO ₂ libre	-	-
Temperatura	31* C	
Acidez	4.0	p.p.m

Examen fisico-químico con fecha 29 de febrero de 1980
realizado en la planta de tratamiento del bosque, tu-
bería entrada del acueducto de Mamoañl.

4.5. OTRO RESUMEN.

En el año de 1972 cuando las Empresas Públicas contrataron los servicios de la empresa residencial en la ciudad de Bogotá, para los estudios de ampliación del Acueducto de Cartagena, una de las alternativas en el informe presentado por la compañía DICON Ltda era la de una estación de bombeo localizada en el sector conocido como Piedrecitas.

La alternativa presentada era una solución aceptable y lógica, ya que aumentaba la capacidad de bombeo hasta alcanzar en total para el acueducto, la rata de 242000 metros cúbicos en un día.

Las Empresas iniciaron los trabajos para la realización de dicha estación de bombeo, la cual se espera terminar con éxito para el año de 1982 y seran suficientes las demandas, con esta estación, hasta el año de 1990.

Valdría la pena en un futuro cercano estudiar nuevas capacidades para el acueducto de Mamonal y hacer las ampliaciones necesarias que se presentaran en dicho estudio.

Como para nuestro caso no necesitamos sino la producción de agua que se requiere hasta el año 1990 y el resto lo estudiaremos en el próximo capítulo, ampliaciones en el acueducto de Gambote hasta el año 2000, no nos detendremos a estudiar más detenidamente el acueducto de Mamonal y pasaremos a continuación a estudiar el acueducto de Gambote.



-----CAPITULO----- V-----

EL ACUDUCTO DE GAMBOTE

5.1. RESUMEN.

El actual acueducto de Cartagena, Acueducto de Gambote, bombea agua del Canal del Dique a través de dos tuberías paralelas de 30" de diámetro y 41 Km de longitud, hasta la planta de tratamiento del Bosque.

Hasta Enero de 1971 la conducción suministraba en la ruta 28000 metros cúbicos diarios de agua cruda que se consumían en la zona industrial de Mamonal y 2000 destinados a ser tratados y distribuidos por el municipio de Arjona.

Con la construcción del acueducto de Mamonal - descrito en el capítulo anterior, se suspendió el servicio a la zona industrial, con lo cual llegaban en ese año unos 72000 metros cúbicos diarios.

Actualmente están llegando procedente de este acueducto, a la planta de tratamiento, 90000 m³ por día (Diciembre de 1979).

Una de las 2 tuberías, la de acero, presentó en 1972 fallas debidas al desprendimiento del esmalte de alquitran de hulla. Para evitar esto se instaló en 1970 un sistema de protección catódica y que protegió el 90% de la tubería.

La otra tubería, la de concreto reforzado, fué fabricada por la empresa Loch Joint y desde su instalación ha venido prestando un excelente - servicio.

5.2

INTRODUCCION.

El primer sistema de acueducto que tuvo Cartagena, fué construido en 1904. La fuente de suministro eran los manantiales de Matute, situado en los cerros vecinos a Turbaco.

Las aguas de tales manantiales, por cierto muy duras, se recogían en un depósito, desde el cual se distribuía por gravedad, a través de una tubería de hierro fundido de 9" de diámetro, a las poblaciones de Ternera y Cartagena.

Los manantiales se abandonaron como fuente de abastecimiento para la ciudad, cuando se dio al servicio en 1938, el acueducto actual.

Para ampliar la capacidad de este acueducto, se estudia en el presente informe, una nueva tubería de conducción, Cartagena-Gambote, para la a las tuberías exixtentes.

El diseño de dicha tubería se presenta más adelante con sus respectivos calculos de costos.

El tiempo que se demore esta ampliación y la manera de realizarla, incluyendo la capacidad necesaria, constituyen la materia principal de este capítulo.

5.3.

FUENTE DE SUMINISTRO.

La fuente del acueducto de Cartagena es el Canal del Dique, brazo artificial y navegable del rio Magdalena.

El canal del Dique se origina en el puerto de Calamar y termina en la bahía de Cartagena, frente a la localidad de pasacaballos, con un reccorrido total de 114.5 Km.

Los caudales que circulan por el canal del Dique frente a la bocatoma de Gambote varían entre un mínimo de 65 metros cúbicos por segundo y un máximo de 600 metros cúbicos por segundo.

Los niveles del agua leídos en las miras instaladas en la bocatoma varían entre 45 cm, y 3.90 metros.

La sección mínima del canal tiene 45 metros de ancho, 2.40 metros de profundidad y con taludes de inclinación 2 a 1.

El canal es administrado por la Junta de Conservación del Cnal del Dique, organismo encargado de mantenerlo abierto a la navegación.

Las características medias del agua en Febrero de 1980, según los registros que se llevan en los laboratorios de la Planta de tratamiento del Bósque se muestran en el cuadro 5.6.

Las aguas revueltas del Canal del Dique con la Ciénaga de Dolores, según los mismos registros antes mencionados, se muestran en el cuadro 5.7.

CUADRO 5.4
CARACTERISTICAS TIPICA AGUA DE GAMBOTE.
 Febrero de 1980.

P. H.	6.90	
Color	--	
Olor	1.00	Unid.
Sabor	1.00	Unid.
Turbiedad	50.00	p.p.m
Solidos disueltos	144.00	p.p.m
Alcalinidad total	100.00	p.p.m
Dureza total	100.00	p.p.m
Bicarbonatos	12.20	p.p.m
Calcio	24.08	p.p.m
Carbonatos	0.00	p.p.m
Cloruros	4.96	p.p.m
Acidez	6.20	p.p.m
Cloro residual	0.00	p.p.m
Co ₂ libre	--	
Temperatura	30* C	

CUADRO 5.5

CARACTERISTICAS TIPICAS AGUA GAMBOTE-DOLORES.

Febrero de 1980.

P. H.	6.90	
Turbiedad	80.00	p.p.m
Color	0.00	Unid.
Olor	0.00	Unid.
Sabor	0.00	Unid.
Solidos disueltos	188.00	p.p.m
Alcalinidad total	80.00	p.p.m
Dureza total	80.00	p.p.m
Bicarbonatos	6.10	p.p.m
Calcio	20.04	p.p.m
Hierro**	0.45	p.p.m
Manganeso**	1.50	p.p.m
Carbonatos	0.00	p.p.m
Sulfatos**	40.00	p.p.m
Cloruros**	14.2	p.p.m
Nitritos**	0.07	p.p.m
Acidez	6.00	p.p.m
Cloro residual	0.00	
CO ₂ libre**	13.50	p.p.m
Temperatura	31 * C	

** Valores tomadas en muestras fecha Diciembre/79

5.3.1. BOCATOMA.

La bocatoma del acudacto de Cartagena está situada en la localidad de Gambote, junto al cruce de la carretera troncal de occidente con el Canal del Dique, a 45 km. de Cartagena.

Consiste en un canal abierto o dársena, al natural sin revestir, de 150 metros de largo, 40 metros de ancho y 3 metros de profundidad, hecho en la margen derecha del Canal del Dique.

Esta dársena es para el deposito del material más grueso que trae el Canal del Dique, por lo cual se requiere limpiarla por lo menos una vez al año.

La dársena termina en las bocas de entrada de los pozos de succión de la casa de bombas.

Ver figura.

5.4 ESTACION DE BOMBEO.

La estación de bombeo de Gambote consta de seis motobombas verticales, alojadas en dos edificios vecinos, el más moderno de los cuales fue construido en 1966.

Las características principales de estas bombas se muestran en el cuadro 5.8.

Existe también en Gambote una casa destinada a oficinas y habitación del encargado de la planta.

La energía eléctrica proviene del la Termoeléctrica de Cospique. En la vecindad de las casas de bombas existe una subestación que rebaja el voltaje a la tensión de operación de los motores y del sistema de iluminación.

5.5. CONDUCCION.

El agua bombeada en Gambote llega a la planta de tratamiento del Bosque a través de 2 tuberías, una de concreto de 30" de diametro y otra de acero de 30" de diametro y 41 Km de longitud.

Las 2 tuberías estan conectadas entre sí por tubos de acero de 20" de diametro en los K 6 + 800 y K 23 + 300.

Los perfiles de estas tuberías se muestran en las figuras 5.4 y 5.5.

Una de las dos tuberías de conducción, la de acero, instalada en 1964, presentó fallas de corrosión en los años comprendidos entre 1967 a 1972 perdiendo su revestimiento interior de alquitran de hulla. Para impedir que la corrosión siguiera progresando se instaló en 1970 un sistema de protección catódica en aproximadamente el 90% de la tubería; Se esperaba que para el año 1973 o 1974 se hiciera el resto de la protección catódica pero hasta el momento no se ha realizado.

La otra tubería, de concreto reforzado, fué fabricada por la empresa Lock Joint, y desde su instalación en 1938 ha venido prestando un excelente servicio.

En los apartes 5.5.1 y 5.5.2 estudiaremos las dos tuberías más detalladamente y su buen funcionamiento.

5.5.1. TUBERIA DE CONCRETO REFORZADO.

La tubería de concreto reforzado es de 30" de diametro del tipo Lock Joint concrete Pressure pipeline, la cual fué instalada en 1938.

La presión normal de trabajo está comprendida entre 43 a 95 metros.

Durante el tiempo de su duración la tubería ha presentado solamente dos daños de consideración.

De acuerdo a estudios hechos por otras compañías se nos indica que la tubería no es confiable, ya que se han presentado obstrucciones de diferentes tipos, aunque como se dijo en el principio del capítulo que la tubería ha prestado hasta la fecha excelente servicio, por eso es recomendable hacerle revisiones periódicas y tenerla así en eficas servicio.

5.5.2 TUBERIA DE ACERO.

La tubería de acero de 30" de diametro está recubierta interiormente con esmalte de alquitran de hulla, exteriormente con el mismo esmalte reforzada con fibra de vidrio. Cada tubo es de 12.2 metro de largo y estan unidos entre sí con uniones Dresser.

La tubería fué puesta en servicio en 1964.

La compañía Cathodic Protection Service recomendó, por estudios hechos de suelos y en las tuberías, se instalara un protección catódica a la tubería, para disminuir la rata de corrosión de la misma.

El sistema de protección recomendado se instaló en 1970.

En esa época la protección catódica se hizo a un 90% de la tubería. Estudios hechos por la firma DICON predecían realizar el 10% restante en los años siguientes, para así recuperar aproximadamente una rata de unos 10000 metros cúbicos diarios, pero hasta la fecha no se ha hecho la mencionada protección restante.

Para la misma fecha (1970) se presentó un nuevo problema en la tubería, el cual era el desprendimiento del esmalte de alquitran de hulla.

Para ver mejor los daños causados, las Empresas públicas contrataron en el mismo año los servicios del ingeniero consultor Graydon E. Burnett y sus conclusiones (1972) fueron:

La tubería de acero puede continuar utilizándose por muchos años siempre que se adopten medidas, a saber:

- 1-) Que la protección catódica se extienda a toda la tubería y se compruebe lo ya instalada más a menudo.
- 2-) Que se revista de mortero el interior de la tubería.

5.6. PLANTA DE TRATAMIENTO.

La planta de tratamiento está localizada en el sector sudoriental de Cartagena, aproximadamente con una elevación de 45 metros sobre el nivel del mar (unos 40 metros por encima del nivel medio de la ciudad.)

La planta consta de una parte antigua, construida en 1938 con una capacidad nominal de 23000 metros cúbicos por día, que podría llevarse sin inconvenientes hasta los 30000.

Entre 1962 y 1964 se le hicieron adiciones que duplicaron su capacidad y entre los años de 1978 y 1979 se construyó una parte nueva que lleva a una capacidad de 160000 metros cúbicos diarios. La nueva planta se inaugurará a principios del mes de marzo de 1980.

Las plantas de tratamiento son del tipo convencional y el tratamiento completo consiste en una mezcla rápida, floculación, sedimentación, filtración, desinfección y estabilización química.

Supondremos, para el presente proyecto, que las plantas de tratamiento son lo suficientemente compatibles con la cantidad de agua que se va a tratar en un futuro próximo, el cual lo estimaremos hasta el año 2000.

No trataremos en ningún momento sobre posibles ampliaciones o modificaciones a los sistemas que existen actualmente.

5.6.1 DESCRIPCION DE LAS PLANTAS ACTUALES.

Las plantas actuales son de tipo convencional, tienen en común los elementos que la componen.

CAMARA DE CONTROL.

A esta cámara llegan las 2 tuberías que traen el agua desde el canal del Dique en Gambote. Cada tubería esta controlada independientemente por medio de válvulas, a la entrada y a la salida de la cámara. De allí parten las tuberías hacia la planta #1 y hacia la # 3, esta ultima no se encuentra aún en funcionamiento.

TANQUES DE COMPENSACION.

Existen en la planta de tratamiento dos tanque de compensación. Cada tanque consta de un rebosadero y uno de ellos de un aereador sobre una tubería de 12" de diametro.

El primero opera cuando la entrada se halla parcialmente abierta y el segundo cuando el nivel ha llegado al máximo.

CAMARAS DE MEZCLA RAPIDA.

Esta cámara tiene 4.20 metros de lado y 4.65 metros de profundidad.

El volumen de estas cámaras es de 70 metros cúbicos.

Las de la planta 1 y 2 estan provistas de agitador mecanico de hélice, accionado por motor electrico y reductor. La de la planta # 3 es por resalto hidraulico.

Su período de retención, para capacidad media es de 100 segundos.

CAMARAS DE MEZCLA LENTA (FLOCULADORES).

El floculador de la planta # 1 es de tipo hidráulico, de tabiques verticales con 2 compartimientos paralelos que entregan a un canal que distribuye el flujo a los sedimentadores.

El de la planta # 2 es mecánico, de eje horizontal, paralelo al flujo, instalado en una cámara de 29 metros de longitud, 3 metros de ancho y 5 metros de profundidad.

La cámara tiene tabiques de madera, que operan como pantallas retardadoras, espaciadas 3.60 m. El volumen de los floculadores anteriores es de 520 metros cúbicos y el tiempo de retención es de 25 minutos con caudal medio.

El de la planta # 3 es de tipo hidráulico con agitadores verticales, bastante parecido al de la planta # 1.

SEDIMENTADORES.

En la planta de tratamiento existen 10 sedimentadores, 3 en las plantas # 1 y 2 y 4 en la planta # 3.

Los 6 sedimentadores de las plantas antiguas son rectangulares de flujo horizontal, dispuestos en paralelo, con fondos inclinados. La remoción de lodos se hace manualmente.

La entrada se hace por medio de válvulas de fondo y la salida se hace por medio de válvulas de esclusa, para cada sedimentador.

Los sedimentadores de la planta # 3 están colocados en forma paralela y su construcción es semejante a los anteriores.

FILTROS.

En la planta # 1 existen 3 filtros de doble celda cada uno.

El la planta # 2 esta provista tambien de 3 filtros, mientras que en la planta # 3 existen 4 filtros.

5.7.

NORMAS DE CALIDAD DE AGUAS.

En los cuadros 5.1, 5.2, 5.3, 5.4 y 5.5 se mostraron las características típicas del agua de la ciénagas de Juan Gómez, y Dolores; Las del acueducto de Gambote (en el canal del Dique) y las de la combinación de las del acueducto de Gambote y la ciénaga de Dolores.

El cuadro 5.6 y el cuadro 5.7 muestra una lista de los parámetros de calidad de agua potable establecidos por diferentes entidades,

Los de la USPHS, el ministerio de salud pública y el insfopal tienen carácter de disposición gubernamentales de aplicación obligatoria en su jurisdicción.

Los de la organización mundial de la salud WHO, y la AWWA corresponden a recomendaciones que tienen carácter de metas que serian deseables obtener en las aguas para abastecimientos.

En los mismos cuadros los niveles de concentración presentados por los contaminantes del grupo 1, corresponden a valores que es deseable no exceder.

CUADRO 5.6

RESUMEN NORMAS CALIDAD DE AGUAS ENTIDADES INTERNACIONALES.

CARACTERISTICAS	ENTIDADES		
	UPSHS	WHO	AWWA
Color (U.C.)*	15	5	3
Turbiedad (U.J)*	5	5	0.1
Olor*	No	No	No
Sabor*	No	No	No
Solidos disueltos**	500	500	500
Hierro**	0.3	0.3	0.05
Manganeso**	0.05	0.05	0.01
Cobre **	1	1	0.20
Zinc	5	5	1
Sulfatos**	250	200	-
Cloruros**	250	200	-
Fenoles**	0.001	0.001	-
Nitratos**	45	45	-
Arsenico***	0.01	0.02	0.05
Plomo***	0.05	0.01	0.05
Selenio***	0.01	0.05	0.01
Cianuros***	0.01	0.05	-

* Características físicas.
 ** Características químicas grupo primero
 *** Características químicas grupo segundo.

CUADRO 5.7

ENTIDADES NACIONALES.

<u>CARACTERISTICAS.</u>	<u>MINSALUB</u>	<u>INSFOPAL</u>	<u>C/GENA.</u>
Color	20.00	20.00	5.00
Turbiedad	10.00	10.00	1.00
Olor	--	--	--
Sabor	--	--	--
Solidos disueltos	500.00	500.00	200.00
Hierro	--	0.30	0.30
Manganeso	0.05	0.10	0.05
Cobre	3.00	1.00	1.00
Zinc	15.00	5.00	5.00
Sulfatos	250.00	250.00	250.00
Cloruros	250.00	250.00	250.00
Fenoles	0.001	0.001	0.001
Nitratos	--	45.00	45.00
Arsenico*	0.01	0.05	0.05
Plomo*	0.10	0.05	0.05
selenio*	0.05	0.01	0.01
romo*	--	0.05	0.05
Cianuro*	--	--	0.01
Bario	--	--	1.00

* Grupo número 2 características químicas.

CUADRO 5.8.CARACTERISTICAS DE LAS BOMBAS DE GAMBOTE.

Marzo de 1980

Número de unidades:	2	2	1	1
Año de instalación:	1959	1967	1970	1976
Velocidad: (r.p.m)	1180	1180	1800	1180
Columna: (m)	106	106	106	160
Caudal: (m ³ /d)	15000	30000	30000	50000
Efidiencia: (%)	85	85	85	87
Potencia (HP)	340	700	700	1500
Voltaje: (volt.)	440	4160	4160	4160

CAPITULO VIALTERNATIVA DE DISEÑO: AMPLIACION DEL SISTEMA
DE CONDUCCION DEL ACUEDUCTO DE GAMBOTE.6.1. INTRODUCCION.

En este Capitulo se estudian las posibilidades de una o varias tuberías de conducción paralelas a las tuberías ya existentes.

Para tal fin tendremos en cuenta las ampliaciones que se estan realizando en el acueducto de Mamonal, con la construcción de la estación de bombeo en el lugar denominado Piedrecitas y cuya figura aparece en los gráficos adjuntos.

Esta estación de bombeo permitirá, como ya se dijo anteriormente, dotar a la ciudad de Cartagena de agua con un caudal de 242000 metros cúbicos por día, hasta el año de 1990, según estudios hechos por Dicon en 1972.

Se espera que para el año de 1982 dichas ampliaciones se encuentren realizadas.

Se tomará como base para el calculo de las posibles conducciones la diferencia que existe entre la demanda de agua para Cartagena en el año 2000 según proyecto elaborado, y la demanda para el cual se estan haciendo las ampliaciones ya mencionadas.

Esta diferencia es de 162000 metros cúbicos por día, para un total de 404000 en el año 2000.

6.2. LO QUE ES UNA CONDUCCION.

Conducción es la parte de un sistema de abastecimiento de agua diseñada para transportar el fluido a distancias relativamente grandes, usualmente de la fuente de captación al deposito de regularización o de la fuente a la planta de tratamiento.

Los conductos pueden ser abiertos o cerrados, dándose la energía necesaria para el transporte por medio de gravedad o bombeo. La selección entre los tipos disponibles de conductos, dependen de la topografía, de la carga disponible, de la calidad del agua, de las condiciones de construcción y de los aspectos económicos, además, el agua conducida debe protegerse contra la polución por infiltración de agua no potable.

Los principales tipos de conducción son: Canales, puente canal, tuberías y túneles.

Hidráulicamente, la sección transversal más económica es la circular, ya que se se tiene el máximo radio hidrulico.

La capacidad de la conducción depende de la posición en el sistema de abastecimiento, ya que se manejará en un caso, el gasto máximo diario o el gasto máximo horario y el ingeniero proyectista seleccionará una estructura que maneje la capacidad total o líneas duplicadas que se construiran por etapas.

6.2.1. ANALISIS ECONOMICO DE LAS CONDUCCIONES.

En los sistemas de conducción la carga hidráulica tiene un valor económico ya que el producirla cuesta dinero. Existe una relación definida entre el tamaño de la línea, el gradiente hidráulico y el valor de la carga; afectando los costos de construcción y de bombeo.

En líneas largas compuestas por diferentes tipos de conductos que pasan a través de una topografía muy variada, es muy importante coordinar los tipos de conductos, la selección de la elevación de la cortina y la selección de las cargas de bombeo o caídas de presión. Para ello debe aplicarse conjuntamente los principios de hidráulica y economía.

En cualquier conducto, debe existir suficiente gradiente hidráulico para obtener el gasto requerido. Las pendientes escarpadas generan altas velocidades con requisitos de conductos más pequeños; cuando se dispone de una caída suficiente, con frecuencia son económicas las fuertes pendientes. Por otro lado, si la carga solo puede lograrse por bombeo, se requerirán probablemente pendientes suaves con conductos más grandes para reducir el costo de elevación de la carga. entonces, en apariencia, cierta combinación de elevación y pendiente dará la economía óptima. Por lo general, en el diseño de líneas de conducción ciertos aspectos controlados establecen la elevación de la línea a un punto especificado.

6.3.

ALTERNATIVA PRIMERA: CONDUCCIONES IGUALES A MITAD DE PERIODO.

Una de las posibles alternativas en el diseño de conducciones para el transporte de agua potable, es diseñar 2 conducciones paralelas con identicas condiciones y cada una hecha de tal modo que, al sumar sus períodos de diseño nos de el período al cual se diseña la conducción total.

En nuestro caso específico, la conducción debe hacerse para un período de diseño de 10 años (la conducción total).

La alternativa nos dice entonces, que tendremos que tomar dos tuberías paralelas para una capacidad igual a la demanda necesitada y tomar para cada una de las tuberías un período de diseño de cinco años.

Es decir, diseñariamos primero una conducción para cinco años y al cumplir este término, diseñar otra para otros cinco años.

En períodos largos de diseño, esta es una medida buena y razonable, pero en períodos extremadamente cortos es una medida poco eficaz, ya que cuando estemos terminando la instalación de la primera tubería, el período de diseño de la misma ya esta culminando.

Lo anterior es una de las negativas en contra de adoptar esta alternativa, ya que nuestro período de diseño es muy corto.



Otro de los inconvenientes que se presentan al querer adoptar esta alternativa de diseño es que, al culminar el período de diseño de la primera conducción, va a ser mucho más costoso el instalar la segunda tubería y siendo el período de diseño, como ya dijimos, demasiado corto, no satisface las demandas económicas de el proyecto.

Por las razones anteriores expuestas no adoptaremos el diseño de dos conducciones cada una a mitad de período de diseño.

6.4. SEGUNDA ALTERNATIVA: DISEÑO DE UNA CONDUCCION A UN PERIODO COMPLETO.

En vista de lo anterior, la mejor solución es diseñar una conducción para la demanda total necesitada y para un período completo, en nuestro caso 10 años.

Para tal fin tendremos en cuenta, que la tubería será paralelas a las tuberías existentes y con una capacidad mayor en un 25% a la capacidad calculada para el año 2000.

Esto se hace para tener un margen de seguridad en el diseño y así aumentar, incondicionalmente, el período de uso de la tubería.

Tendremos en cuenta también, diámetro más aceptado, valvulas necesarias, calculos para prevenir el golpe de ariete y otros elementos necesarios en el diseño de una tubería.

6.4.1. ARGUMENTOS EN LA ESCOGENCIA DEL DIAMETRO DE LA CONDUCCION.

En la escongenia de un diametro para la conduccion aceptable y funcionable se tuvieron en cuenta los siguientes argumentos:

1-) Se considera preferible hacer una mayor inversion inicial para un periodo de diseno de 10 años, dejandole a la conduccion un 25% más de su capacidad de transporte para ser revisado al finalizar el periodo, año 2000.

2-) Indudablemente es preferible seleccionar así mismo un sistema tan elástico en capacidad para de esta forma consumir menos energía, que es una gran problema al que el gobierno le esta haciendo frente, pero aún así está en el medio nuestro sobrepasando sistemáticamente los costos de operación, que podriamos decir incontrolables.

3-) Como consecuencia de los dos puntos anteriores se ha diseñado bombas de potencia menor para compensar esos costos de operación y sobrepresiones en protección para sobrepresión y subpresión en la primera etapa de diseño.

4-) Se ha pensado de esta forma teniendo en cuenta lo difícil que resulta cada día para las entidades del estado, adquirir servidumbres o tierras que permitan las instalaciones de las tuberías y construcción de un camino carretable adyacente a la misma.

Por todo lo anterior he considerado que es mejor castigar la inversión inicial preeviendo los aumentos futuros de materiales, servidumbres, adquisiciones y otros para la buena marcha del proyecto.

6.5. DISEÑO DE LA CONDUCCION.

Para efectos de diseño de la tubería de conducción, utilizaremos la formula de Hazen - Williams:

$$Q = 0.2785 \times C \times D^{2.63} \times J^{0.54}$$

donde, Q = caudal (m³/seg.)

D = diametro (m.)

J = Perdida de carga (metro por metro)

C = Coeficiente de rugosidad.

Los valores de C varían de acuerdo a la edad de las tuberías y de acuerdo a la tabla mostrada a continuación:

C = 100 para tuberías metálicas.

C = 130 para tuberías metálicas con revestimiento de cemento.

C = 140 para tuberías de asbesto cemento.

De acuerdo a los valores anteriores, en nuestro diseño utilizaremos el valor para el coeficiente de rugosidad más alto, (C = 140).

De acuerdo a las experiencias de entidades y de datos tomados, haremos los cálculos tomando dos diámetros diferentes y escogeremos el que más se ajuste a un valor deseable, castigando tal vez un poco la economía, como ya dijimos anteriormente.

6.5.1. CALCULOS PARA UN DIAMETRO COMERCIAL DE 45".

DATOS: $Q = 2.78 \text{ m}^3/\text{seg}$

$D = 45'' = 1.14 \text{ m.}$

$C = 140$

$Q = 0.2785 \times C \times D^{2.63} \times J^{0.54}$

$J^{0.54} = \frac{Q}{0.2785 \times C \times D^{2.63}} = 0.0505$

$J = 3.97 \times 10^{-3}$ metros por metro.

En 41 kilometros de longitud de tubería:

$J = 3.97 \times 10^{-3} \times 1000 \times 41 = 162.82 \text{ m.}$

El valor anterior es las perdidas totales por fricción (H_f).

La diferencia entre la cota más alta de la tubería y la altura de la base de la estación de bombeo, llamada diferencia máxima del nivel que hay que vencer, será la cabeza estática (H_e).

$H_e = 60 \text{ m.}$ Ver perfil de tubería.

La cabeza de succión a la cual se van a encontrar las bombas (H_s).

$H_s = 5 \text{ m.}$ Altura que no puede sobrepasarse en ningún momento.

$H \text{ dinamica total} = H_f + H_e + H_s$

$H \text{ dinamica total} = 162.82 + 5 + 60 = 227.82 \text{ m.}$

6.5.2. CALCULOS PARA UN DIAMETRO COMERCIAL DE 60".

DATOS : $Q = 2.78 \text{ m}^3/\text{seg}$

$C = 140$

$D = 60" = 1.524 \text{ m.}$

De la formula de Hazen-William obtenemos:

$J^{0.54} = 0.02$

$J = 7.17 \times 10^{-4} \text{ metros por metro.}$

En 41 kilometros de tubería:

$H_f = 7.17 \times 10^{-4} \times 1000 \times 41 = 29.38 \text{ m.}$

$H_e = 60 \text{ m. (ver caso anterior).}$

$H_s = 5 \text{ m (ver caso anterior).}$

$H \text{ dinamica total} = H_f + H_e + H_s$

$H \text{ dinamica total} = 29.38 + 60 + 5 = 94.38 \text{ m.}$

Como podemos ver para un diametro de 60" las perdidas por fricción se reducen en gran porcentaje; teniendo en cuenta esto y lo que ya dijimos en el aparte 6.4.1 tomaremos como diametro de la conducción el de 60" dandonos una cabeza dinamica de 94.38 metros, la cual será la base para el cálculo de bombas.

NOTA: La tubería deberá ser adquirida para una presión interna de trabajo de 150 metros columna de agua.

6.6. GOLPE DE ARIETE.

Es un fenómeno frecuente en la práctica de los sistemas de agua. Puede deberse a la rápida apertura o cierre de válvulas o compuertas; el arranque súbito, la parada, o la variación en la velocidad de las bombas; la ruptura de tuberías y otras condiciones.

El golpe de Ariete es una pulsación de presiones sobre y bajo la presión de operación, resultante de la rápida desaceleración o aceleración de la velocidad del flujo en un conducto cerrado. Las fuerzas requeridas para desacelerar y acelerar la columna confinada de agua debe absorberse o suministrarse por las propiedades elásticas de la tubería y el agua.

Existen una serie de formulas para el control del golpe de ariete.

Entre los dispositivos para el control del golpe de Ariete se encuentran las válvulas aliviadoras (reguladoras) de presión, las chimeneas de equilibrio o tanques de oscilación, las cámaras de aire, las válvulas de desahogo o supresores de oleaje, etc.

En el diseño de la conducción estudiaremos el golpe de ariete y haremos lo que se necesite y sea más conveniente.

Seguidamente haremos los cálculos para prevenir el golpe de ariete.

6.6.1. CALCULOS PARA EL CONTROL DEL GOLPE DE ARIETE.

$$Q = 2.78 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$D = 1.524 \text{ m.}$$

$$A = 3.14 \times D^2/4.$$

$$A = 1.824 \text{ m}^2.$$

$$Q = V \times A ; V = Q/A = 1.52 \text{ m/seg.}$$

Analisis:

$$C = \frac{C_s}{(1 + KD/E.e)^{\frac{1}{2}}}$$

$$y \quad h = C \times V/g$$

donde, C= velocidad de la onda de presión (m/seg)

K= modulo de elasticidad del agua=20670 kg/cm²

d= diametro de la tubería (cm).

E= modulo de elasticidad del material del tubo:

Fundición= 1.054.500 Kg/cm²

acero = 2.067.000 Kg/cm²

Asbesto C= 230.000 Kg/cm²

e= espesor del tubo (cm).

C_s = velocidad del sonido en el líquido.

= 1.420 m/seg.

V = velocidad del agua en el tubo(m/seg)

g = gravedad (9.81 m/seg²)

h = sobrepresión (m)

De la formula dada y reemplazando los valores dados, encontramos que:

$$C = 642.88 \text{ m/seg.}$$

$$h = C \times V/g = 642.88 \times 1.52/9.81 = 99.61 \text{ m.}$$

La tubería va a tener 99.61 m de sobrepresión.

Es decir, la presión a la cual debe trabajar la tubería es:

La carga dinámica total + la sobrepresión.
de lo anterior, la tubería va a tener una presión de $94.38 + 99.61 = 194 \text{ m.}$

Pero, como la tubería es solicitada para una presión interna de 150 m. y la carga dinámica total calculada es de 94.38, quiere decir que la tubería hará frente a su sobrepresión en el primer período y después tendrá realmente una presión de: $194 \text{ m.} - 55 \text{ m.} = 139 \text{ m.}$

Realmente la sobrepresión será de:

$$139 \text{ m} - 94.38 = 45 \text{ m.}$$

Que es una sobrepresión realmente baja en comparación con las sobrepresiones que se presentan usualmente en las conducciones.

Sin embargo debemos calcular un método de eliminar esta sobrepresión para no causar daño en las tuberías.

6.6.2. DISPOSITIVOS PARA EL CONTROL DEL GOLPE DE ARIETE RECOMENDADOS EN LA PRESENTE CONDUCCION.

1-) VALVULA ALIVIADORA DE PRESION.

Pueden actuarse por un ligero cambio en la presión la cual se ajusta previamente. La válvula abre en pocos segundos para descargar el agua (volumen de líquido comprimido + volumen de líquido expandido), retornandola al cárcamo de bombeo, cuando el incremento de presión se va a aliviar.

Puede funcionar también admitiendo agua o aire si se va a aliviar un descenso en la tubería.

Esta válvula se colocará en la tubería que sale de la bomba y será solicitada al fabricante para una presión interna de trabajo de 100 metros columna de agua; ajustando el diafragma que contiene en su interior para una presión de 95 metros columna de agua.

El diámetro de esta válvula será el especificado por las normas:

- La relación entre el diámetro de la conducción y el diámetro de la válvula debe ser de 1:8.

Si el diámetro de la conducción hallado es de 60" entonces, el diámetro de la válvula será de 8" (valor aproximado).

Veamos ahora como se determina la cantidad de agua que se va a extraer por las válvulas:

- 1-) El esfuerzo de la tensión en tuberías de paredes gruesas, según Brnie:

$$t = 0.85 \times PD/2e$$

donde, t= tensión en Kg/cm²

P= presión en kg/cm²

D= diámetro interior en cm.

e= espesor del tubo en cm.

De la ley de Hooke tenemos:

$$q/L = t/E \quad \text{y} \quad L = 3.14D.$$

q= deformación.

L= longitud.

t= tensión/

E= módulo de elasticidad.

D= diámetro.

La deformación primetral es: $q = 3.14 Dt/E$.

De las ecuaciones anteriores y sabiendo que la deformación diametral es phi veces menor, tenemos:

$$q' = 0.85 P D^2 / (2eE)$$

El area de la sección deformada = $3.14 (D + q')^2 / 4$

Como la presión necesaria dijimos era de 100 m. ajustamos las válvulas a esta presión (10Kg/cm²) y tendremos un exceso de presión de 139 - 100 = 39 m. (3.9 Kg/cm²).

$$q'(10) = 0.85 \times 10 \times (152.4)^2 / (2 \times 3.5 \times 230000)$$

$$q'(10) = 0.122 \text{ cms.}$$

$$D'(10) = 152.4 + 0.122 = 152.52 \text{ cms.}$$

$$A'(10) = 0.785 \times 152.52 \times 152.52 = 1.825 \text{ m}^2.$$

$$q'(13.9) = 0.85 \times 13.9 \times (152.4)^2 / (7 \times 230000) = 0.17 \text{ cms}$$

$$D'(13.9) = 152.4 + 0.17 = 152.57 \text{ cms}$$

$$A'(13.9) = 0.785 \times 152.57 \times 152.57 = 1.8272 \text{ m}^2$$

El incremento de area al pasar de 10 a 13.9:

$$A'(10) - A'(13.9) = 0.00229 \text{ m}^2.$$

El incremento de volumen en 1 Km es:

$$\Delta V = 2.29 \text{ m}^3 / \text{Km.}$$

Hay que considerar ademas el incremento negativo que sufre el volumen del líquido al comprimirse; este podemos calcularlo con la expresión que nos define el módulo de elasticidad de compresión cúbica.

$$K = \text{Módulo de elasticidad cúbica} = 20670$$

V = Volumen del líquido.

&P= incremento de presión.

&V= incremento de volumen.

$$\Delta V = -V \times \Delta P / K.$$

Para 1 kilómetro de tubería tenemos:

$$\Delta V = 1827.29 \times 3.9 / 20670 = 0.03447 \text{ m}^3/\text{Km}.$$

$$\Delta V (\text{total}) = 2.29 + 0.034 = 2.32 \text{ m}^3/\text{Km}.$$

La longitud de la tubería afectada en un segundo nos da la velocidad de propagación de la onda, así que el producto de esta por el incremento de volumen nos da el gasto de extracción.

$$C = 642.88 \text{ m/seg} = 0.6428 \text{ Km/seg}.$$

Gasto teórico de extracción es:

$$\text{Gasto} = 0.6428 \times 2.32 = 1.4 \text{ m}^3/\text{seg}.$$

2--) TORRES ALIVIADORAS.

Es otro dispositivo para resguardar a las tuberías contra el golpe de ariete, que opera aliviando el exceso de presión o minimizando el peligro de presiones negativas.

El diseño se basa en las siguientes consideraciones:

- La torre debe tener una sección transversal amplia a fin de tener magnitudes pequeñas en las oscilaciones.
- La torre deberá tener suficiente altura para evitar derrames para todas las condiciones de operación.
- La torre deberá ser localizada, para una mayor comodidad de diseño, en los puntos más altos de la conducción.
- El fondo de la torre deberá ser lo suficientemente bajo para que durante toda la operación el tanque no se vacíe y logre así admitir aire en la línea de descarga de la bomba.

En donde se tengan cargas muy altas, llega a ser no muy práctica la solución; empleándose algunas modificaciones al dispositivo, como una restricción a la entrada o una cámara de aire para absorber parte de la presión. En ocasiones se construyen tanques de oscilación diferenciales, que tienen una tubería interior con un diametro igual al de la tubería.

6.7. DETERMINACION DE BOMBEO.

- 1-) El sistema de bombeo seleccionado es el de varias unidades conectadas en paralelo.
- 2-) Vamos a seleccionar primero tres unidades en que cada una de ellas tendrá una capacidad de 1.40 ms cúbicos por segundo con el objetivo de que siempre haya en operación dos unidades y tener una unidad que va a estar de asistente en caso de que se presente una falla en alguna de las dos unidades en operación, logrando así tener esta existencia en un 50% de capacidad de bombeo, exigencia mínima con la que debe contarse de acuerdo al criterio de algunos autores y entidades.

6.7.1. CARACTERISTICAS DE LAS BOMBAS.

- 1-) Todas las unidades tendran la misma carga dinámica total calculada (94.38 metros).
- 2-) Todas las bombas deberan tener la misma capacidad de flujo.
- 3-) Todas las bombas deberan tener la misma eficiencia, la cual no debe ser menor del 85%.
- 4-) Aunque las marcas de bombas sean diferentes, las curvas características de ellas deben ser similares para obtener una mayor eficiencia.



5-) La potencia de las bombas esta dada por:

$$P = \frac{r \times Q \times H}{n \times 76} \quad (\text{HP})$$

donde, r = peso específico (1000 kg/m³)

Q = caudal. (m³/seg)

H = carga dinámica total. (m)

n = eficiencia (%)

Datos: r = 1000 Kg/m³

Q = 1.4 m³/seg

H = 94.38 m.

n = 85% = 0.85

De los valores anteriores y reemplazando en la formula tenemos:

$$P = 2045 \text{ HP.}$$

Considerando el valor dado y para efectos de comercialización se observo que la potencia de la bomba y por consiguiente la del motor sobrepasa los de usos comerciales, por lo -tanto haremos el analisis para obtener los mismos resultados con mayor número de bombas respetando el 50% de asistencia.

Los cálculos nuevos son:

Q = 0.70 m³/seg.

H = 94.38 m.

De los nuevos datos y reemplazando en la fórmula obtenemos:

$$P = 1022 \text{ HP}$$

Este nuevo valor satisface las necesidades y en el comercio se fabrica bombas para una potencia aproximada al valor que dio, de 1000 HP.

En resumen tenemos:

$$P = 1000 \text{ HP.}$$

Potencia del motor debe ser la potencia de la bomba más un 20%: 1200 HP valor aproximado.

Número de unidades = seis (6)

NOTA: Trabajarán 4 unidades en forma continua y unidades de asistente.

6.8. VALVULAS.

1-) Válvulas de drenaje: En los puntos bajos de la conducción se instalaron válvulas de ésta clase (cuadro 6.1.).

El tamaño de estas válvulas depende del tiempo considerado para drenar una sección del conducto y de las velocidades resultantes.

La frecuencia de operación depende de la calidad del agua que se transporta.

2-) Válvulas automáticas de aire: Se instalan en los puntos altos de las conducciones. Operan automáticamente para remover el aire desplazado cuando la tubería se comienza a llenar y cuando se acumula por descenso apreciable de la presión o en caso en que los puntos altos de la línea se encuentren cerca de la línea piezométrica. Si la presión en la cima es alta se puede usar una manual que trabajaría solo para expulsar el aire cuando la línea se esta llenando.

El tamaño requerido de las válvulas dependen del tamaño del conducto y de las velocidades a las cuales se vacía la línea.

Para consideración se estiman:

A-) La relación entre el diametro de la válvula y del conducto es de 1:12 cuando se requiere escape de aire y de 1:8 cuando se requiere escape y admisión de aire.

CUADRO 6.1.

LOCALIZACION DE LAS VALVULAS EN LA TUBERIA.

<u>LOCALIZACION.</u>	<u>TIPO DE VALVULA.</u>
K 0 + 250	De descargue.
K 0 + 300	Automática de aire.
K 1 + 50	De descargue.
+ 400	Automática de aire.
+ 850	De descargue.
K 2 + 400	Automática de aire.
+ 600	De descargue.
+ 750	Automática de aire.
+ 950	De descargue.
K 3 + 200	Automática de aire.
250	De descargue.
450	Automática de aire.
900	De descargue.
K 4 + 250	Automática de aire.
400	De descargue.
650	De descargue.
950	Automática de aire.
K 6 + 400	De descargue.
K 7 + 300	De descargue.
500	Automática de aire.
600	De descargue.

LOCALIZACION.TIPO DE VALVULA.

K 8 + 200	Automática de aire.
700	De descargue.
800	Automatica de aire.
900	De descargue.
K 9 + 000	Automática de aire.
150	De descargue.
400	Automática de aire.
700	De descargue.
800	Automática de aire.
K 10 + 900	De descargue.
K 12 + 500	Automática de aire.
950	De descargue.
K 13 + 200	Automática de aire.
500	De descargue/
750	Automática de aire.
900	De descargue.
K 14 + 400	Automática de aire.
500	De descargue.
750	Automatica deaire.
900	de descargue.
K 15 + 750	automática de aire.
K 16 + 050	de descargue.
250	automatica de aire.
450	de descargue.
750	automática de aire.
K 18 + 800	de descargue.
K 19 + 250	automática de aire.
400	de descargue.
800	automática de aire.
K 20 + 250	de descargue.
400	automática de aire.

LOCALIZACION.

K 20 + 500
 600
 750
 850
 K 21 + 750=
 K 22 + 150
 250
 350
 450
 500
 750
 800
 K 23 + 300
 400
 600
 K 24 + 100
 150
 250
 400
 900
 K 25 + 550
 650
 800
 K 26 + 400
 K 27 + 100
 150
 K 28 + 400
 600
 K 29 + 000
 650
 700
 950

TIPO DE VALVULA.

De descargue.
 automática de aire.
 de descargue.
 automática de aire.
 dedescargue.
 automática de aire.
 de descargue.
 automática de aire.
 de descargue.
 automática de aire.
 de descargue.
 automática de aire.
 De descargue.
 automatica de aire.
 de descargue.
 automatica deaire.
 de descargue.
 automática de aire.
 de descargue.
 automática de aire.
 automática deaire.
 de descargue.
 automática de aire.
 de descargue.
 automática de aire.
 automática de aire.
 automática de aire.
 de descargue.
 automática de aire.
 de descargue.
 automática deaire.
 de descargue.

LOCALIZACION.

K 32 + 000
200
800
K 34 + 200
650
750
K 35 + 000
500
800
K 37 + 600
K 41 + 000

TIPO DE VALVULA.

Automática de aire.
de descargue.
automática de aire.
de descarga.
Automática de aire.
de descargue.
automática de aire.
de descargue.
automática de aire.
de descargue.
Aliviadora de presión.

CAPITULO VII

PRESUPUESTO DE COSTOS.

7.1. INTRODUCCION.

Todas las obras contempladas en el presente proyecto se diseñaron previa consideración de los factores pertinentes y con suficiente relación para obtener presupuestos representativos.

Estos presupuestos estan basados principalmente en las cantidades de obra de los varios items de construcción . Todos los precios se refieren a los de Enero de 1980.

Hay que aclarar que, debido al tamaño grande de la tubería de conducción, diametro poco comercial y no se encuentra en la localidad, los precios de los items se hicieron en base a diámetros comerciales y a pulgada conocida; Se relacionaron precios de la tubería de 24" de la empresa Eterni de Colombia con la diseñada de 60", haciendo interpolaciones.

7.2.1. PRECIOS UNITARIOS.

Los precios unitarios empleados se obtuvieron del analisis de obras recientes y similares localizadas en la localidad.

Datos tomados de las oficinas de planeación de las Empresas Públicas Municipales de la ciudad de Cartagena, los cuales se muestran en el cuadro 7.1.

----- CUADRO 7.1. -----

COSTOS UNITARIOS ACTUALES EMPLEADOS PARA EL
PRESENTE PROYECTO.

<u>ITEMS.</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>PRECIO UNITARIO.</u>
Excavación para Zanjas.	m ³	296.28
Excavación para estructura.	m ³	296.28
Instalación de tubería y accesorios	U	594.38
Relleno cimentación tubería.	m ³	535.96
Prueba tubería global	-	80,250.00
Atranques tubería	m ³	264.71
Relleno Zanja tubería.	m ³	83.88
Relleno alrededor	m ³	83.88
Concreto 3000 p.s.i. para anclaje		4,793.50
Concreto pobre		2,1 24.80
Aditivos	Kg	153.01
Pozo de inspección para válvulas.	U	56,536.50
Pozo de inspección para ventosas.	U	25,536.00

7.3. ELEMENTOS DE IMPORTACION.

Los precios de los equipos y elementos que se necesitan importar se deben obtener por cotizaciones preliminares de fabricantes, solicitando por lo menos dos cotizaciones para cada equipo.

Lo que respecta a tuberías, se adoptó, con base a experiencias recientes, y en base a tuberías de 24" tipo Asbesto cemento de Eternit de Colombia.

Para el transporte, nacionalización, trámite de importación, bodegaje, etc. se adoptó de acuerdo a experiencias recientes, un precio de \$25.00 por cada dolar de costo de los equipos de importación.

Para la instalación de estos equipos, se llevó a cabo un estudio sobre costos en obras similares construidas en los últimos años y se estima en un 30% de su valor de compar.

7.4. IMPREVISTOS

Todos los presupuestos deben incrementarse en un 30% de su valor total para cubrir los imprevistos de la construcción y el valor de los trabajos de ingeniería y supervisión de la construcción.

7.5. COSTOS DE PRODUCCION DE AGUA.

7,5.1. ENERGIA ELECTRICA.

Este es un costo de mucha importancia para el proyecto, ya que el agua debe transportarse por bombeo y a distancias muy largas.



El costo del Kilovatio-hora es en la actualidad de \$ 1.78 y este costo aumenta a razón de el 3% anual durante tiempo indefinido.

7.5.2. COSTOS DE OPERACION.

Con base al personal y equipo empleado actualmente por las Empresas públicas Municipales de Cartagena, se proyectaran las necesidades de acuerdo al incremento de las labores previstas para el futuro. Para poder hacer el estudio se ajustaran los sueldos a lo pactado, en la fecha, en la convención colectiva de trabajo.

7.5.3. COSTOS DE REPARACION Y MANTENIMIENTO.

Estos costos se estimaran de acuerdo con las estadísticas y normas empleadas para determinar los costos horarios de equipos de construcción y similares, teniendo en cuenta la mayor vida que tienen los equipos que se consideran en un acueducto.

Se fijará entonces, un 4% del valor de compra inicial el costo anual de reparaciones y mantenimiento de equipos; para el resto o sea lo que son tuberías, válvulas, etc. el costo de reparación y mantenimiento se fijará en el 1% del costo inicial.

7.6. FACTORES ECONOMICOS.

De acuerdo a las normas vigentes, para Enero de 1980 se establecieron los variso factores económicos requeridos, así:

7.6.1. PERIODO DE ESTUDIO.

Para el estudio económico de la alternativa se tomó un período de diseño de 10 años aontados a partir de 1981.

La vida de los equipos en general, y como promedio, se considerará de 20 años.

7.6.2. TASAS DE INFLACION.

Se considerará una tasa de inflación interna de el 15% anual, inversiones hechas en pesos.

7.6.3. TASA DE CAMBIO.

Para la conversión de dolares a pesos, en Marzo de 1980, se adoptará la tasa de cambio de \$45.38 Colombianos por cada dolar y se consideran las variaciones pertinentes debidas a inflación.

7.6.4. CONCLUSIONES.

La información contenidad en este capitulo, muestra que las condiciones del proyecto no presenta incovenientes, sino que por el contarrío son favorables y permiten llevar a cabo las obras en forma fácil.

BIBLIOGRAFIA.

1. INSTITUTO GEOGRAFICO AGUSTIN CODAZZI.
- Atlas de Colombia-
1979.
2. DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTADISTICAS (DANE).
- XIV Censo de población -
1974.
3. DIRECTORIO EDUCATIVO NACIONAL.
- Ministerio de educación nacional-
1978.
4. ABASTECIMIENTO DE AGUA Y ALCANTARILLADO.
- Ernest W. Steel -
Editorial Gustavo Gili, S. A. - España.
1965.
5. DISEÑO DE ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS.
- Luis Felipe Silva Garavito -
Universidad Javeriana, Universidad Sto Tomas.
Bogotá, D. E.
1978.
6. WATERHAMMER ANALYSIS.
- John Parmakian -
Dover publications, inc.
New York.
1973.

7. PLAN MAESTRO DEL ACUEDUCTO ESTUDIO DE FACTIBILIDAD.
VOLUMEN I: INFORME DE INGENIERIA.
VOLUMEN II: FIGURAS.
- Dicon Ltda y Fonade -
Bogotá, D. E.
1973.

8. ANALISIS Y CONTROL DEL GOLPE DE ARIETE.
ACUEDUCTO DE MAMONAL.
- Consorcio Guillermo Yepes y Cia Ltda- Gomez,
Cajiao y asociados cia Ltda. -
Bogota, D. E.
1975.

9. ESTUDIOS DEL GOLPE DE ARIETE EN LA TUBERIA DE MAMONAL.
- J. A. Hufferd, P. E.
Denver, U. S. A.
1963.

10. TUBERIAS DE PRESION DE ASBESTO CEMENTO.
- Eternit Colombiana S. A. -
Bogotá, D. E.
1970.

11. HIDRAULICA GENERAL.
- Sotelo Avila -
Editorial Uteha.
Mexico, D. F.
1976.

12. CONFERENCIAS GENERALES SOBRE: SISTEMAS DE
 ABASTECIMIENTOS, CONDUCCIONES, BOMBEO, Y
 DISTRIBUCION DE AGUAS.
 *Universidad Autónoma de Mexico-
 Mexico, D. F.
 1974.

13. INFORMACIONES EMPRESAS PUBLICAS MUNICIPALES
 DE CARTAGENA.
 - Secciones de:
 Superintendencia de Acueducto.
 Direccion Operativa.
 Planeación.
 Finanzas.
 Cartagena, Col.
 1980.

UNIVERSIDAD DE CARTAGENA

FACULTAD DE ING. CIVIL

PROYECTO DE GRADO

ACUEDUCTO DE CARTAGENA.

CONTIENE: FIGURAS.

CALCULO: LUIS E. CAPELA. C.

CARTAGENA MARZO 21 / 80



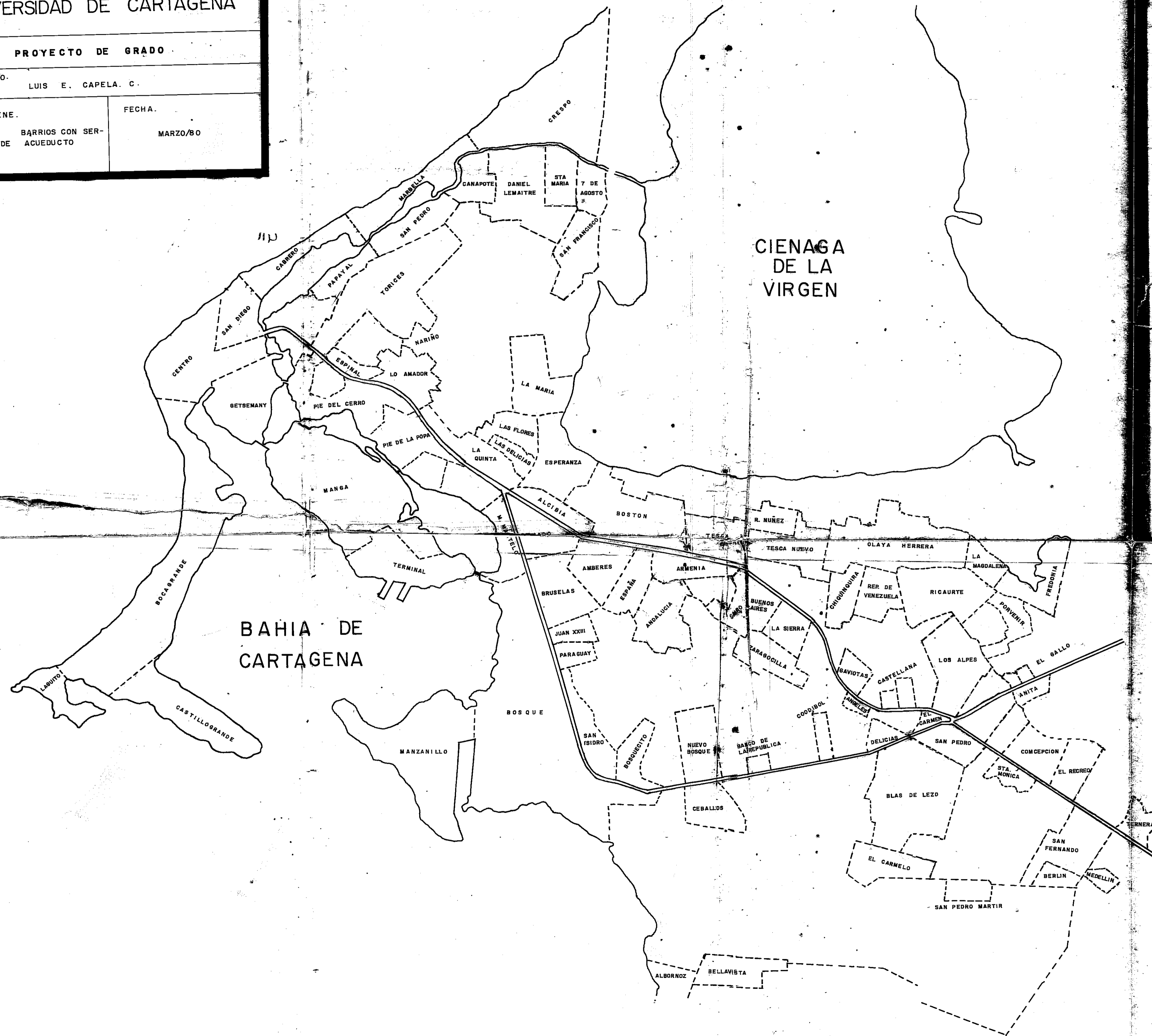
UNIVERSIDAD DE CARTAGENA

PROYECTO DE GRADO

CALCULO: LUIS E. CAPELA. C.

GONTIENE. BARRIOS CON SERVICIO DE ACUEDUCTO

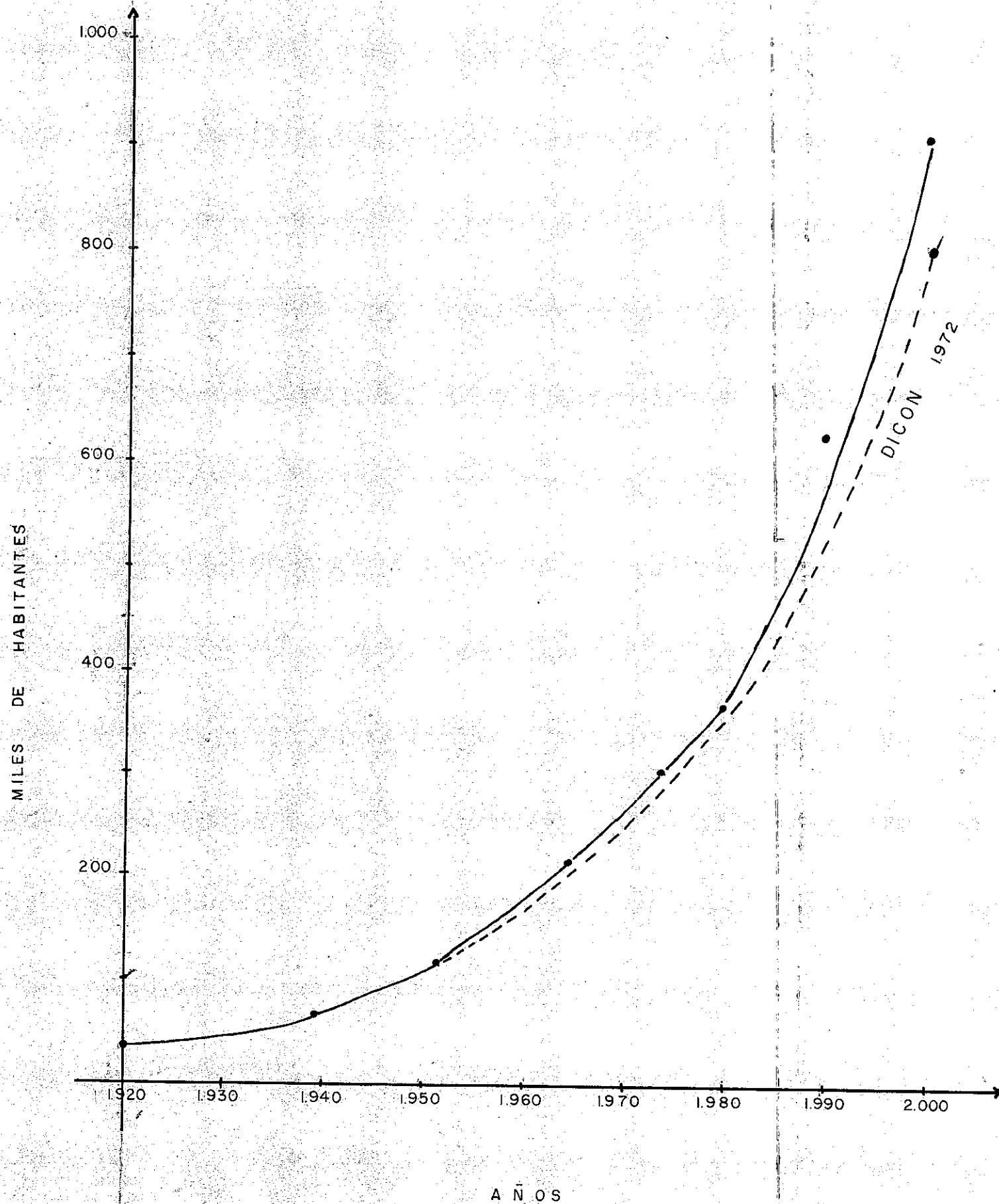
FECHA. MARZO/80



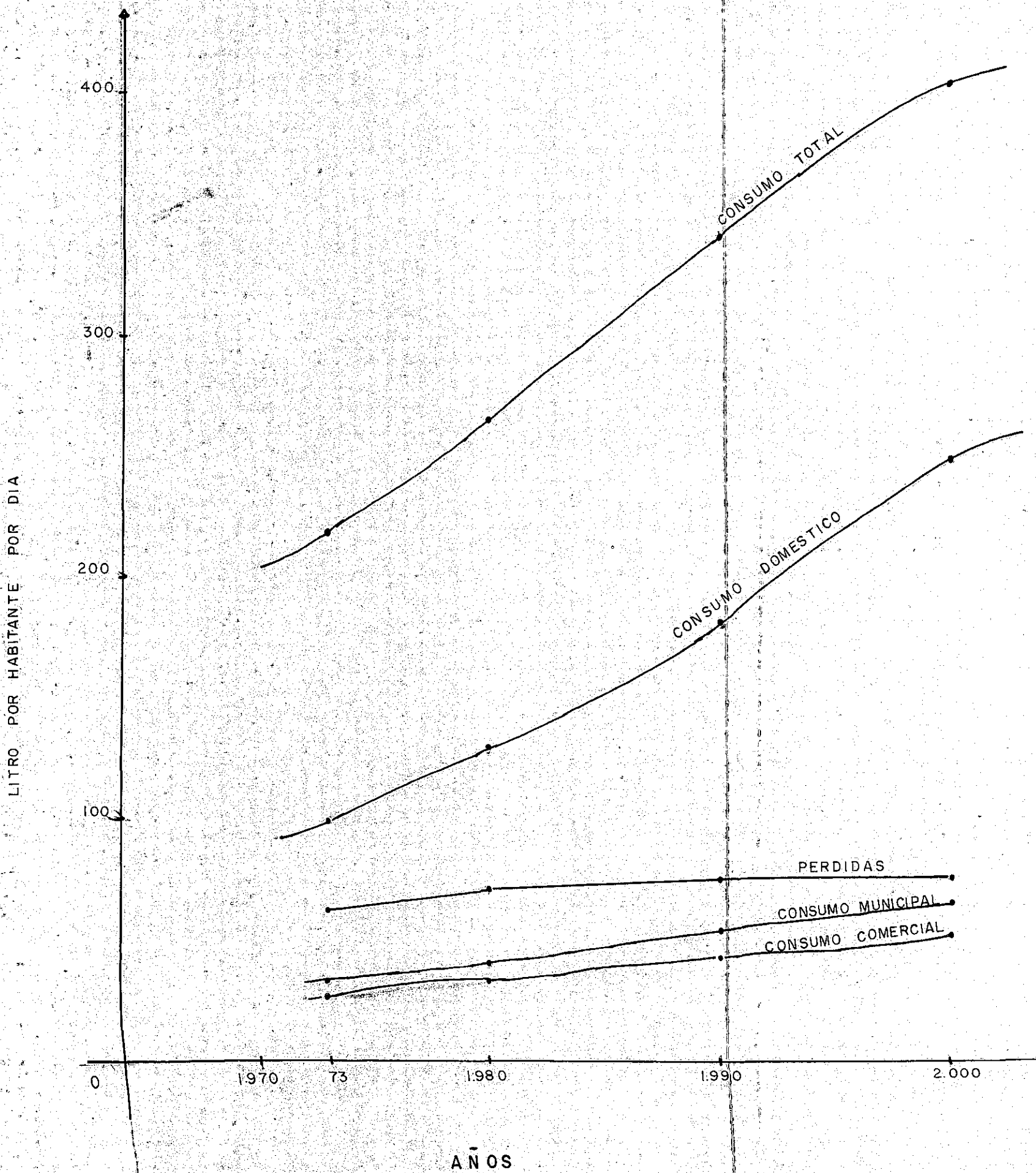
PRONOSTICO SOBRE LA POBLACION DE

CARTAGENA

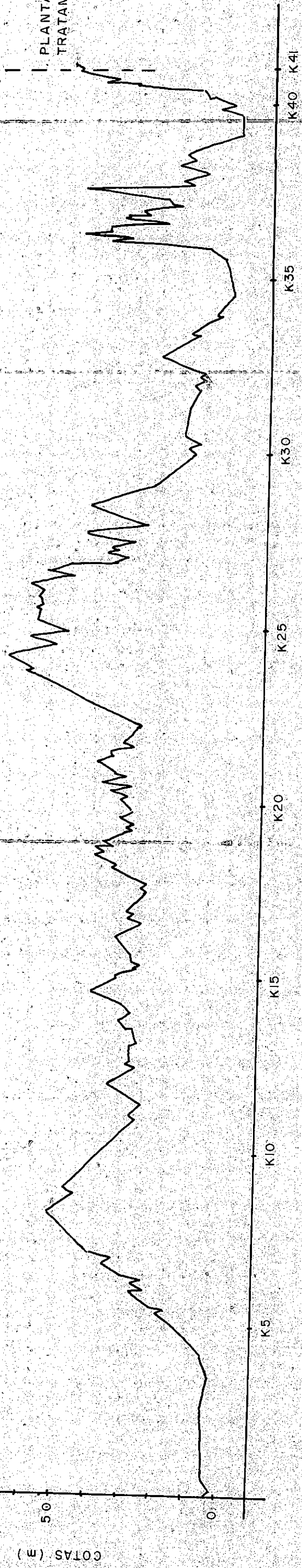
94



DEMANDAS PREVISTAS DE AGUA

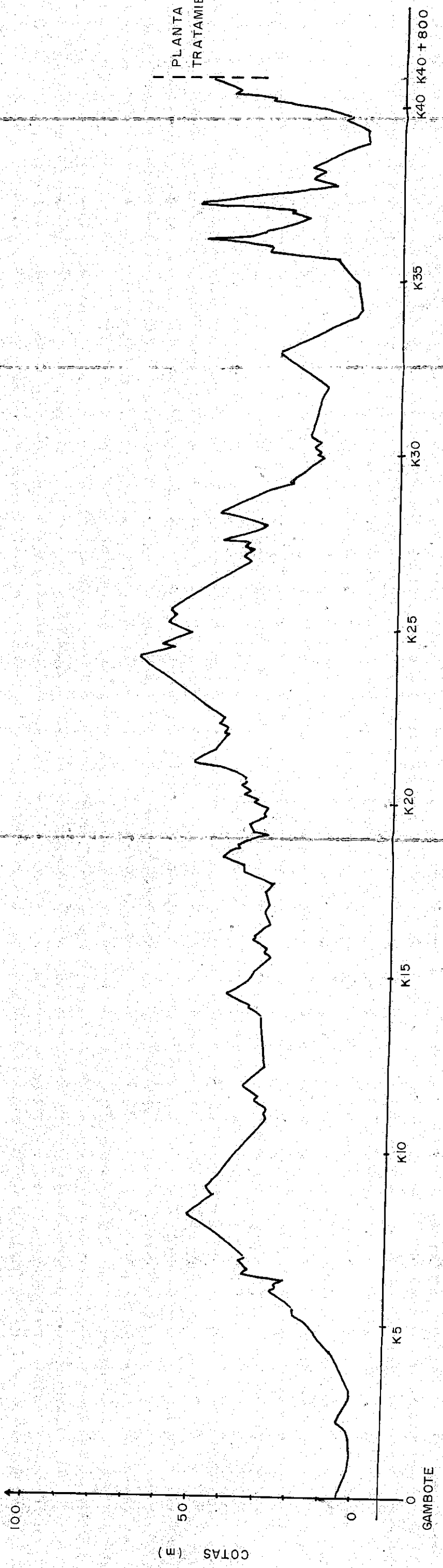


PLANTA DE TRATAMIENTO

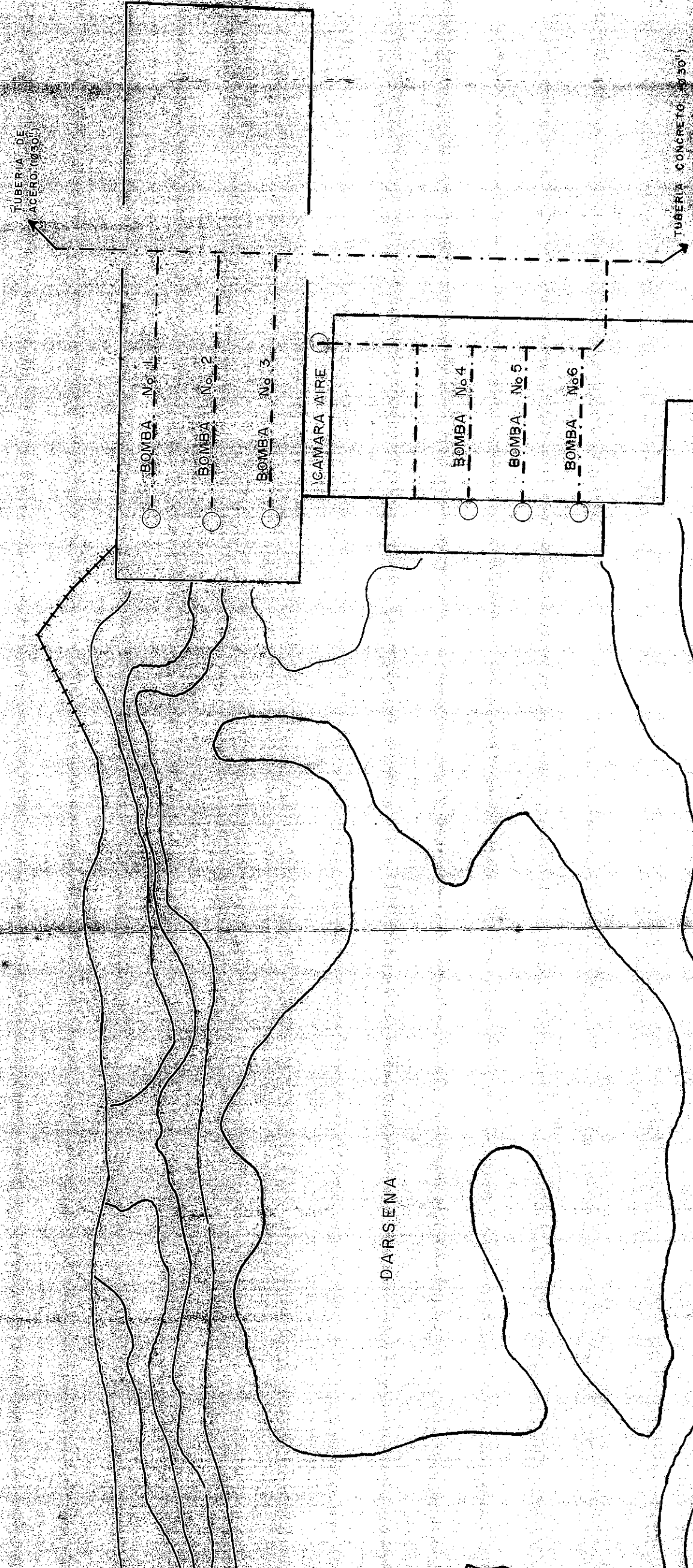


TUBERIA DE ACERO

PLANTA DE TRATAMIENTO



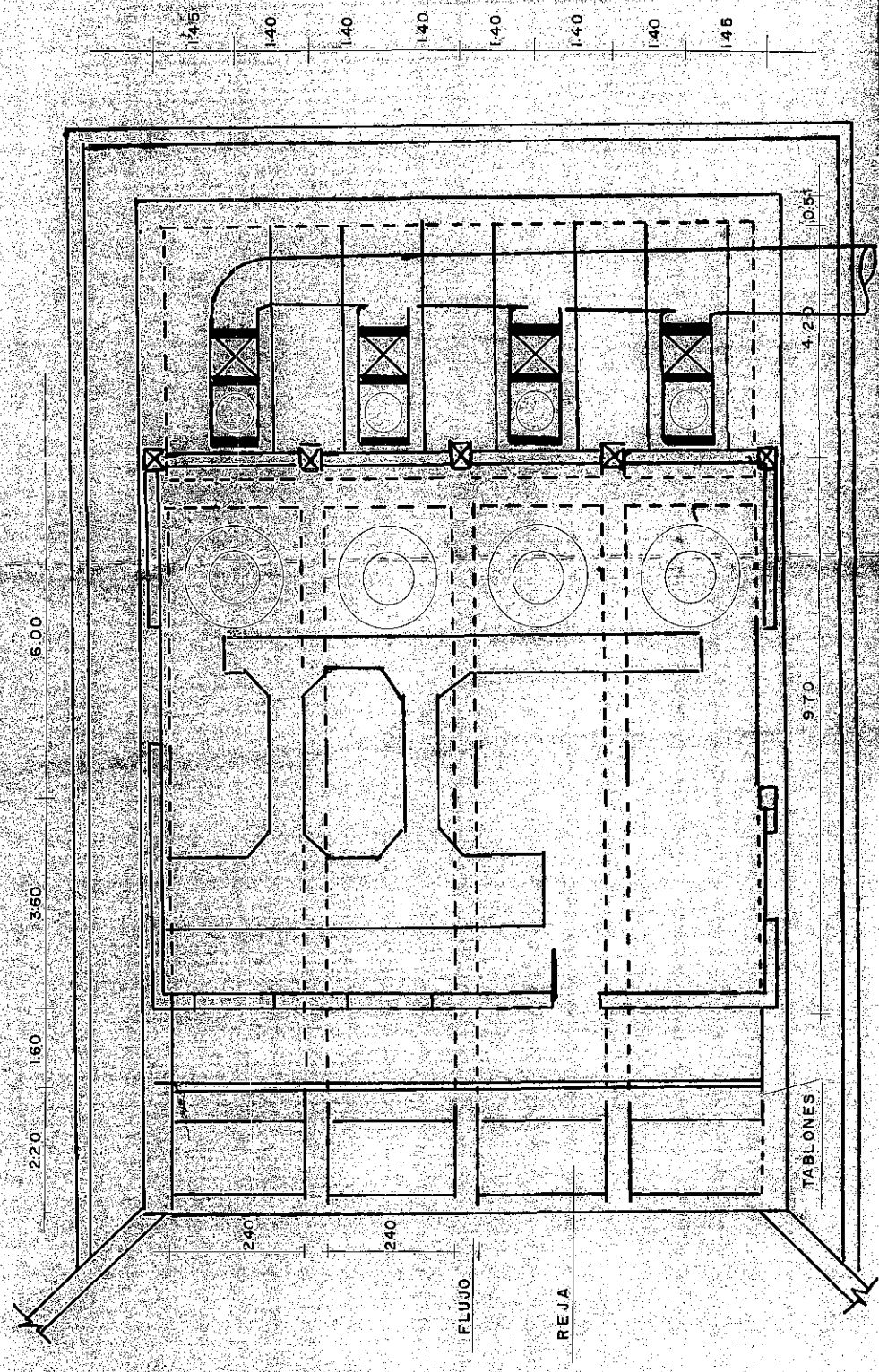
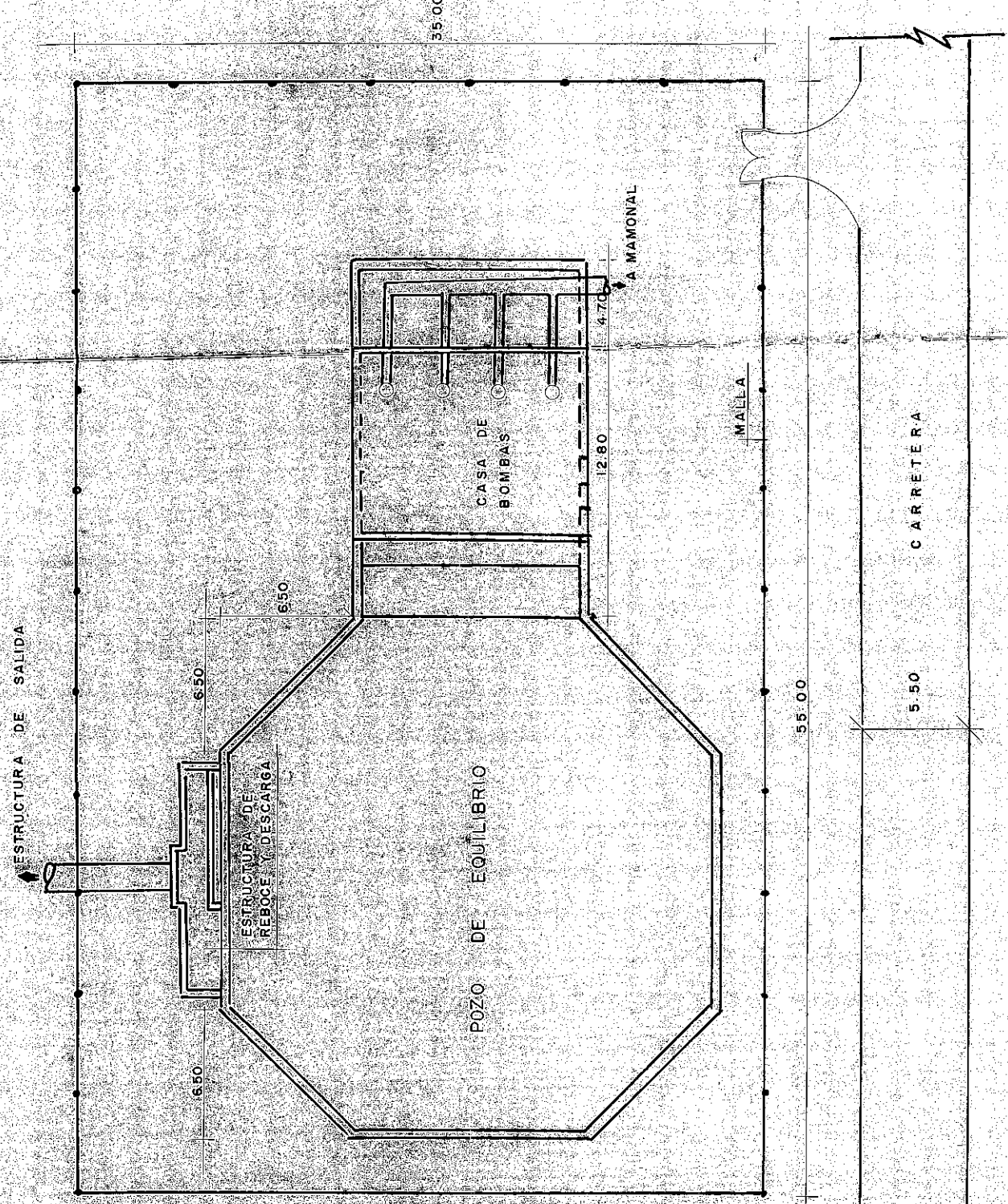
GAMBOTE



UNIVERSIDAD DE CARTAGENA

PROYECTO DE GRADO

CALCULO	LUIS E. CAPELA C.	FECHA	MARZO/80
CONTIENE	BOCATONA AGUEDUCTO DE GAMBOTEY ESTACION DE BOMBAS		



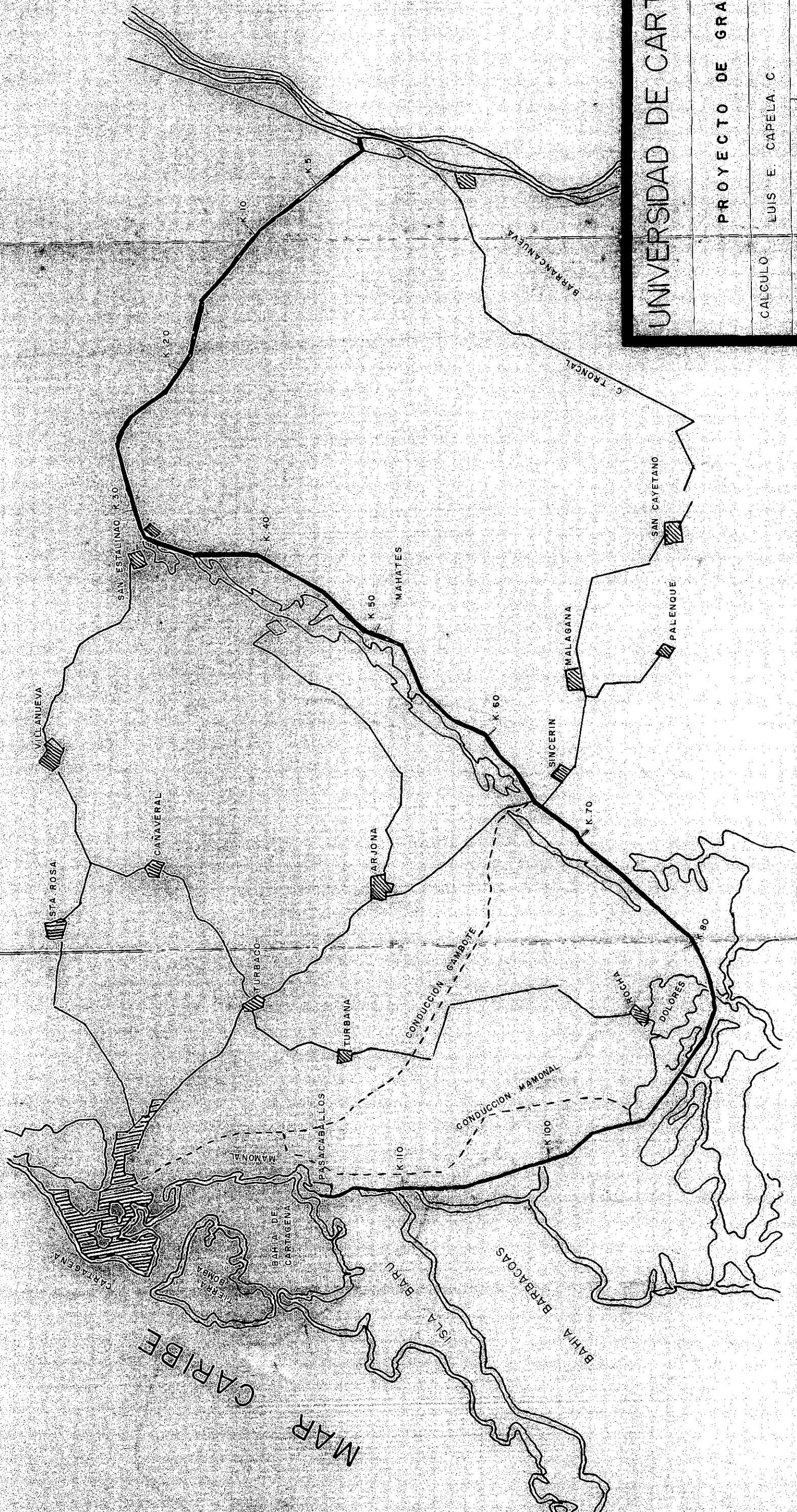
UNIVERSIDAD DE CARTAGENA.

PROYECTO DE GRADO

CALCULO LUIS E. CAPELA C.

CONTIENE ESTACION DE REBOM-
BEO DE PIEDRECITAS (PROYECTO
MARZO/80

FECHA



UNIVERSIDAD DE CARTAGENA.

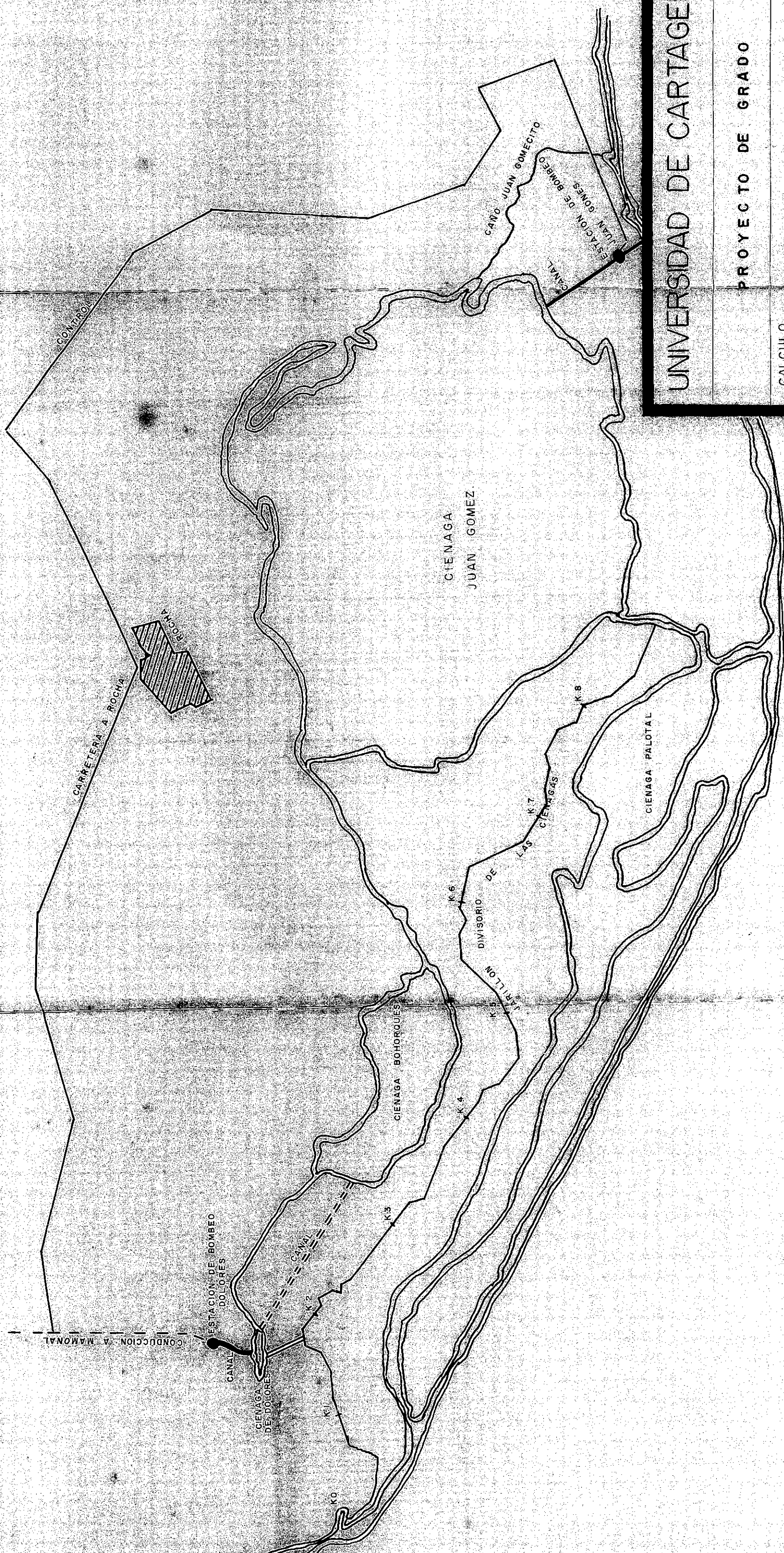
PROYECTO DE GRADO.

CALCULO LUIS E. CAPELA C.

CONTIENE FUENTES DE SUMINISTRO
CANAL DEL DIBUJE - CONDUCCIONES
EXISTENTES

FECHA

MARZO/80



UNIVERSIDAD DE CARTAGENA.	
PROYECTO DE GRADO	
CALCULO	LUIS E. CAPELA C.
CONTIENE	FUENTES DE SUMINISTRO ACUEDUCTO DE MAMONAL
FECHA	MARZO/80

UNIVERSIDAD DE CARTAGENA

PROYECTO DE GRADO.

CALCULO: LUIS E. CAPELA, C.

CONTIENE: PERFIL DE LA NUEVA TUBERIA DE CONDUCCION.

FECHA: MARZO/80.
ESC. H.= 1:50.000
V.= 1:1.000

