

ESTUDIOS PRELIMINARES - PRIMERA PARTE

I N D I C E

- Informe Estudios Preliminares.
- Cuadros y Gráficos.
- Anexo I: Cálculo costo colectoras de 0,150 m de diámetro.

SISTEMA DE SERVICIOS CLOCALES
PARA LA CIUDAD DE MARCOS JUAREZ

- ESTUDIOS PRELIMINARES -

Generalidades.

- Objetivo.

Los Estudios Preliminares tienen por objeto reunir todos los antecedentes e información necesarios para el planteo de diferentes alternativas y comparación técnico-económica de diversas variantes en el proyecto de red de colectoras, Planta de Tratamiento, y descarga final al cuerpo receptor.

- Ubicación.

La Ciudad de Marcos Juárez se halla ubicada en el Sudeste de la Provincia de Córdoba, dentro de lo que se conoce como la Pampa Húmeda. Es cabecera del Departamento que lleva su nombre, y está vinculada por diversos medios a todos los centros urbanos más importantes del país.

Su ubicación geográfica es de 32° 42' de latitud sur y 62° 07' de longitud oeste, y se encuentra a 110 m sobre el nivel del mar.

Se halla distante 450 km de la Capital Federal, 135 km de la Ciudad de Rosario, y 250 km de la Ciudad de Córdoba. La ubicación de la localidad está indicada en el Plano N° 1.

Sus principales vías de comunicación son la Ruta Nacional N° 9, que vincula con Capital Federal y Ciudad de Córdoba, y el Ferrocarril General Bartolomé Mitre, Ramal Córdoba-Buenos Aires.

- Breve reseña histórica.

La población nació con la línea férrea de Rosario a Córdoba, cuyo tramo Tortugas-Bell Ville fue librado al servicio público el 1° de septiembre de 1866, incluyéndose en el mismo la Estación "Espinillos", en la localización de la futura Marcos Juárez, entonces en el Departamento de Unión.

Los primeros pobladores se asentaron unos años más tarde, por la concesión de tierras a cambio de su poblamiento: los pioneros fueron cinco familias italianas que establecieron chacras y se dedicaron al cultivo del trigo. Luego fueron surgiendo otras actividades, como el comercio, la industria, etc.

El 19 de octubre de 1887, el Poder Ejecutivo de la Provincia elevó la población a la categoría de Villa, con el nombre de Marcos Juárez. En 1888 la Legislatura Provincial dividió el Departamento de Unión en dos Departamentos, llamando a uno de ellos Marcos Juárez, con cabecera en la Villa homónima.

En 1889 se crearon una Escuela elemental para niños y una escuela graduada común.

En 1892 se nombró la primera Comisión Municipal, y en 1905 se eleva la Municipalidad al rango de "urbana".

Finalmente, por Ley Provincial 3488 del 5 de Julio de 1930, es declarada Ciudad.

- Población.

Dentro del panorama general del desarrollo demográfico del país, la Provincia de Córdoba ha tenido una evolución importante a principios del Siglo XX, motivada por un acelerado proceso de colonización y por la puesta en servicio en 1890, de la conexión ferroviaria directa con Buenos Aires.

La Provincia tenía según Censo de 1914 una población de 735.472 habitantes, con una densidad que apenas superaba los 4 habitantes por km².

El Censo de 1947 indicó que la población de la Provincia había crecido a razón de una tasa del 2,28% anual; el crecimiento entre 1947 y 1960 fue del 1,22% anual; entre 1960 y 1970 del 1,62% anual, y entre 1970 y 1980 del 1,57% anual.

Según los datos obtenidos por el INDEC, los registros del Censo de 1980 son los siguientes:

Provincia de Córdoba	2.407.135	habs.
Departamento de Marcos Juárez	93.887	habs.
Centro Urbano de Marcos Juárez	19.821	habs.

Con respecto al Departamento de Marcos Juárez, el primer dato censal es del año 1895, con 15.873 habitantes, produciéndose un fuerte incremento de la población entre 1895 y 1914, con una tasa de crecimiento anual del 6,3%. Esto fue debido al proceso acelerado de colonización de la zona, y a la conexión ferroviaria directa con la ciudad de Buenos Aires.

Entre 1914 y 1947, la tasa de crecimiento del Departamento de Marcos Juárez fue de 1,77%, y entre 1947 y 1960 se verificó una tasa de crecimiento negativa del 0,52%, como evidencia de la migración del campo hacia los centros urbanos ocurrida en casi todo el país en esa época.

Entre 1960 y 1970, la tasa de crecimiento del Departamento fue de 0,49%, y entre 1970 y 1980 fue del 0,56% anual.

Con respecto al centro urbano de Marcos Juárez, se tienen datos censales desde el año 1895, cuando se estableció una población de 1.054 habitantes. En ese primer censo estaba incluido en el Departamento Unión, que tenía una población de 5.041 habitantes.

El crecimiento del centro urbano de Marcos Juárez es similar al del Departamento homónimo, produciéndose un gran desarrollo poblacional entre 1895 y 1914 por idénticos motivos que en el Departamento, ya mencionados.

Del análisis de los censos de la Ciudad de Marcos Juárez se desprende que el crecimiento anual se mantuvo entre 1,76 y 2,5% anual, no produciéndose un decrecimiento de la población como se evidenció en el Departamento entre 1947 y 1960.

La población de la planta urbana resultó en 1970 de 16.527 habitantes, con 8.180 varones y 8.347 mujeres. En el año 1978 la población era de 18.765 habitantes, con 9.199 varones y 9.566 mujeres, distribuidos en 5.971 viviendas. En 1980, la población totalizaba 19.821 habitantes, con 9.686 varones y 10.135 mujeres, distribuidos en 6.123 viviendas, con un coeficiente ocupacional de 3,24 habitantes por vivienda. La zona rural de Marcos Juárez totaliza una población de 1.201 habitantes, con 630 varones y 571 mujeres, distribuidos en 421 viviendas.

Como datos ilustrativos, se transcriben a continuación estadísticas del período 1974-1978 referentes a natalidad y mortalidad.

	1974	1975	1976	1977	1978
Natalidad	220	225	254	273	282
Mortalidad infantil	2	5	3	7	9
Mortalidad general	82	72	70	80	84

El 80% de las defunciones se producen por problemas cardíacos; los casos restantes comprenden distintas enfermedades, incluido cáncer.

La mortalidad infantil se produce en invierno especialmente por afecciones respiratorias, neumonías agudas, etc. En verano, principalmente a causa de diarreas, deshidrataciones agudas, desnutrición, etc.

Actualmente la población se compone de un 98% de argentinos descendientes de italianos y españoles, y de un 2% de extranjeros.

En el Capítulo correspondiente a Análisis Demográfico, estos aspectos serán tratados con mayor amplitud.

Características edilicias de la ciudad.

La ciudad presenta un trazado regular, extendiéndose a ambos lados del Ferrocarril General Bartolomé Mitre y hasta la Ruta 9. Alcanza inclusive al Barrio Villa Argentina, ubicado al norte cruzando la mencionada Ruta.

Sus calles son en gran parte pavimentadas, muy bien cuidadas y limpias, lo cual se traduce en un ambiente agradable y ade-

cuado al nivel de población de la ciudad.

Se observa en general que las edificaciones son de muy buena calidad, relativamente nuevas, con escasa cantidad de edificios antiguos, pudiéndose observar que las viviendas particulares en deficientes condiciones son muy escasas y pueden llegar a constituir aproximadamente el 5%, encontrándose las demás en estados desde bueno hasta muy bueno. Debe destacarse que en la ciudad existe un elevado porcentaje de viviendas de primera categoría, hecho destacable en comparación con otras localidades del área.

- Aspectos Económicos y Sociales.

Marcos Juárez es eje económico de una vasta zona, cuya producción agrícola-ganadera circunda a esta población, gravitando así en el ámbito provincial y nacional. Su cercanía con Rosario promueve un fluido mercado con ésta, transformándose en un importante trampolín entre Córdoba y Rosario.

La principal actividad de la ciudad y del Departamento de Marcos Juárez es la agrícola-ganadera, ocupando el segundo lugar la actividad industrial-comercial.

En cuanto a la producción primaria, Marcos Juárez posee 53.500 hectáreas sembradas, con aproximadamente 1.832.000 quintales de diferentes cereales, entre los que pueden mencionarse trigo, maíz, sorgo granífero, soja y otros. La cifra mencionada es la correspondiente al año 1978.

En cuanto a la ganadería, existen 35.600 hectáreas -en cifras aproximadas- destinadas a esta producción, con aproximadamente 100.000 cabezas, siendo su casi totalidad vacunos.

El sector secundario, o sea la actividad industrial, cuenta con unas 50 industrias de cierta importancia, que ocupan unos 1.500 obreros, dentro de las cuales cabe destacar las fábricas de estructuras metálicas, de implementos agrícolas, radiadores, llantas para automotores, motores y tanques para combustible.

La ciudad presenta un desarrollo influenciado por un lado por la Ruta 9, y por otro lado por la Estación del Ferrocarril General Bartolomé Mitre. El centro de la actividad comercial diaria se desarrolla en un área ubicada en las cercanías de la Estación del Ferrocarril, y su arteria principal es la Avenida Alem. En esta área es donde se observa la mayor densidad de población.

Actualmente hay en construcción dos edificios, uno de ellos de 7 plantas, que fue oportunamente permitido por la Municipalidad dentro de su Plan Regulador, y está ubicado dentro del área permitida por dicho Plan.

La zona residencial se desarrolla en todas las demás áreas de la ciudad, siendo su construcción ejecutada en edificaciones de planta baja y planta alta en su generalidad.

La actividad industrial se presenta como puntual y dispersa en el área urbana, con diferentes tipos de establecimientos, que analizaremos más adelante al estudiar las diferentes industrias existentes y los límites permisibles para las mismas.

Las reparticiones públicas e instituciones privadas se distribuyen de un modo disperso, pudiéndose mencionar las siguientes:

- Policía
- Juzgado de Paz
- Catastro
- Junta Nacional de Granos
- INTA
- Ministerio de Trabajo
- Sucursal del Banco de la Nación Argentina
- Sucursal del Banco de la Provincia de Córdoba
- Sucursal del Banco Ganadero Argentino
- Municipalidad
- Delegación de la Dirección General Impositiva

Empresa Nacional de Correos y Telecomunicaciones

Delegación de Vialidad Nacional

Cooperativa Agropecuaria General Paz

Cooperativa de Previsión de Obras y Servicios Públicos,
Vivienda y Crédito Ltda. de Marcos Juárez

Cooperativa Agrícola Ganadera Marcos Juárez Ltda.

Agricultores Federados Argentinos Sociedad Cooperativa Ltda.

Cooperativa Tambara Granjera Ltda.

Establecimientos Educativos:

Nivel Secundario: 5

Nivel Primario : 6

Bibliotecas: 3

Clubes: 6

Cines: 2

Cuerpo de Bomberos Voluntarios

Mutuales:

Sociedad Española de Socorros Mutuos

Sociedad Italiana

Sindicatos: 16

Cultos:

Iglesias y templos católicos: 4

Templos evangélicos: 1

Equipamiento sanitario:

1 Hospital Zonal, Dr. Abel Ayerza

3 Sanatorios particulares

Clima.

Marcos Juárez se encuentra en la Pampa húmeda, con características de región climática mediterránea.

Las principales características del clima del Departamento y de la ciudad son las que se detallan a continuación:

- . Temperatura media anual: 17°C.
- . Temperatura media mensual: entre 10 y 25°C.
- . Temperatura máxima observada: 42°C.
- . Temperatura mínima observada: - 8°C.
- . Precipitación media anual: 900 mm; los meses de mayo a setiembre inclusive son los de menor precipitación media: entre 20 y 40 mm/mes. A los meses de octubre a abril inclusive corresponden las mayores precipitaciones medias, con caídas que se escalonan entre 90 y 145 mm/mes.
- . Vientos reinantes: Noreste. Les siguen en frecuencia los del Norte, Sur y Sureste. En general, los vientos son suaves, con velocidades medias máximas de 15 km/h.

Topografía.

El terreno de la región es llano, con suaves ondulaciones. No hay en el área urbana de Marcos Juárez ni en sus proximidades, cursos de agua con escurrimiento permanente. El curso de agua permanente más cercano es el Arroto Tortugas, que constituye el límite entre las Provincias de Córdoba y Santa Fe. En las cercanías de la Ciudad de General Roca, a la altura del Km 430 de la Ruta 9, se encuentra un pequeño canal, que desagua finalmente en el Arroyo Tortugas; el mismo está ubicado a aproximadamente 15 km de la entrada principal de la ciudad.

En el área urbana y suburbana de la ciudad, se observan pequeñas ondulaciones, que forman bajos por los cuales escurren los desagües pluviales, pero que no son cursos permanentes de agua. Por lo general estos bajos se aprovechan para el cultivo de cereales.

- Infraestructura.

. Pavimentos.

La localidad tiene numerosas avenidas y calles pavimentadas, que cubren toda la parte central de la ciudad; en su totalidad son pavimentos de hormigón, y se encuentran en muy buen estado. Los anchos varían entre 6 y 18 m.

. Electricidad.

El servicio es prestado por la Empresa Provincial de Energía de Córdoba (EPEC), cubriendo la totalidad de la población, con más de 5.620 conexiones.

. Telecomunicaciones.

El servicio de Correos y Telégrafos está a cargo de ENCOTEL y de un servicio de radioenlace de la Policía Provincial.

El servicio telefónico está a cargo de ENTEL, contando con una central automática que se halla integrada a la red de telediscado nacional.

. Gas.

Se encuentra actualmente en ejecución la red de distribución de gas, que abarca toda la zona central, cubriendo aproximadamente 65 manzanas. Está conectada al Gasoducto Campo Durán-Buenos Aires por una cañería maestra de diámetro 0,152 m de acero.

. Servicio de Agua Potable.

El Servicio Provincial de Agua Potable ha encarado el proyecto de la red de distribución de agua que abastecerá a la localidad con agua proveniente del Acueducto San Marcos-General Roca, que se halla construido, pero no está habilitado.

El proyecto de la red de distribución de agua potable fue realizado en el año 1979. Actualmente está en vías de licitación para encarar su construcción en los años 1981/82.

. Desagües pluviales.

El escurrimiento de los desagües pluviales de la ciudad se efectúa por escurrimiento superficial sobre las calzadas, y descarga en las zonas bajas de la ciudad, que son la Sudoeste y la Noroeste. En la Sudoeste se forma una acumulación que constituye un enlagueamiento denominado Laguna Bianchi. En la zona Noroeste se están construyendo dos lagunas artificiales ubicadas en un Parque, proyectado por la Municipalidad, que tienen como finalidad actuar como elementos compensadores de los desagües pluviales. Desde estas lagunas, el volumen de desagüe pluvial acumulado es bombeado mediante una Estación Elevadora y una cañería de impulsión, a una zanja ubicada en la Ruta 9 en correspondencia de la calle Capdevila.

Existe una serie de conductos pluviales en correspondencia de la Ruta 9, pues la misma se encuentra en una cota superior a la cota de las calles paralelas a la misma. Los conductos arrancan de la calle Alvear hasta la Ruta 9, y cruzan ésta para descargar finalmente los desagües por calles Vélez Sarsfield, Sarmiento, Alem y Calle 2.

Este tema se ampliará en el capítulo Recopilación de Antecedentes.

. Disposición de desagües cloacales.

Al no existir servicio de desagües cloacales, la eliminación de las excretas domiciliarias se efectúa mediante cámaras sépticas y pozos absorbentes ubicados en su casi totalidad en las veredas, frente a cada vivienda.

La ubicación de estos pozos absorbentes en las veredas crea graves inconvenientes y serios peligros a la comunidad, a causa de los derrumbes que se producen con frecuencia, y por el encarecimiento que ello acarrea para la instalación de los diferentes servicios públicos que necesariamente deben ser subterráneos.

Además, se evidencia actualmente serios problemas de contaminación de las napas de agua, con los peligros que ello significa para la población.

La instalación de pozos absorbentes data de 40 años atrás, y su origen se debió a inconvenientes que fueron teniendo los habitantes de viviendas en el área central de la ciudad, dado el estrecho espacio disponible para ubicar esos elementos. La Municipalidad no prohibió tal ubicación, y la población fue creando un costumbramiento a esa ubicación, hasta el punto en que, aunque tuvieran espacio y aún existiendo jardines en el frente de las viviendas, los pozos absorbentes continuaron ubicándose en la vereda. Desde hace aproximadamente dos años existe una Ordenanza Municipal que prohíbe la instalación de pozos en la vía pública, aunque hay excepciones, por ejemplo el caso de un edificio de siete pisos, el cual tiene construídos siete pozos absorbentes en la vereda

1. Recopilación de Antecedentes

1.1 Análisis Urbano.

1.1.1 Plan y Norma Reguladora del uso del suelo.

La Municipalidad de Marcos Juárez dispone de normas regulatorias de uso del suelo (Plan Regulator) actualmente en vigencia. Dicho Plan se compone de un Capítulo I, Normas de uso del suelo urbano; Capítulo II, Uso del suelo industrial, y de un último Capítulo que se refiere a Parcelamiento del suelo.

Del análisis detenido de dichas normas regulatorias se desprende que se trata de un Plan integral, a largo plazo, en el que se hallan muy bien concebidas y estudiadas las diferentes áreas de ubicación de distintas construcciones, tanto públicas como privadas, ubicación de edificios en altura, e industrias en general.

También se encuentran perfectamente definidas las zonas residenciales, actuales y futuras, con sus limitaciones para cada caso.

A continuación analizaremos en forma muy escueta cada uno de los Capítulos, en lo referente al proyecto del sistema de redes de desagües cloacales y tratamientos del mismo.

En el Capítulo I, Título Primero, Disposiciones Generales, define los objetivos fundamentales de la regulación del uso del suelo. Entre tales objetivos se enumeran como los de mayor importancia: complementarse con los propósitos de ordenamiento de la ciudad, asegurar la compatibilidad ambiental y funcional entre los distintos usos del suelo, preservar

y mejorar las características ambientales urbanas, obtener asentamientos de actividades acordes con las condiciones más convenientes de infraestructuras existentes o a instalar, crear las condiciones normativas tendientes a facilitar y asegurar el funcionamiento de la actividad de acuerdo a modernos patrones de asentamiento y de utilización del suelo.

El Título Segundo se refiere a la Clasificación de los Suelos del ejido, que se materializa de la siguiente forma:

- a) Suelo urbano;
- b) Suelo de ampliación urbana;
- c) Suelo rural

En el Título Tercero se define la clasificación de los suelos, diferenciándolos de acuerdo a los usos, en Residencial, Comercial, Institucional, Administrativo, Sanitario, Recreativo, Deportivo, de Transporte, Industrial, de Servicio de Ruta, y Rural o Rústico.

En el Título Cuarto se define la zonificación de la ciudad, para luego establecer cuál es la actividad permisible en cada una de las zonas. Se define además el factor de ocupación del suelo, y factor de ocupación total. El factor de ocupación del suelo es la superficie máxima de suelo que puede ser cubierta con edificaciones. El factor de ocupación total es el número por el cual se multiplica la superficie del terreno para tener la superficie total edificable del predio, o sea que es un factor que multiplicado por la superficie de la parcela o lote correspondiente, determina la máxima superficie de terreno edificable.

Estos dos factores son importantes para nuestro proyecto, pues definen las áreas en las cuales se puede construir edificios en altura, y las mismas están indicadas en Plano N° 2.

Para las zonas indicadas con los números 1, 2, 3 y 4, los factores de ocupación total son los siguientes: en la zona 1 es 3, y en las zonas 2, 3 y 4 es igual a 2.

Estos factores de ocupación total nos permitirán determinar el número máximo de viviendas que puede llegar a tener una manzana cuando se sature la superficie de la misma. En base a ello, se puede llegar a determinar el número de habitantes por manzana que tendremos en cada una de estas zonas al final del período de diseño, y determinar el gasto hectométrico para cada una de estas áreas.

En las demás zonas del área urbana, el factor de ocupación varía entre 0,2 y 0,8, siendo las mismas residenciales, y la densidad de población es la normal para este tipo de zonas.

El Capítulo II se refiere al uso del suelo industrial. Aquí se clasifican los establecimientos industriales en diferentes tipos, por Categorías:

- . Categoría 1^a: Industrias inocuas; aquellas que no producen humos, polvos, cenizas, ni emanaciones o sustancias nocivas.
- . Categoría 2^a: Tolerables; son aquellas industrias que por su incidencia en el entorno ocasionan algún grado de incomodidad por su ruido, vibraciones, movimiento de vehículos, ocupación de calzada, etc.

- . Categoría 3^a: Molestas; son aquellas que por ruidos o vibraciones a que den lugar, o por los humos, gases, olores, polvos ó cenizas que de las mismas se desprenden, constituyen una molestia a la vecindad.
- . Categoría 4^a: Nocivas o Insalubres: son aquellas que a consecuencia de las manipulaciones realizadas, dan lugar a la formación de sólidos, líquidos, gases, polvos o cenizas que sean causa de contaminación, constituyendo un peligro para la salud.
- . Categoría 5^a: Peligrosas. Aquellas donde se almacenan, manipulan o fabrican productos en los que pueden fácil o involuntariamente originarse incendios o explosiones espontáneas, que presuponen riesgo para personas o inmuebles.

A continuación la Norma define los tamaños de los establecimientos industriales, clasificándolos desde A hasta E; los parámetros considerados para esta clasificación son el número de operarios y la potencia instalada.

- Tamaño A: Potencia no mayor de 5 HP y no más de 10 operarios, y con una superficie cubierta de 100 m².
- Tamaño B: Potencia no mayor de 10 HP y no más de 20 operarios.
- Tamaño C: Potencia de 20 HP; no define el número de operarios.
- Tamaño D: No más de 50 HP y no más de 80 operarios.
- Tamaño E: establecimientos que no se encuentran comprendidos en ninguno de los tamaños anteriores.

La localización de las industrias está perfectamente definida e individualizada en el área urbana, siendo su ubicación la que describiremos a continuación:

Dentro del área urbana, densamente poblada de la ciudad, no está permitida la instalación de industrias de envergadura y tampoco del tipo molestas; las categorías admisibles son la 1 y 2, del tipo de tamaños pequeños, o sea que se trata de pequeños talleres.

En la zona 9 y 10, indicadas en el Plano N° 2, se pueden ubicar establecimientos industriales de las Categorías Inocuas, Tolerables y Molestas, en tamaños que van desde el A hasta el E.

La zona 11 está considerada según el Plan Regulador como una Zona Industrial, pero se la cataloga como de Servicio en Ruta, o sea que es algo diferente de las zonas anteriores; se trata de estaciones de servicio, talleres, etc.

En la zona 5 indicada en el Plano N° 2 está permitida la ubicación de Servicios en Ruta, de categoría hasta Molestos, en tamaños hasta el D.

Las demás zonas definidas como áreas netamente industriales están ubicadas fuera del radio a servir futuro.

En resumen, hay dos zonas netamente industriales, ubicadas fuera de los límites de los radios a servir futuro, que es donde deberán ubicarse las industrias hasta la categoría de Molestas, con todos sus tamaños, desde el A hasta el E, y que están indicadas en el Plano con los números 8 y 13.

Analizada la ubicación de las zonas industriales, y cotejada con el radio a servir futuro, se tiene que solamente hay dos lugares en los cuales podrían existir estableci-

mientos dentro del radio a servir, que son los siguientes:

- Zona 9: De la misma hay 6 manzanas que estarían incluidas dentro del radio a servir.
- Zonas 10 y 11, denominadas de Servicio en Ruta, que se encuentran a lo largo de la Ruta 9.

A continuación se analizará muy someramente la tendencia de crecimiento de la ciudad. La misma está bien definida por las limitaciones que el área urbana tiene en su perímetro.

Las limitaciones son las siguientes:

- . En el sector sud se encuentra una zona rural que pertenece al INTA.
- . El sector Sudoeste es un área de terrenos bajos, en los cuales en épocas de lluvias se acumula la descarga pluvial formando un lago denominado Laguna de Bianchi, lo que hace que no sea una zona apta para el desarrollo residencial.
- . En el sector Oeste-Noroeste se encuentra ubicado el Parque Municipal en el cual se construyen las lagunas para desagüe pluvial.
- . En el Noroeste, o sea trasponiendo la Ruta 9, hay un barrio, la Villa Argentina, que es una zona de población de bajos ingresos, con edificación precaria.
- . En el sector Norte hay una zona rural no loteable.
- . Finalmente queda la zona Noreste, que es la única en que puede producirse una expansión del área urbana. Efectuado el análisis desde este punto de vista, se pone en evidencia que la tendencia al crecimiento es hacia el Noreste, no quedando posibilidades en otro sentido.

El Plan Regulador prevé 4 polos de desarrollo, que se denominan Zonas de Equipamiento, para producir un desarrollo puntual de las mismas. Uno está ubicado en la zona del Parque, donde se están construyendo las Lagunas; otro en la calle Sáenz Peña y Jujuy; el tercero y el cuarto están ubicados en el lado sur de la ciudad, trasponiendo las vías del ferrocarril.

De todo lo expuesto surgen las siguientes consideraciones:

- 1) La ubicación de las industrias está prácticamente fuera de los límites de los radios a servir.
- 2) El desarrollo de edificios o sea el área urbana prevista con gran densidad de población, se limita a las zonas 1, 2, 3 y 4 indicadas en el Plano N° 2.
- 3) Todas las demás áreas se pueden tomar como zonas residenciales, sin grandes desarrollos poblacionales.

1.1.2 Estructura urbana existente.

Pavimentos.

Los pavimentos existentes en el área urbana están indicados en el Plano N° 3. La totalidad de los mismos son de hormigón armado, no habiendo del tipo elástico, o sea de tipo asfáltico.

Los anchos de los mismos son:

- . Pasajes en general: 6 m.
- . Calles de 18,90 m: tienen pavimento de 8, 10 y 12 m de ancho.

- . Avenidas de 22, 25 y 30 m, pueden tener pavimentos de 10, 12, 14 y 18 m de ancho.
- . Boulevares, o avenidas con una ramblacentral: tienen dos manos de 6 m de ancho cada una.

La totalidad de los pavimentos se encuentra en muy buen estado de conservación, no existiendo prácticamente roturas en toda el área urbana.

En la ciudad existen unos 50 Hm de avenidas con rambla central. Hay aproximadamente 41 Hm con pavimentos de 8 m, y 124 Hm con pavimentos mayores de 8 m.

La Ruta 9 en el radio a servir, tiene aproximadamente 23 Hm de longitud.

Existe un plan de pavimentación elaborado por la Municipalidad; en el mismo el pavimento es de 6 m, dispuesto en zig-zag, y con franjas con espacios verdes en los lugares donde las veredas se ensanchan.

Desagües pluviales.

La localidad no cuenta con red de desagües pluviales, y las aguas de lluvia escurren libremente desde los lugares más altos, los cuales coinciden con una línea que atraviesa la ciudad de Norte a Sur. Las aguas escurren una parte hacia el Oeste, y otra parte hacia el Este. Las que desaguan hacia el Oeste en parte descargan hacia el Sudoeste, formando una laguna denominada de Bianchi, y la otra parte lo hace hacia el Noroeste, desaguando en la laguna artificial que se está construyendo actualmente, en el Parque Municipal, y desde allí es bombeada mediante una estación elevadora, a través de

una cañería de impulsión de plástico que corre por la calle Capdevila hasta la zanja sur de la Ruta 9. El desagüe escurre por esta zanja hasta la calle Santiago del Estero, donde cruza la Ruta 9, toma por la calle Vélez Sarsfield, y luego dobla por la calle Santa Fe hasta llegar a la calle de las Colonias, donde toma por ésta y descarga finalmente por el bajo existente en el área rural ubicada en el norte de la ciudad.

La descarga hacia el Este escurre por la Calle 2, y cruza la Ruta 9. Una parte sigue por la Calle 2 hacia el bajo norte, y otra parte escurre por la Ruta 9 hacia el Este, siguiendo la topografía descendente del terreno.

En correspondencia de la Ruta 9, existe a ambos lados de la misma, zanjas que corren a cielo abierto en algunos lugares, y en otros están entubadas.

Dado que la Ruta 9 tiene una cota superior a la calle Alvear, que es paralela a la Ruta, existe una serie de desagües pluviales, o canales entubados que arrancan en la calle Alvear y llegan hasta la zanja de la Ruta 9. El relevamiento expeditivo efectuado de dichos pluviales puede verse en el Plano N° 4.

Red de energía eléctrica.

El servicio es prestado por E.P.E.C., Empresa Provincial de Energía de Córdoba. Dicho servicio es atendido por un distrito delegación de E.P.E.C. en Marcos Juárez.

La red eléctrica local se encuentra interconectada al sistema provincial de distribución. La línea de alta tensión termina en una subestación transformadora, ubi-

cada en Paraguay y Zeballos.

La red de distribución de energía es aérea en toda el área de la ciudad. La misma está construída con postes de madera y sus correspondientes cables.

Los únicos cables subterráneos que existen en toda la ciudad, son en la Subestación transformadora, donde los cables troncales cruzan la calle y desde allí continúan en forma aérea.

Red de gas.

Actualmente se encuentra en construcción, encontrándose terminada en un 60 a 70% del área a construir en primera etapa.

La red a construir en primera etapa está indicada en el Plano N° 3.

La red es alimentada desde el gasoducto Campo Durán-Buenos Aires, desde el cual arranca una cañería de diámetro 0,152 m de acero, que corre por la calle de las Colonias hasta la Ruta 9. El conducto fue colocado a una profundidad de 1,20 m. Al cruzar la Ruta 9, el conducto continúa por el cantero central de la calle Alem, a una profundidad de 1,20 m. Al llegar a la calle Santa Fe toma por esta, por la vereda norte, hasta la Plaza Sarmiento.

Se han instalado dos cámaras reductoras de presión, la primera está ubicada en correspondencia de la derivación del gasoducto Campo Durán-Buenos Aires, y la segunda en la Plaza Sarmiento.

En la Ruta 9 está prevista la instalación de un gasoducto para alimentación del Parque Industrial. Dicha cañería se ubicaría sobre la vereda sur, para alimentar dicha área. En correspondencia de la Av. Alem y la Ruta 9 se encuentra colocada una válvula de bloqueo para empalmar la futura alimentación a dicho Parque.

Las tapadas de las cañerías de 3/4 a 3" son de 0,40 a 0,50 m, y las de cañerías de 4 a 6" son de 0,70 a 1,20 m.

La obra de la red de gas se realiza por administración de la Municipalidad, es decir que la misma es construída por personal de la Municipalidad, con un Director de Obra que es el Ing. Eduardo Garzón Dartano. El mismo informó los serios problemas que se presentaron en la ubicación de la cañería por la vereda, dada la gran cantidad de pozos absorbentes ubicados sobre las mismas. En muchos lugares, el trazado de la cañería realiza zig-zags cuyo motivo es evitar atravesar pozos absorbentes.

En Anexo V puede verse la fotografía N° 20 que muestra el desmoronamiento que se produjo al atravesar la cañería de gas un pozo absorbente.

Esta es una información muy importante a tener en cuenta al analizar la ubicación de las colectoras.

Teléfonos.

La red de distribución de ENTEL es aérea en su gran mayoría. Existen cables subterráneos desde la central telefónica ubicada en la calle San Martín y Urquiza, cuyos recorridos son los siguientes: un cable está ubicado sobre la vereda por la calle Urquiza, desde la calle San

Martín hasta la calle Avellaneda, existiendo cámaras en cada una de las esquinas de las avenidas.

El segundo cable corre por la calle San Martín, desde la calle Urquiza hasta la Av. Alem, por la vereda norte, con cámaras en las esquinas.

El tercer cable está ubicado en calle San Martín entre Urquiza y 9 de Julio, doblando por ésta hacia las vías del Ferrocarril hasta la mitad de cuadra, donde emerge y continúa aéreo.

Dichos trazados están ubicados en el Plano N° 5.

Por nota del 24 de setiembre de 1980, se comunica a la Delegación Marcos Juárez de ENTEL, que hay un proyecto para la instalación de un cable coaxil por la Ruta 9, vereda norte, aproximadamente a una profundidad de 1,20 m. En correspondencia de la calle Urquiza, se derivará un ramal a la central telefónica ubicada en San Martín y Urquiza, por lo que se instalará por calle Urquiza el correspondiente cable coaxil a una profundidad de 1,20 m.

Red de agua corriente.

Actualmente la ciudad no posee servicio de agua corriente; existe un proyecto efectuado por el Servicio Provincial de Agua Potable y Saneamiento Rural.

La obra de la red de agua corriente se licitará en el presente mes de diciembre, para su posterior ejecución.

Actualmente, se encuentra construído el Acueducto San Marcos Sur-General Roca; la ubicación y trazado del mismo se indican en el Plano N° 5.

En visita efectuada a la Dirección Provincial de Hidráulica, se obtuvo una copia del proyecto de la red de agua potable, de la planta de distribución, cisternas y tanque elevado.

Catastro Urbano.

Se efectuó una verificación del Catastro urbano entregado por el Consejo Federal de Inversiones, como parte de la documentación a facilitar según contrato. Del relevamiento efectuado se comprobó que la diferencia es muy pequeña, del orden del 5%, motivada por el tiempo transcurrido desde la realización de dicho catastro, por lo que se considera que el mismo puede adoptarse para la realización del proyecto.

En especial se comprobaron algunas diferencias referentes a subdivisiones y a terrenos que antes figuraban como baldíos y ahora se encuentran edificados.

Disposición de los desagües cloacales.

La población carece de servicio de desagüe cloacal; las excretas se eliminan con instalaciones individuales compuestas de cámara séptica y pozo absorbente.

Los pozos absorbentes tienen diámetros variables entre 1 y 2,5 m, y en su gran mayoría están contruídos hasta la primera napa. Esta circunstancia provoca una grave contaminación de aguas subterráneas, lo cual representa un serio peligro por la posibilidad de transmisión de enfermedades de origen hídrico.

Las aguas subterráneas son de mala calidad, y en general se las utiliza para la limpieza e higiene personal, por lo que la contaminación de las mismas, de origen cloacal, supone un peligro potencial de transmisión de enfermedades.

Los pozos absorbentes están ubicados prácticamente en su totalidad, en las veredas, distribuidos en forma errática; en muchos casos se encuentran también ubicados en la vía pública las cámaras sépticas y cámaras de inspección.

En general a los pozos se los cubre con una losa de hormigón armado de 4 m de lado y 0,15 m de espesor, ubicada a una profundidad de 0,20 m a 0,40 m.

Se producen frecuentes desmoronamientos de pozos, debido a que las paredes de los mismos no son correctamente calzadas, lo cual se comprobó durante la construcción de la red de gas. Puede apreciarse en la fotografía N° 20 del Anexo V, el desmoronamiento de un pozo producido por la ejecución de la excavación para la colocación de la cañería de gas.

Actualmente está prohibido por ordenanza municipal la instalación de pozos y cámaras en la vía pública, pero igualmente se instalan en esos lugares en forma clandestina o por casos de fuerza mayor, como sucede con el primer edificio de siete plantas que se encuentra en construcción, en el cual se han ubicado siete pozos en la vereda.

En la foto N° 21 del Anexo V se muestra una esquina ubicada en la calle Alem, en la cual existen 13 pozos absorbentes en la vereda. En este lugar no pudo instalarse la cañería de gas, de una pulgada y media de diámetro.

Se realizó el relevamiento de cinco cuadras ubicadas en diferentes lugares del área a servir en primera etapa. Del relevamiento efectuado surge que la ubicación de los pozos y cámaras es totalmente arbitraria, y en general no hay una línea recta en la cuadra, sin interferencia de dichos elementos.

En base al relevamiento anterior, se efectúa en el apartado 3.1.1 un análisis de costo de instalación de colectoras por vereda.

Los pozos se colmatan y llenan con facilidad debido al tipo de suelo existente, cuya estructura es compacta, como puede apreciarse en el estudio de suelos realizado; ello provoca el continuo desagote de los mismos, y esta tarea trae aparejado un serio inconveniente de disposición final de los camiones atmosféricos, por no contar la zona con lugares adecuados para su vuelco.

Cartografía.

Se recabó información en distintas reparticiones nacionales, provinciales y municipales, lo cual ha permitido disponer de:

- . Cartas Topográficas a escala 1:50.000 del Instituto Geográfico Militar, Hojas N° 3363-11-4; 3363-12-3; 3363-17-2 y 3363-18-1.
- . Puntos Fijos ubicados sobre Ruta 9 desde General Roca hasta Marcos Juárez, y croquis de ubicación de los mismos, del Instituto Geográfico Militar.
- . Foto aéreas obtenidas en el INTA, a escala 1:20.000, 1:10.000, 1:5.000 del área urbana y de la zona rural comprendida entre Marcos Juárez y General Roca, y desde las vías del Ferrocarril hasta 15 km hacia el

norte, para la ubicación del lugar de descarga del efluente tratado.

Esta documentación para el área urbana, si bien es útil como complemento de obra, carece de relevancia dada la antigüedad de los vuelos.

- . En el Municipio se obtuvieron planimetrías urbanas a escala 1:10.000, 1:5.000, 1:2.500. Además, planos de futuras pavimentaciones de la ciudad, planos de nivelaciones de cuencas, y puntos fijos y nivelaciones realizadas en la ciudad.

No hay información de que existan, para la zona urbana y suburbana de Marcos Juárez, fotos aéreas posteriores a los vuelos realizados cuya información se dispone.

1.1.3 Industrias.

Dentro del área urbana hay un importante asentamiento de diferentes tipos de industrias, que manifiestan claramente el actual potencial económico de la localidad, situación que crea una muy interesante fuente de trabajo, ampliando así los estratos característicos de esta zona, agrícola-ganaderos.

En el área urbana se encuentran radicadas un importante número de diferentes tipos de industrias y de distintos tamaños, desde pequeños talleres hasta fábricas metalúrgicas de cierta envergadura.

De acuerdo a lo señalado en el Capítulo 1.1.1 Análisis urbano, actualmente no se permite radicación de industrias dentro del área urbana, estando limitada la instalación a pequeños talleres o depósitos. La radicación de

industrias de cierta envergadura o las catalogadas como Molestas, está reglamentada su ubicación en las áreas industriales.

De información obtenida en la Municipalidad de Marcos Juárez, no hay prácticamente solicitud de radicación de industrias en la localidad, siendo la única en vías de aprobación una planta para fabricación de envases plásticos, industria sin desagües o sea del tipo seco.

Se efectuó una exhaustiva indagación de las industrias existentes en el radio a servir futuro. La misma consistió en ubicar la industria, evaluar el tamaño de la misma, determinar si se trataba de una industria con desagües, y finalmente qué tipo de desagües se producían en la misma.

En el Plano N° 2 se encuentran indicadas las industrias indagadas, con la ubicación y el tipo de que se trata.

A continuación se resume la información obtenida, en base al relevamiento efectuado sobre el terreno:

. Metalúrgicas.

En general son industrias secas, o sea con poco desagüe, en particular hay una, la que corresponde a fabricación de radiadores, que tiene un desagüe ácido del orden de los 5 a 10 m³/h, que actualmente lo descarga a pozo absorbente. En este caso particular, es importante por el tipo de desagüe de que se trata, pues el mismo es agresivo a los materiales cementicios. Su descarga a la red de desagüe en las condiciones actuales, sin un tratamiento previo, daría origen a serios ataques a las cañerías.

. Fábricas de baterías.

Dentro del área urbana hay una serie de talleres de fabricación de baterías, los cuales descargan pequeñas cantidades de ácido sulfúrico o desagües con diferentes concentraciones de ácidos; actualmente se efectúan a los pozos absorbentes. Si la descarga de estos desagües se realizara en la red de colectoras, acarrearía serios problemas de ataque a las mismas.

. Fábricas de mosaicos.

En este tipo de industrias hay desagües con diferentes concentraciones de material inerte, fácilmente sedimentable, que si fueran descargadas sin un tratamiento adecuado provocarían serios embanques en la red de colectoras.

. Molino de cereales.

En esta planta industrial se realiza la molienda de cereales. Previo a ello, el cereal debe ser lavado, lo cual origina un caudal de desagüe continuo importante, con contenido de materia orgánica y sólidos sedimentables.

En este caso en particular, para su descarga a la red deberá tenerse en cuenta los límites permisibles que se detallarán más adelante. Además, el caudal deberá compensarse, de manera de no tener picos en la descarga, para evitar el sobredimensionamiento de la red de colectoras, y su correspondiente encarecimiento.

. Silos.

Son plantas en las cuales se realiza el almacenamiento y posterior venta de los cereales del área. En general no hay desagües: son industrias secas.

. Pequeños talleres mecánicos.

En general, en estos talleres se realizan descargas de desagües con diferentes concentraciones del contenido de aceites e hidrocarburos. Dichos desagües, si se descargan a la red de desagüe cloacal sin un tratamiento adecuado, pueden provocar serios inconvenientes en el sistema de tratamiento cloacal, por el contenido de aceites e hidrocarburos.

Se indagaron otras industrias y talleres de menor envergadura, con descargas de desagües de muy poco volumen diario, y con diferentes concentraciones de contaminantes, tales como fábrica de hielo, fábrica de soda, criadero de aves, fábrica de pastas, carpinterías, etc.

En base al relevamiento efectuado, y desde el punto de vista de no encarecer el costo de la red de colectoras cloacales, se considera conveniente y necesario fijar las siguientes limitaciones referentes a las descargas de desagües industriales a la red de desagües cloacales, las cuales se detallan a continuación:

1) Caudales:

Para evitar un encarecimiento de la red de colectoras cloacales, por una descarga puntual de un desagüe industrial con picos importantes, se considera necesario y conveniente limitar el caudal de desagüe a los valores compatibles con la capacidad de la cañería instalada frente a cada una de las industrias, considerándose de fundamental importancia que las descargas se realicen a caudal constante y en horas en las cuales el caudal de desagüe cloacal es mínimo, o sea fuera de las horas pico de estos desagües. Esto lleva a exigir a las industrias que realicen compensación, para que la descarga de los mismos se realice

durante las horas de la noche, y evitar de esta forma una sobrecarga en la red de colectoras.

2) Calidad de los desagües:

A continuación se detallan los límites permisibles para descargas de desagües industriales a colectoras cloacales, y que deben indefectiblemente ser cumplidos por las industrias, para evitar serios inconvenientes en el sistema de tratamiento y en la red de colectoras:

pH	entre 5,5 y 10
Sustancias solubles en éter etílico	no mayor de 100 mg/l
Sulfuros	no mayor de 1 mg/l
Sólidos sedimentables en 10 minutos (compactos).	no mayor de 0,5 ml/l
Temperatura	no mayor de 45°C
Demanda Bioquímica de Oxígeno (D.B.O.)	no mayor de 200 mg/l
Oxígeno Consumido (a determinar cuando no pueda realizarse la deter- minación de D.B.O. por interferencias)	no mayor de 80 mg/l
Cianuros	no mayor de 0,1 mg/l
Cromo hexavalente	no mayor de 0,2 mg/l
Cromo trivalente	no mayor de 2 mg/l
Detergentes	no mayor de 2 mg/l
Cadmio	no mayor de 0,1 mg/l
Plomo	no mayor de 0,5 mg/l
Mercurio total	no mayor de 0,005 mg/l
Sustancias fenólicas	no mayor de 5 mg/l

Será necesario que se implemente y determine una policía de control de la calidad de los Efluentes Industriales descargados en la red de colectoras, particularmen-

te en aquellas industrias que puedan descargar efluentes agresivos para el material de la red, o tóxicos para el proceso biológico, cualquiera sea la solución que se adopte entre las diferentes alternativas planteadas, referentes al tratamiento.

1.2 Topografía.

1.2.1 Recopilación de antecedentes topográficos.

De acuerdo a las bases de contratación, el Consejo Federal de Inversiones hizo entrega de la nivelación topográfica del área urbana. Se realizó un análisis de la misma, y se efectuaron consultas al Departamento de Agrimensura de la Municipalidad de Marcos Juárez, obteniéndose informaciones adicionales referentes a Puntos Fijos, y planos de nivelación complementarios.

Se recopiló en el Departamento de Agrimensura información complementaria de nivelaciones expeditivas efectuadas en la Ruta 9 y por la calle El Porvenir.

1.2.2 Ubicación de terrenos fiscales para eventual ubicación de Estación Elevadora Intermedia.

Se realizó una indagación de terrenos disponibles para la ubicación de una eventual Estación Elevadora Intermedia en la red de colectoras. El lugar más adecuado para la misma es en correspondencia del Parque Municipal donde se están realizando las construcciones de los lagos de compensación de desagüe pluvial. En las inmediaciones de dicho Parque existen varios predios factibles para su expropiación o para la ubicación de dicha Estación Elevadora.

1.3 Reconocimiento de diferentes alternativas de trazados de obra de descarga y cuerpo receptor.

1.3.1 Reconocimiento de diferentes alternativas de trazados de la obra de descarga.

En base a un estudio exhaustivo y detallado de las cartas topográficas del Instituto Geográfico Militar, de fotos aéreas del área de Marcos Juárez hasta General Roca, y de reconocimientos efectuados sobre el terreno, se tienen los siguientes lugares factibles para la descarga del desagüe cloacal tratado:

- a) El Río Carcarañá, ubicado hacia el sur de Marcos Juárez, y distante aproximadamente 28 km de la localidad.
- b) Un bajo en Estancia Moreno, ubicado al norte de Marcos Juárez, distante aproximadamente 9 km de la ciudad.
- c) Bajo natural ubicado al lado del predio donde se ubicará la planta de tratamiento.
- d) Canal distante 14,5 km hacia el Este de Marcos Juárez, que es afluente del Arroyo Tortugas.

A continuación analizaremos cada una de las alternativas de descarga arriba enumeradas. La ubicación de las mismas se indica en el Plano N° 1.

- a) La alternativa de descargar en el Río Carcarañá, distante aproximadamente 28 km al sur de la ciudad, resulta -en base a evaluaciones efectuadas- una solución muy costosa, además se deberían salvar puntos bajos, en especial una cañada situada a 11 km de la ciudad. Por lo tanto se la descarta como solución factible.

- b) En Estancia Moreno comienza un bajo que finalmente desagua en el Arroyo Tortugas. Dicho bajo está ubicado a unos 9 km. al norte de la ciudad. Esta alternativa de descarga está indicada en el Plano N° 1 (Planimetría general) con la letra "A".

Efectuado un detallado reconocimiento sobre el terreno, desde Estancia Moreno hasta aproximadamente unos 5 km aguas abajo, se observó que se trata de una suave ondulación del terreno, y no de un cauce permanente de agua, o sea se trata de un curso semipermanente. El escurrimiento de aguas en el mismo se produce en ocasión de intensas y prolongadas precipitaciones.

Además, en dicho lugar se forma, en caso de lluvias prolongadas, una pequeña laguna, debido a una falta de capacidad en las alcantarillas y zanjias de desagüe existentes.

En Anexo V, fotos 1 a 6 inclusive, puede observarse: el bajo, con el lugar donde se forma la laguna que es el área no sembrada (ver fotos N° 2 y 3); las alcantarillas que cruzan el camino; y finalmente, la calle vecinal por cuyas zanjias laterales escurre el desagüe pluvial.

Como puede observarse en las fotos, el bajo es cultivado con trigo y maíz, quedando solamente el área donde se forma la laguna sin sembrar.

La descarga del desagüe cloacal tratado llevaría a inutilizar una franja de terreno importante, por las suaves pendientes del mismo, y además porque se producirían enlagnamientos que afectarían dichas áreas sembradas.

Por tanto se considera no aceptable y se descarta la descarga del desagüe cloacal en este lugar, por no ser

adecuado y por las consecuencias que ello produciría en el área.

En el Anexo V pueden observarse las fotos N° 1 a 6, cuyo detalle es el siguiente:

- . Foto N° 1: visualiza el camino vecinal donde se forma la pequeña laguna. A la izquierda del camino es donde se produce la acumulación de agua. A la derecha puede verse el campo totalmente arado, preparado para la siembra de maíz.
- . Foto N° 2: Puede observarse el bajo y el área no cultivada.
- . Foto N° 3: cauce semipermanente del bajo.
- . Foto N° 4: campo del lado Este del camino.
- . Foto N° 5: camino vecinal que corre de Oeste a Este, y por cuyas zanjas se produce el escurrimiento de las aguas.
- . Foto N° 6: alcantarilla que cruza el camino vecinal.

Resumiendo todo lo expuesto, se considera no conveniente y se descarta esta alternativa como cuerpo receptor por las siguientes razones:

- 1°) Por tratarse de un curso semipermanente.
- 2°) Por ser una obra costosa, pues la distancia desde la Planta de Tratamiento al lugar de vuelco es de aproximadamente 7,5 km, y además debe atravesarse una zona baja, a los 3.000 m de la Planta, que encarece en forma sustancial la obra, pues debería entubarse el canal a partir de dicho bajo.
- 3°) Por los perjuicios que la descarga produciría en los campos.

c) Se efectuó un análisis y reconocimiento del bajo que corre en dirección Sudoeste-Noreste, y que linda con el predio de la Planta de Tratamiento.

Se trata de una ondulación suave del terreno, y es un lugar de escurrimiento de aguas semipermanente, o sea que hay escurrimiento cuando se producen lluvias prolongadas.

En el Anexo V se pueden observar las fotos ~~7, 8 y 9~~. La N° 7 corresponde al lugar indicado con "B" en el plano N° 1, y las fotos Nos. 8 y 9 al lugar indicado con "C" en dicho plano.

Como puede observarse, se trata de una suave ondulación del terreno, con una muy suave pendiente disponible para el escurrimiento de las aguas.

El detalle de la ubicación de las fotos es el siguiente:

- . Foto N° 7: camino vecinal mirando al bajo.
- . Foto N° 8: cruce alcantarilla en la calle El Porvenir, que linda con predio de la Planta de Tratamiento.
- . Foto N° 9: predio de la Planta de Tratamiento.

Por todo lo expuesto, y tratándose igual que la alternativa de Estancia Moreno, de ondulaciones suaves que no admiten una descarga permanente, pues produciría perjuicios a áreas importantes de terreno, se considera no conveniente, y se descarta este lugar de descarga.

- d) Descarga en canal ubicado a aproximadamente 15 km al Este de la ciudad, y que es afluente del Arroyo Tortugas, indicado con "D" en el Plano N° 1.

De los estudios y reconocimientos efectuados surge que a una distancia de aproximadamente 14,4 km existe un canal con escurrimiento permanente de agua, que es afluente del Arroyo Tortugas.

El vuelco en dicho canal es factible de realizar mediante una descarga que se ubicaría siguiendo la calle vecinal, que es continuación de El Porvenir, y además es paralela a la Ruta N° 9.

A continuación se realiza una descripción de los accidentes del terreno desde la Planta de Tratamiento hasta el lugar de descarga, indicado con "D" en el Plano N° 1.

Desde la ubicación del terreno de la Planta de Tratamiento, que se encuentra en la Calle El Porvenir entre Calle 2 y Calle de las Colonias, el terreno tiene una suave pendiente ascendente. El ancho de calle es de 11 m en ese lugar; sobre el lado derecho está ubicada una línea de media tensión de la Cooperativa de General Roca.

Aproximadamente a unos 1.500 m del cruce con calle 2 se encuentra el punto alto del terreno, y desde allí comienza una suave pendiente hacia el Este, hasta que se llega a un punto bajo, ubicado aproximadamente a 4,3 km de la Planta de Tratamiento. A partir de aquí comienza nuevamente una suave pendiente ascendente del terreno. El punto alto se encuentra a 5.000 m de la calle 2 y a partir de allí el terreno desciende hasta el lugar de descarga. El ancho de la calle a la altura del Km 13 es 15,20 m, y a la altura del Km 14 es 22 m.

En diferentes tramos existe una zanja al costado de la calle, de aproximadamente 50 a 70 cm de profundidad. Esta zanja puede adecuarse muy fácilmente a la obra necesaria para la descarga del efluente tratado de la Planta de Tratamiento.

Aproximadamente a 14,4 km del predio de la Planta de Tratamiento se llega al lugar de descarga, que es un canal con escurrimiento de agua pequeño y permanente. En dicho lugar hay una alcantarilla de aproximadamente 2,50 m de luz, de hormigón armado. Este canal se considera adecuado para una descarga permanente del efluente tratado de la planta, y con capacidad suficiente para su evacuación.

El canal (cuerpo receptor del efluente tratado) es afluente del Arroyo Tortugas, el cual se encuentra a 1.800 m aguas abajo de la alcantarilla donde se realizaría la descarga, indicada con "D" en el Plano 1. El mismo se encuentra en perfectas condiciones, y se considera además que no son necesarias obras de perfilado del mismo.

Para una mejor ilustración se adjuntan en Anexo V las siguientes fotos:

- . Foto N° 10: calle El Porvenir y calle 2.
- . Foto N° 11: continuación de la calle El Porvenir; se observa al fondo la segunda zona alta, que se tiene en el trazado.
- . Foto N° 12: continuación de la calle El Porvenir, a 9 km de calle 2.
- . Foto N° 13: zanja existente en correspondencia del cruce de última calle vecinal, a 13,3 km de calle 2, mirando hacia el Oeste.

- . Foto N° 14: alcantarilla existente en correspondencia del cruce a 13,3 km de calle 2.
- . Foto N° 15: zanja existente en km 13,3 mirando hacia el Este.
- . Foto N° 16: zanja existente en el lugar de descarga, mirando hacia el Oeste.
- . Foto N° 17: canal existente, mirando hacia Ruta 9.
- . Foto N° 18: canal existente, mirando hacia el Arroyo Tortugas.
- . Foto N° 19: detalle de alcantarilla existente,

En base a los estudios y reconocimientos efectuados, surgen las siguientes conclusiones:

- . La obra es de fácil ejecución.
- . Se trataría de un canal sin revestimiento en toda la longitud del mismo.
- . Es una obra de bajo costo.
- . El lugar de descarga es un curso de agua permanente.

Por todo lo expuesto, se considera como la única Alternativa adecuada de todas las analizadas, para efectuar la descarga del efluente tratado de la Planta de Tratamiento del desagüe cloacal de la Ciudad de Marcos Juárez.

En el apartado 3.5 se describirán las obras necesarias para la construcción del canal de descarga correspondiente a esta alternativa.

1.4 Población.

1.4.1 Análisis demográficos.

En el apartado de Generalidades se esbozó a nivel de recopilación, información obtenida en la localidad y en reparticiones oficiales.

Ampliando lo expuesto, se adjunta el Cuadro N° 1, que contiene resultados de los censos realizados desde 1895 a 1980 en la Provincia de Córdoba, Departamento Marcos Juárez y Ciudad de Marcos Juárez.

De la comparación de la población de la Provincia de Córdoba con la del Departamento Marcos Juárez, surge que ambas tuvieron diferente tendencia, pues mientras la población de la Provincia tuvo una tasa anual de crecimiento de 2,18% entre 1914 y 1947, 1,22% entre 1947 y 1960 y a partir de 1960 se mantuvo con una tasa de aproximadamente 1,6%, la población del Departamento tuvo un fuerte crecimiento entre 1895 y 1914, del 6,3%, motivado por la inmigración y la puesta en servicio de la conexión ferroviaria directa con Buenos Aires. Entre 1914 y 1947 la tasa disminuyó a 1,77%, para ser entre 1947 y 1960 negativa de 0,52%, como consecuencia del proceso de migración del campo hacia los centros urbanos ocurrido en casi todo el país. A partir de 1960 la tasa de crecimiento de la población del Departamento se mantuvo prácticamente en aproximadamente 0,5% anual.

Para el centro urbano de Marcos Juárez se consideró conveniente calcular las tasas de crecimiento para diferentes períodos, que son las que se detallan a continuación:

Período	Tasa de crecimiento en %
de 1895 a 1914	8,9
de 1914 a 1947	1,77
de 1914 a 1960	1,93
de 1914 a 1970	2,03
de 1914 a 1980	2,00
de 1947 a 1960	2,33
de 1947 a 1970	2,41
de 1947 a 1978	2,2
de 1947 a 1980	2,23
de 1960 a 1970	2,51
de 1960 a 1978	2,10
de 1960 a 1980	2,17
de 1970 a 1978	1,6
de 1970 a 1980	1,83
de 1978 a 1980	2,7

Del análisis de las tasas de crecimiento anual de los diferentes períodos se observa:

- 1) El fuerte crecimiento del período 1895 a 1914 de 8,9% es motivado por la inmigración producida en dicho período y además por la habilitación del ferrocarril directo desde Buenos Aires.
- 2) No tiene influencia en las tasas de crecimiento de la ciudad la migración del período 1947 a 1960.
- 3) La tasa correspondiente al período 1978 a 1980, de 2,7%, se considera alta, frente a los demás períodos analizados, y puede ser motivada por tratarse de un período muy corto de tiempo.

- 4) Descartando los períodos 1895 a 1914 y del 1970 a 1978 y 1978 a 1980, la tasa de crecimiento promedio resulta ser de 2,12%, el máximo valor es de 2,51% y el mínimo de 1,83%.
- 5) La baja tasa de crecimiento de los períodos 1970 a 1978 y de 1970 a 1980, se considera que es motivada por un estancamiento en el crecimiento poblacional de la ciudad, por la falta de infraestructura acorde con el nivel de la Ciudad de Marcos Juárez. En especial debe tenerse en cuenta la falta de agua potable en calidad y cantidad suficiente, y además la precaria e inadecuada disposición de excretas.

De la información obtenida sobre el lugar, se puede inferir que en los próximos años, una vez habilitados los servicios de abastecimiento de agua potable y de desagües cloacales, se incrementará la tasa de crecimiento a por lo menos los valores históricos de la ciudad.

1.4.2 Período de diseño.

El período de diseño fue fijado por el C.F.I. en 30 años, y se ha previsto su ejecución por etapas, habiéndose adoptado 15 años para la primera (radio inmediato). Esta primera etapa de las obras abarca un área de 115 manzanas sobre un total de 263 manzanas a servir al final del período de diseño.

Los radios a servir en primera etapa (inmediato) y al final del período de diseño (futuro) fueron definidos por el Consejo Federal de Inversiones. El plano con indicación de los mismos fue entregado oportunamente para la realización del presente estudio.

1.4.3 Proyecciones de la población.

Para la proyección de la población durante el Período de diseño se ha aplicado los siguientes métodos:

- 1) Fórmula del interés compuesto.
- 2) Método Logístico de Pearl y Read.
- 3) Expresión Matemática sobre teoría de población de Verhulst.

- 1) Fórmula del Interés Compuesto.

$$P_n = P_o(1 + i)^n$$

donde

P_n = Población al término de n años

P_o = Población inicial año 1980

i = Tasa de crecimiento adoptada

n = Número de años considerados.

Se ha adoptado para la aplicación de la fórmula las siguientes tasas de crecimiento:

- Para la primera etapa desde 1980 a 1995: 2,6% anual. Se adoptó este valor superior al máximo de los valores calculados en el apartado 1.4.1, pues se considera que al disponer la población de abastecimiento de agua y red de desagües cloacales, se producirá un incremento en el crecimiento de la misma.
- Para la segunda etapa que abarca el período 1995 a 2010, se adopta una tasa de 2,3% anual, por considerarse que se producirá una atenuación de la tasa poblacional, y además porque al disponerse de un mejor nivel de confort, disminuye el ritmo de crecimiento.

Los resultados obtenidos pueden apreciarse en el Cuadro N° 2 y en el gráfico N° 1.

Por lo tanto se tiene:

Población año 1995 = 29.130 habitantes

Población año 2010 = 40.970 habitantes

2) Método logístico de Pearl y Read.

La ecuación de la curva es:

$$y = \frac{L}{1 + e^{\frac{t-x}{s}}}$$

donde:

y = población para el período x

L = población de saturación o máxima asintótica

e = base de los logaritmos neperianos

t y s = parámetros

Para la aplicación de este método es necesario el conocimiento de tres valores de la población equidistantes en el tiempo.

Los valores de L, t y s se determinan de la siguiente forma:

Año	D	N° de hab.	$y = \frac{N^\circ}{10.000}$	$\frac{1}{y_i}$	Diferencias
a ₀		N ₀	y ₀	1/y ₀	d ₁ = 1/y ₀ - 1/y ₁
a ₁	D ₁	N ₁	y ₁	1/y ₁	
a ₂	D ₂	N ₂	y ₂	1/y ₂	d ₂ = 1/y ₁ - 1/y ₂

$$L' = \frac{L}{10.000} \text{ por razones de cálculo}$$

$$D_1 = D_2 = D$$

Se debe verificar

$$(1) \quad y_1 \geq \sqrt{y_0 y_2}$$

$$\frac{1}{y_0} - \frac{d_1^2}{d_1 - d_2} = \frac{1}{L'}$$

De donde obtenemos $L =$ población de saturación.

Además se tiene:

$$e^{1/s'} = \frac{d_1}{d_2}$$

$$s' = \frac{s}{D} \quad \text{de aquí obtenemos } s$$

$$e^{t/s} = \frac{L' d_1^2}{d_1 - d_2}$$

De esta expresión se obtiene t , pues es el único valor no conocido.

Se analizaron todas las posibles combinaciones de los censos disponibles; la única que cumple con la ecuación (1) es la que se desarrolla a continuación:

En el Gráfico N° 2 se trazó una curva de crecimiento de población en base a los censos disponibles. El valor de la población correspondiente a 1914 escapa de la curva por las razones arriba enumeradas.

Se adopta para el cálculo el período 1947 a 1980, siendo por lo tanto:

$$a_0 = 1947 \quad y_0 = 9.556 \text{ habitantes}$$

$$a_2 = 1980 \quad y_2 = 19.821 \text{ habitantes}$$

De la curva del Gráfico N° 2 se obtiene:

$$a_1 = 1963,5 \quad y_1 = 13.800 \text{ habitantes}$$

Se verifica

$$y_1 \geq \sqrt{y_0 y_2}$$

$$13.800 \geq \sqrt{9.556 \times 19.821} = 13.762$$

Dado que se verifica esta condición puede aplicarse este método.

Año	D	N° de hab.	$y = \frac{N^\circ}{10.000}$	$1/y_i$	d_i
1947		9.556	0,9556	1,046463	
	16,5				0,3218253
1963,5		13.800	1,38	0,7246376	
	16,5				0,2201222
1980		19.821	1,9821	0,5045154	

De aquí se obtiene:

$$L = 355.974 \text{ (población de saturación o máxima asintótica)}$$

$$s = 43,44$$

$$t = 155,98$$

./.

de donde la ecuación de la Curva es:

$$(2) \quad y = \frac{355.974}{1 + e^{\frac{155,98 - x}{43,44}}}$$

Verificación:

para $x = 16,5$

o sea $a_1 = 1963,5$

resulta $y = 13.797$ habitantes

concuera con el valor adoptado de 13.800 habitantes.

Segunda verificación:

Para $a = 1980$

$x = 33$

aplicando fórmula (2) resulta

$y = 19.817$ habitantes, siendo el total de la población para 1980 de 19.821.

Por lo tanto, queda verificada la población para 1980.

Cálculo de población primera etapa.

$a = 1995$

~~$x = 48$~~ aplicando fórmula (2) resulta

$y = \underline{27.362}$ habitantes

Cálculo de población para el fin del período de diseño:

$a = 2010$

$x = 63$ aplicando fórmula (2) resulta:

$y = \underline{37.459}$ habitantes

Estos valores de población para los años 1995 y 2010 se volcaron en el gráfico N° 2, obteniéndose una curva continua con la de los censos de 1895 a 1980.

En el gráfico N° 3 se traza la curva logística en base a los siguientes valores:

$$\text{para } x = t - s = 112,54$$

$$y = \frac{L}{1 + e} = 95.740 \text{ habitantes}$$

$$\text{para } x = t + s = 199,42$$

$$y = \frac{L}{1 + 1/e} = 260.215 \text{ habitantes}$$

$$\text{para } x = t + 2s = 242,86$$

$$y = \frac{L}{1 + 1/e^2} = 313.633 \text{ habitantes}$$

$$\text{para } x = t + 3s = 286,3$$

$$y = \frac{L}{1 + 1/e^3} = 339.094 \text{ habitantes}$$

$$\text{para } x = t - 2s = 69,1$$

$$y = \frac{L}{1 + e^2} = 42.433 \text{ habitantes}$$

Resumiendo: las poblaciones para fin de primera y segunda etapa, aplicando el presente método de la curva logística, son:

$$\text{Población año 1995} = \underline{27.362 \text{ habitantes}}$$

$$\text{Población año 2010} = \underline{37.459 \text{ habitantes}}$$

3) Expresión matemática sobre teoría de población de Verhulst.

Este método exige también para su aplicación el conocimiento de tres valores de población equidistantes en el tiempo.

La ecuación básica es:

$$P = \frac{L}{1 + m e^{bt}}$$

donde

L = población de saturación
m y b = constantes

Los valores de L, m y b se obtienen de las siguientes expresiones:

$$L = \frac{2 \cdot P_0 P_1 P_2 - P_1^2 (P_0 + P_2)}{P_0 P_2 - P_1^2}$$

$$m = \frac{L - P_0}{P_0}$$

$$b = \frac{1}{n} \text{ en } \frac{P_0 (s - P_1)}{P_1 (s - P_0)}$$

donde

P_0, P_1, P_2 = población para los tiempos t_0, t_1, t_2

n = intervalo entre t_0, t_1, t_2

Se adoptan los mismos censos que para la curva logística, por lo tanto:

./.

$$\begin{aligned}P_0 &= 9.556 \text{ habitantes} \\P_1 &= 13.800 \quad " \quad (\text{estimado}) \\P_2 &= 19.821 \quad " \\t_0 &= 1947 \\t_1 &= 1963,5 \quad n = 16,5 \\t_2 &= 1980\end{aligned}$$

Reemplazando en las expresiones de L, m y b se obtiene para estos los siguientes valores:

$$\begin{aligned}L &= 356.170 \\m &= 36,27 \\b &= - 0,023\end{aligned}$$

Por lo tanto, la ecuación básica queda:

$$P = \frac{356.170}{1 + 36,27 e^{-0,023 t}}$$

Verificación:

Para el año 1980 el valor de $t = 1980 - 1947 = 33$ resulta

$$P = \frac{356.170}{1 + 36,27 e^{-0,023 \times 33}} = 19.809 \text{ hab.}$$

siendo el valor real para 1980 de 19.821 habitantes, por lo que la expresión básica es correcta.

Cálculo de la Población para el año 1995 y 2010, o sea población correspondiente a primera etapa y al fin del período de diseño:

Población año 1995:

$$t = 1995 - 1947 = 48$$

$$P_{1995} = \underline{27.345 \text{ habitantes}}$$

Población año 2010:

$$t = 2010 - 1947 = 63$$

$$P_{2010} = \underline{37.427 \text{ habitantes}}$$

Promediando las poblaciones obtenidas aplicando los métodos de cálculo arriba desarrollados, se obtiene:

$$\text{Población año 1995} = 27.945 \text{ habitantes}$$

$$\text{Población año 2010} = 38.618 \text{ habitantes}$$

Teniendo en cuenta la indeterminación de los aspectos involucrados se adoptan los siguientes valores "redondeados" para las poblaciones de cálculo:

$$\text{Población año 1995} = 28.000 \text{ habitantes}$$

$$\text{Población año 2010} = 40.000 \text{ habitantes}$$

Estos valores corresponden a toda el área urbana de la Ciudad de Marcos Juárez.

1.4.4 Población en los radios a servir.

Para el cálculo de la población en los radios a servir, se efectuó un exhaustivo análisis y cálculo del número de viviendas dentro de los radios a servir inmediato y futuro respecto del total del área urbana.

El total de viviendas existente en el área urbana se obtuvo de los censos de los años 1980 y 1978, los cuales son los siguientes:

Total de viviendas en el Area Urbana Censo 1980	6.123
Total de viviendas en el Area Urbana Censo 1978	5.971

De los valores de población y número de viviendas correspondiente a los censos de 1978 y 1980 se obtiene:

Número de habitantes por vivienda, Censo 1980	3,24 habitantes/vivienda
Número de habitantes por vivienda, Censo 1978	3,14 habitantes/vivienda

Sobre la base del Catastro urbano oportunamente entregado por el Consejo Federal de Inversiones, se determinó que en el radio futuro hay el 90% de viviendas del total del área urbana, y en el radio inmediato hay el 65% de las viviendas correspondientes al radio futuro.

Se puede estimar que los porcentajes de vivienda determinados, pueden aplicarse igualmente para obtener las poblaciones en cada uno de los radios a servir, o sea primera etapa y fin de período de diseño.

En base a la población calculada en el apartado 1.4.3 y a los porcentajes arriba determinados, se obtienen las siguientes poblaciones de diseño:

* Poblaciones en el radio a servir futuro.

Población actual:

$$19.821 \text{ habitantes} \times 0,9 = 17.839 \text{ habitantes}$$

$$\text{Población año 1995} = 28.000 \text{ habitantes} \times 0,9 = \\ 25.200 \text{ habitantes}$$

$$\text{Población fin del período de diseño} = \\ 40.000 \times 0,9 = 36.000 \text{ habitantes}$$

Se adoptan los siguientes valores redondeados de las poblaciones anteriormente calculadas:

$$\begin{aligned} \text{Población actual} &= 18.000 \text{ habitantes} \\ \text{Población año 1995} &= 25.000 \quad " \\ \text{Población año 2010} &= 36.000 \quad " \end{aligned}$$

* Poblaciones en el radio a servir inmediato.

En base a los valores de población determinados para el radio futuro y el porcentaje 65% arriba determinado, se tienen los siguientes valores para el radio inmediato:

Población actual:

$$18.000 \times 0,65 = 11.700 \text{ habitantes}$$

Población año 1995:

$$25.000 \times 0,65 = 16.250 \quad "$$

Se adoptan los siguientes valores redondeados para las poblaciones anteriormente calculadas:

$$\begin{aligned} \text{Población actual} &= 12.000 \text{ habitantes} \\ \text{Población año 1995} &= 16.000 \quad " \end{aligned}$$

* Población para obras de primera etapa, año 1995.

Tomando la población de cálculo del año 1995 que resulta ser 25.000 habitantes, y estimando que para esa época efectúa uso del servicio un 80% de la población del radio a servir futuro, se tiene que para fin de primera etapa resulta la siguiente población:

Población que efectúa uso del servicio para fin de primera etapa:

$$25.000 \times 0,8 = 20.000 \text{ habitantes}$$

1.5 Dotación

Analizado el proyecto de abastecimiento de agua potable a la Ciudad de Marcos Juárez, se obtiene que el mismo fue calculado con una dotación inicial de 200 litros por habitante/día, y una dotación de 320 litros por habitante/día para el año 2000. Sobre la base de experiencia existente en el país y de las dotaciones fijadas para el proyecto de la red de agua, se adoptó la curva de crecimiento de dotación entre los años 1980 y 2010, que se indica en el Gráfico N° 4, con dotaciones extremas para el año 1980 de 200 litros por habitante/día, y para el final del período de diseño de 350 litros por habitante/día. En base a la curva de crecimiento adoptada, se obtiene el valor de la dotación para la primera etapa, que es de 315 litros por habitante/día; por lo tanto, resumiendo, los valores de las dotaciones de cálculo son los siguientes:

Dotación de primera etapa	315 litros por hab/día
Dotación final de diseño	350 litros por hab/día

1.6 Zonas a servir.

El Consejo Federal de Inversiones entregó el plano con las zonas a servir en primera etapa y futuro.

Para aclarar algunos aspectos referentes a las zonas a servir, se efectuaron consultas en la Secretaría de Obras Públicas de la Municipalidad de Marcos Juárez, de las cuales surgieron las siguientes modificaciones de los radios a servir:

- 1) Incluir en el radio futuro el área comprendida por las calles Perú a Ecuador, y de Av. Quintana a Av. Pueyrredón.
- 2) En radio a servir en primera etapa, incluir las manzanas delimitadas por las calles Avellaneda a Sáenz Peña y de Calle 2 a Independencia.

1.7 Sistema de Alimentación Eléctrica.

En reunión mantenida con el Jefe de Distrito Marcos Juárez de EPEC, se analizaron los posibles arranques o empalmes de la línea de media tensión para el abastecimiento de energía eléctrica a la Planta de Tratamiento de desague cloacal ubicada en la calle El Porvenir.

Los lugares factibles de empalme son dos:

El primero, está ubicado en la Calle de las Colonias y calle San Martín, en el sector de Villa Argentina. Allí se tiene una línea de media tensión con postes de hormigón, que termina en un transformador, y desde allí continúa una línea de menor importancia, con postes de madera. El lugar factible de enganche de la línea de provisión podría ser Calle de las Colonias y San Martín.

El segundo lugar factible de empalme podría ser la línea ubicada en la Ruta 9 y calle Jujuy. Allí se encuentra una línea de 13,2 Kv, que tiene una capacidad suficiente para abastecer las necesidades de la Planta de Tratamiento.

El empalme en la calle de las Colonias y San Martín es de una distancia menor que el de la Ruta 9 y calle Jujuy.

Las tarifas para los consumos estimados de la Planta de Tratamiento son:

. Básico por medidor:

Para 300 kw.h . . .	\$/mes	8.790.000
Para 200 " . . .	"	5.860.000
Para 100 " . . .	"	2.930.000

. Además se factura \$ 182,81 por cada kw.h consumido por día, entre las 6 hs y las 22 hs; entre las 22 hs y las 6 hs el precio del kw.h tiene una rebaja del 50%.

Con respecto a continuidad del servicio y cortes de energía, la información que se obtuvo es que los cortes son motivados por hechos accidentales, o sea por tormentas o accidentes que puedan ocurrir en la línea que abastece a la Subestación de la Ciudad de Marcos Juárez. Generalmente los cortes pueden tener como máximo duraciones de hasta 4 horas, dependiendo de las tormentas o accidentes que puedan ocurrir.

1.8 Parámetros de diseño.

1.8.1 Caudales y Volúmenes diarios de diseño.

Para el cálculo de los caudales y volúmenes diarios de diseño, se adopta un coeficiente de reducción de 0,8, es decir que de las dotaciones de agua potable adoptadas, el 80% de dichas dotaciones se descargan a la red de colectoras cloacales.

En base a las diferentes poblaciones calculadas en el apartado 1.4.4, a las dotaciones establecidas en 1.5 y al coeficiente de reducción adoptado, se tienen los siguientes caudales y volúmenes:

Volúmenes medios diarios.

$$V_{\text{inmediato}} =$$

$$12.000 \text{ hab} \times 0,200 \text{ m}^3/\text{hab.día} \times 0,8 = \\ = 1.920 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$V_{1995} = 20.000 \text{ hab.} \times 0,315 \text{ m}^3/\text{hab.día} \times 0,8 = \\ = 5.040 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$V_{2010} = 36.000 \text{ hab.} \times 0,350 \text{ m}^3/\text{hab.día} \times 0,8 = \\ = 10.080 \text{ m}^3/\text{día}$$

Para determinar los caudales máximos diario y horario se adoptan los coeficientes de pico a' y a'' que se detallan a continuación:

a' = coeficiente entre caudal medio diario y caudal medio día mayor consumo

a'' = coeficiente entre caudal medio día mayor consumo y caudal máximo horario

- Para red de colectoras:

$$a' = 1.2$$

$$a'' = 1.6$$

$$a = 1.2 \times 1.6 = 1.92$$

- Para colectoras principales y máximas

$$a' = 1.2$$

$$a'' = 1.4$$

$$a = 1.2 \times 1.4 = 1,68$$

Para los colectores principales y máximos se adoptan coeficientes para caudal máximo menores que los de la red de colectoras, pues se produce una atenuación del pico de caudal al escurrir el desagüe por los diferentes tramos de cañerías, y además tiene lugar un desfase (retardo) de los máximos en los sucesivos tramos de colectores.

- Caudales máximos diarios.

$$Q_{\text{inmediato}} = 1.920 \text{ m}^3/\text{día} \times 1.2 = 2.304 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$Q_{1995} = 5.040 \text{ m}^3/\text{día} \times 1.2 = 6.048 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$Q_{2010} = 10.080 \text{ m}^3/\text{día} \times 1.2 = 12.096 \text{ m}^3/\text{día}$$

- Caudales máximos horarios.

. Para red de colectoras:

$$Q_{\text{inmediato}} = 2.304 \text{ m}^3/\text{día} \times 1.6 = 3.686 \text{ m}^3/\text{día} = 0,0427 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{1995} = 6.048 \text{ m}^3/\text{día} \times 1.6 = 9.677 \text{ m}^3/\text{día} = 0,112 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{2010} = 12.096 \text{ m}^3/\text{día} \times 1.6 = 19.353 \text{ m}^3/\text{día} = 0,224 \text{ m}^3/\text{seg}$$

. Para colectores principales y máximos:

$$Q_{\text{inmediato}} = 2.304 \text{ m}^3/\text{día} \times 1.4 = 3.225 \text{ m}^3/\text{día} = 0,0373 \text{ m}^3/\text{seg}$$

./.

$$\begin{aligned} Q_{1995} &= 6.048 \text{ m}^3/\text{día} \times 1.4 = \\ &= 8.467 \text{ m}^3/\text{día} = 0,098 \text{ m}^3/\text{seg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{2010} &= 12.096 \text{ m}^3/\text{día} \times 1.4 = \\ &= 16.934 \text{ m}^3/\text{día} = 0,196 \text{ m}^3/\text{seg} \end{aligned}$$

- Caudales mínimos.

Para el cálculo de los caudales mínimos se adopta el 50 por ciento de los caudales medios diarios. Este valor surge de la experiencia existente en el país y de consultas efectuadas en bibliografía americana que se considera la más adecuada para este caso.

- Infiltración.

Por toda la información recopilada en los estudios de suelos y de mediciones del nivel de napa freática en diferentes lugares del área a servir, se determina que la red de colectoras estaría ubicada prácticamente en su totalidad por sobre el nivel freático.

Por lo tanto en los caudales de cálculo de la red de colectoras no se considera aporte por infiltración para evitar de esta forma el encarcimamiento de la obra.

Con respecto a los colectores troncales y principales, se considera conveniente adoptar un aporte por infiltración y por conexiones clandestinas de desagües pluviales, dado que en un gran porcentaje de su recorrido estos colectores estarán ubicados por debajo del nivel de napa freática, y además por ser más crítica la influencia sobre los mismos del aporte de las co-

nexiones de pluviales clandestinos.

El material con que se construirán los colectores principales será asbesto cemento clase 5 (en el capitulo Selección de materiales para colectores se analiza y define este tipo de material), con unión de aro de goma, lo cual disminuye sustancialmente la infiltración que se puede producir en las mismas.

Por lo expuesto, se adopta, en base a valores obtenidos de bibliografía americana, los siguientes valores para infiltración a adicionar a los caudales de cálculo de los colectores principales:

a) Infiltración por unidad de superficie servida:

$$i = 3,4 \text{ m}^3/\text{Ha.día}$$

b) Infiltración por unidad de longitud de cañerías:

$$i = 18 \text{ m}^3/\text{día.km}$$

Para el fin del período de diseño tenemos:

$$a) \quad q_i = \frac{3,4 \text{ m}^3/\text{ha.día} \times 520 \text{ ha}}{86.400 \text{ seg/día}} = 0,0205 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$b) \quad q_i = \frac{18 \text{ m}^3/\text{día.km} \times 97 \text{ km}}{86.400 \text{ seg/día}} = 0,0202 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Para las obras de primera etapa tenemos:

$$a) \quad q_i = \frac{3,4 \text{ m}^3/\text{ha.día} \times 220 \text{ ha}}{86.400 \text{ seg/día}} = 0,0087 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$b) \quad q_i = \frac{18 \text{ m}^3/\text{día.km} \times 47 \text{ km}}{86.400 \text{ seg/día}} = 0,00979 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Los caudales de diseño para cada una de las etapas correspondientes, la red de colectoras y colectores principales y máximos, se detallan en el Cuadro N° 3.

1.8.2. Gastos hectométricos.

1.8.2.1 Gastos hectométricos en red de colectoras y colectores principales.

En base a los radios a servir definidos por el C.F.I. se calcularon las longitudes de cañerías correspondientes a los radios inmediato y futuro, las cuales se detallan a continuación:

Longitud colectoras radio inmediato = 420 hectómetros
Longitud total colectoras
radio futuro = 891 hectómetros

Para el cálculo del gasto hectométrico se aplica la siguiente expresión:

$$G = \frac{Q}{L}$$

donde

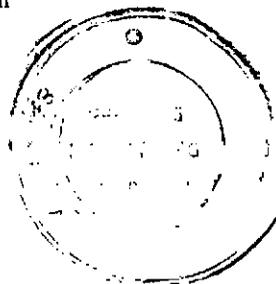
G = gasto hectométrico en l/seg.hm

Q = caudal máximo total para fin período de diseño

L = longitud de colectoras en hectómetros

. Gasto hectométrico para red de colectoras

$$G = \frac{224 \text{ l/seg}}{891 \text{ hm}} = 0,2514 \text{ l/seg.hm}$$



./.

- . Gasto hectométrico para colectores principales y máximos:

$$G = \frac{216,5 \text{ l/seg}}{891 \text{ hm}} = 0,243 \text{ l/seg.hm}$$

1.8.2.2 Gastos hectométricos en área céntrica.

Las áreas céntricas de la ciudad, en las cuales, según normas regulatorias del uso del suelo analizadas en apartado 1.1.1, se producirá una elevada densidad de población, son las zonas 1, 2, 3 y 4 indicadas en el Plano N° 2.

A continuación se calculan los gastos hectométricos para simple colectora, que corresponden a cada una de dichas zonas,

Zona 1

Area total de la manzana = 6.100 m²

Factor de ocupación total = 3.

Superficie edificable = 6.100 x 3 = 18.800 m².

Según normas del uso del suelo, es obligatorio una cochera por cada 100 m² de superficie. Se considera además que al final del período de diseño la superficie ocupada es el 50% de la superficie edificable, por lo que se tiene:

- . Superficie edificada fin período de diseño = 9.400 m²

- . Se consideran unidades de viviendas de 100 m²

- . N° total de viviendas = 94.

- . De acuerdo a cálculo efectuado en apartado 1.4.4:
N° de habitantes por vivienda = 3,24.

- . N° de habitantes por manzana = 94 x 3,24 = 304,56
Se adopta 305 hab/manzana

- . Manzana de 111 m por 55 m.

Anchos de calles: Pasaje = 10 m
Calles = 18,90 m
Avenidas = 25 m

. Longitud colectoras entre ejes de calles = 4,05 hm

$$G = \frac{350 \text{ l/hab.día} \times 305 \text{ hab} \times 0,8 \times 1,2 \times 1,6}{4,05 \text{ hm} \times 86.400 \text{ seg/día}} \times 2 =$$
$$= 0,937 \text{ l/seg hm}$$

Se adopta para la Zona 1: $G = 0,95 \text{ l/seg hm}$

Realizando el mismo cálculo para las zonas 2 y 3 se tiene que el gasto hectométrico es: _____

$$G = 0,6 \text{ l/seg hm}$$

Para la Zona 4 los gastos hectométricos para simple colectoras resultan ser:

- Para manzanas grandes: $G = 1,0 \text{ l/seg hm}$
- Para manzanas chicas: $G = 0,6 \text{ l/seg hm}$

1.8.3 Parámetros de diseño del sistema de tratamiento.

Los parámetros de diseño correspondientes a las diferentes alternativas del sistema de tratamiento, están indicados en el apartado 3.3.

1.9 Otras informaciones.

Se recopilaron en la Ciudad de Marcos Juárez informaciones relativas a costos de mano de obra, materiales, servicios que intervienen en la determinación de los costos de obra civil, equipos electromecánicos, instalación de fuerza motriz, operación y mantenimiento de las diferentes alternativas del sistema de tratamiento, como asimismo toda la información necesaria para la red de colectoras y conductos principales.

Esta información no se detalla, pues se encuentra involucrada en cada uno de los análisis de costos que se detallan en los diferentes apartados.

2. Estudios de Ingeniería sobre el terreno.

2.1 Relevamientos topográficos expeditivos complementarios.

2.1.1 Se efectuó un relevamiento topográfico expeditivo del trazado del canal de descarga, desde el predio donde se ubica el establecimiento de depuración hasta la alcantarilla donde se materializará la descarga en el canal existente.

La calle vecinal relevada es la continuación de la calle El Porvenir, que corre paralela a la Ruta Nacional N° 9.

La longitud relevada es de 14,5 km; este relevamiento está volcado en el Plano N° 9, en el que además se incluye el trazado y perfil del canal de descarga del efluente tratado.

Se efectuó además relevamiento expeditivo del trazado de los colectores máximos entre la Ruta 9 y Calle El Porvenir, y Calle El Porvenir entre Calle de las Colonias y Calle 2. En el Plano N° 5 se indican los resultados obtenidos, como así también el trazado de los colectores máximos.

2.1.2 Se efectuó un análisis sobre el terreno del relevamiento topográfico oportunamente entregado por el C.F.I., constatándose que el mismo se ajusta a la topografía del terreno.

Del relevamiento expeditivo realizado en el área urbana, se comprobó una no coincidencia del amanzanamiento en correspondencia del Pasaje O'Higgins, dado que dicho pasaje presentaba en el plano original una traza recta, teniendo en realidad las líneas municipales desplazamientos de una cuadra a otra.

Se efectuó además una nivelación de las calles Alem desde Plaza San Martín a Pasaje 1° de Mayo, por ésta hasta Funes, por Funes desde Pasaje 1° de Mayo hasta Bv. Lardizábal, para finalmente cerrar la nivelación en el punto fijo de la Plaza San Martín.

Las cotas obtenidas se pueden observar en el Plano N° 4, habiéndose indicado además las cotas del relevamiento oportunamente entregado por el C.F.I.

En el mismo se observan diferencias entre ambas nivelaciones, las cuales no son significativas, y puede por lo tanto adoptarse el relevamiento efectuado por el C.F.I. para la realización del Proyecto de Red de Colectoras.

2.1.3 Análisis del relevamiento del predio para establecimiento de depuración.

Se efectuó un relevamiento topográfico expeditivo del predio donde se ubicará el establecimiento de depuración, y además el de un predio contiguo lindero con la pista de aterrizaje, con el fin de disponer de la información suficiente para el estudio de diferentes alternativas a plantear para el tratamiento del desagüe.

Del relevamiento expeditivo efectuado y del plano de relevamiento entregado por el C.F.I., surge: el terreno elegido para la ubicación del establecimiento de depuración es adecuado. Actualmente se lo utiliza para cultivo de cereales. En toda el área del mismo no tiene plantaciones de árboles.

El terreno es un plano inclinado, con su punto más bajo ubicado en su esquinero Noroeste; el mismo se en-

cuentra en las cercanías del bajo que cruza, en una dirección Sudoeste a Noreste, el lugar. Este bajo no es un curso permanente de aguas, sino se trata de una ondulación suave y natural que tiene el terreno en esta área.

El relevamiento expeditivo efectuado sirvió de base para el planteo de las tres alternativas del sistema de tratamiento que se detallan más adelante.

2.2 Estudio de Suelos.

Se llevaron a cabo 12 perforaciones, seis (6) hasta 5,45 m de profundidad, cinco (5) hasta 10,45 m, y una (1) hasta 15,45 m y una calicata hasta 2,5 m.

Del análisis de los estudios efectuados, puede establecerse que el subsuelo no presenta problemas en lo que respecta a fundaciones.

Las excavaciones serán estables, por encima de los niveles de agua, y se pueden presentar problemas localizados por debajo de los mismos.

El caudal de agua será aparentemente bajo, dada la facilidad con que se deprimió el nivel de agua en las perforaciones.

De los análisis químicos efectuados sobre las muestras de suelo y agua, los mismos indican que no presentan riesgos de agresividad al hierro y al hormigón.

En el Anexo III se adjunta el informe completo de los Estudios de Suelos, con resultado de determinaciones efectuadas y la ubicación de las perforaciones.

3. Planteo de Alternativas.

3.1 Red de Colectoras.

Actualmente la disposición de los desagües cloacales de las viviendas se realiza, de acuerdo a lo expresado en el Capítulo "Recopilación de Antecedentes", prácticamente en su totalidad a pozos absorbentes ubicados en las veredas. En algunos casos se encuentran también ubicados en la vereda cámaras de inspección y las cámaras sépticas.

Los pozos absorbentes tienen diámetros variables entre 1 m y 2,50 m; su ubicación es totalmente arbitraria, en general no están calzados, y se los cubre con una losa de hormigón armado de 0,15 m de espesor, a una profundidad aproximada de 0,40 m.

Debe tenerse en cuenta que en el radio donde se instaló la red de gas, una línea disponible para ubicación de conductos fue ocupada por las cañerías de dicha red. Además, la red de agua se instalará al lado del cordón de los pavimentos, por lo que prácticamente no queda una línea libre en las veredas sin interceptar pozos absorbentes, como para instalar las cañerías de la red de colectoras. Para mayor ilustración en el Anexo V se incluye la foto de un pozo desmoronado durante la ejecución de la red de gas.

De instalarse la red de colectoras en la vereda, se atravesaría en promedio 3 pozos por cuadra. Esto se agrava pues hay pozos absorbentes fuera de uso, en mal estado, difíciles de detectar.

Para la instalación de las colectoras por las veredas, sería necesario colocar previamente un caño camisa de hierro fundido de aproximadamente 5 m de longitud, en cada cruce de pozo absorbente, y luego instalar dentro del mismo la cañería del desagüe cloacal.

Esta solución puede realizarse únicamente si se coloca para las colectoras cañerías de P.V.C., asbesto cemento u hormigón simple con junta de goma.

Además, esta solución tiene serios problemas constructivos, por imprevisibles desmoronamientos que puedan producirse, lo cual podría traer aparejados inconvenientes de todo tipo en la estabilidad de las viviendas.

Por todo lo expuesto, se considera que las colectoras deben instalarse en las calzadas, ubicadas a aproximadamente 1 m del cordón de vereda, y en el caso de avenidas con cantero central se presentan dos alternativas: la primera sería ubicar las colectoras en el cantero central y ejecutar las conexiones con tunelera, y la segunda sería instalar doble colector por pavimento.

Para dar elasticidad durante la ejecución de la obra, se considera conveniente prever en el proyecto la instalación de cuatro bocas de registro en las esquinas de calles con doble colector. Esto permitiría instalar, en los casos en que se determine que no hay problema de pozos absorbentes, la colector cloacal por la vereda, y de esta forma realizar los correspondientes cambios de dirección que sean necesarios.

Lo anterior sería motivo de inclusión de un artículo en el Pliego, de manera de imponer a la Empresa, la ubicación de las colectoras por la vereda en los casos que no se tenga interferencia de pozos absorbentes.

Para una mayor ilustración del análisis que sigue, puede observarse en el Anexo V fotos de diferentes calles y Avenidas.

En el Anexo I se desarrolla el cálculo del costo de instalación de colectoras ubicadas en la forma que se detalla a continuación, y que se indican en los Gráficos Nos. 5, 6 y 7:

- Instalación doble colectora por pavimento:
 - . para anchos de pavimento de 8 m
 - . para anchos de pavimento de 10 m y mayores.
- Instalación de colectora en cantero central de Avenidas.
- Instalación de doble colectora en Avenidas por pavimento.
- Instalación de colectora por vereda que atraviesa 3 pozos absorbentes.
- Instalación de simple colectora por calle sin pavimento de 18,90 m de ancho.
- Instalación de simple colectora por pavimento con conexiones largas y cortas de asbesto cemento.

En avenidas de 25 y 30 m de ancho, sin pavimentar, se prevé la instalación de doble colectora, pues de los análisis de precio efectuados surge que es la solución de menor costo.

Los análisis de costos de alternativas fueron realizados para los siguientes tipos de cañerías:

- . Hormigón simple con junta rígida.
- . Hormigón simple con junta elástica.
- . Asbesto cemento tipo R.C.P.
- . P.V.C. para alcantarillado.

En el Anexo I se incluye primero los análisis de precios correspondientes a materiales, mano de obra y reposición de pavimento. En los cálculos no se incluye la reposición de vereda, dado que este ítem es el mismo para todas las alternativas.

A continuación se resume el costo por hectómetro de cada una de las alternativas planteadas:

- Instalación doble colectora por pavimento:

. Pavimento de 8 m de ancho:

Cañ.de hormigón simple con junta rígida	=	42.240.800	\$/hm
Cañ.de hormigón simple c.jta. elástica	=	43.093.800	"
Cañ.de asbesto cemento tipo R.C.P.	=	54.561.100	"
P.V.C. para alcantarillado	=	44.803.520	"

. Pavimento de 10 m de ancho o mayores:

Cañ.de hormigón simple con junta rígida	=	41.336.800	"
Cañ.de hormigón simple c.jta. elástica	=	42.209.800	"
Cañ.de asbesto cemento tipo R.C.P.	=	54.561.100	"
P.V.C. para alcantarillado	=	44.237.920	"

- Instalación de colectora por cantero central de avenidas:

Cañ. de asbesto cemento tipo R.C.P. y conexiones colocadas en túnel ejecu- tadas con tunelera	=	40.300.000	"
---	---	------------	---

- Instalación de doble colectora por avenida pavimentada:

Los costos por hectómetro son iguales a los calculados para calles con pavimentos de 10 m o mayores.

- Instalación de colectora por vereda y que atraviesa 3 pozos absorbentes:

Cañ.de hormigón simple c.jta.elástica	=	26.481.000	\$/hm
---------------------------------------	---	------------	-------

- Instalación de simple colectora por calle sin pavimento de 18,90 m de ancho:

Cañ.de hormigón simple con junta rígida	=	18.982.800	\$/hm
Cañ.de hormigón simple c.jta. elástica	=	19.875.800	"
Cañ.de asbesto cemento tipo R.C.P.	=	30.471.850	"
P.V.C. para alcantarillado	=	20.490.320	"

- Instalación de simple colectora por pavimento de asbesto cemento R.C.P.m con conexiones largas y cortas ejecutadas con tunelera:

Pavimento de 8 m	=	44.115.400	\$/hm
Pavimento de 10 m	=	43.935.400	"

De los resultados de costo por hectómetro de las diferentes alternativas planteadas surge:

1°) Avenidas con cantero central.

La solución más económica para avenidas es la que corresponde a cañería de asbesto cemento tipo R.C.P. colocada en el cantero central y con conexiones ejecutadas con tunelera.

Al realizar la obra en la forma expuesta, se evita la rotura de pavimento, lo cual es importante para no ocasionar críticas de la población por incomodidades que tal situación produce y por los efectos psicológicos negativos que la misma pueda originar.

2°) Calles pavimentadas.

En este caso la solución más conveniente es la instalación de doble colectora, ubicada a una distancia de aproximadamente 1 m del cordón, y empleo de cañería de hormigón simple con junta elástica.

./.

La instalación de la colectora en el lugar indicado es la más adecuada, dado que la franja situada al lado del cordón es el lugar de estacionamiento de vehículos, y quedaría toda la zona central para circulación de los mismos.

Si se optara en estos casos, por simple colectora, con conexiones ejecutadas por tunelera, en correspondencia de las roturas de los pozos de ataque se produciría un deterioro natural de las reparaciones de pavimento, exaltado por la circulación de vehículos, lo que no ocurriría en el caso adoptado de doble colectora.

De acuerdo con experiencias recientes, la rotura de pavimento se efectuaría con sierra circular, para evitar de esta forma debilitar una zona apreciable, así como también para obtener una mejor terminación de los trabajos.

Se adopta la cañería de hormigón simple con junta elástica por dos razones:

- . La calidad de la cañería con junta elástica es superior a la de junta rígida.
- . Se evitan una serie de inconvenientes originados por el tiempo que debe transcurrir para el endurecimiento de la junta de cemento (rígida), que no existen en el caso de instalar cañerías de hormigón simple con junta elástica.

3°) Instalación en calles sin pavimentar de 18,90 m de ancho.

Las soluciones más económicas son:

Simple colectora con junta elástica	19.875.800 \$/hm
Doble colectora con junta elástica	26.219.800 "

Por lo tanto la solución más conveniente es simple colectora con cañería de hormigón simple con junta elástica.

4°) Pasajes.

En este caso, no es posible su instalación por las veredas, debido a que son angostas, y por los pozos absorbentes y cámaras que se encuentran ubicados sobre las mismas.

Por lo tanto lo más conveniente es colocar la colectora en el centro del pavimento, en correspondencia de la junta central del mismo, y empleo de cañería de hormigón simple con junta elástica.

La rotura del pavimento se efectuaría en este caso también con sierra circular, igual que en el caso 2°).

Se efectuó el cálculo del costo del hectómetro de cañería ubicada en vereda, con cruce de tres pozos absorbentes; el resultado es el siguiente:

. Instalación por vereda	52.962.000 \$/hm
. Instalación doble colectora por pavimento	43.093.800 "

Ambos casos se calcularon con el empleo de cañería de hormigón simple con junta elástica. Por lo tanto, la solución más conveniente es instalación de doble colectora por pavimento.

Con respecto a la alternativa de empleo de cañerías de P.V.C. para alcantarillado, caben los siguientes comentarios:

- 1) No hay suficiente experiencia en el país respecto del envejecimiento de este tipo de material, en períodos prolongados como es el de diseño, fijado en 30 años.
- 2) Parece importante en la colocación de cañería de P.V.C. la compactación lateral en fondo de zanja, lo que constituye una operación riesgosa frente a la calidad del material de cañería, a lo que se agrega la dificultad de su control durante la ejecución de las obras.

- 3) Se reconoce la deformabilidad de los caños de este material: ello supone riesgos de alejamiento de la condición ofrecida como fundamental de que se cumplimente la alineación recta entre bocas de registro; un alejamiento de esa condición además de suponer el incumplimiento de una norma que quizás pueda suponerse teórica, implica el riesgo de afectación de las paredes interiores de la cañería en las operaciones de limpieza; por otra parte a estas últimas se las aprecian además como siempre riesgosas para este tipo de material.
- 4) Con respecto a la deformación por aplastamiento, la misma, además de la deformación en sí, puede suponer contrapendientes localizadas en el perfil de la cañería.
- 5) El costo resultante de los análisis de precios efectuados en el Anexo I para cañería de P.V.C. es aproximadamente un 4% superior al resultante del empleo de cañería de hormigón simple con junta elástica.

Por todas las razones expuestas, y por tener las cañerías de hormigón simple una larga experiencia en el empleo para este tipo de obras, además de ser más económicas, se justifica su adopción para la construcción de la red de colectoras. Solamente en las avenidas con cantero central se instalaría cañería de asbesto cemento tipo RCP.

3.2 Colectores principales y máximos.

Se efectuaron cálculos expeditivos para la determinación de las trazas tentativas de los colectores principales y máximos, las cuales se indican en el Plano N° 5.

La topografía del terreno en el área urbana presenta una zona alta longitudinal, que la atraviesa de norte a sur. Esto lleva a la conveniencia de instalar dos colectores máximos, ubicados

al Este y Oeste de dicha zona alta, para disminuir de esta forma el costo de las obras.

Se adopta la solución totalmente por gravedad, con una única estación elevadora ubicada en la Planta de Tratamiento. La profundidad a que llegan los colectores en la Estación Elevadora ubicada en la Planta de Tratamiento es de aproximadamente 5,50 m.

El colector máximo Oeste tendría -según los cálculos expeditivos efectuados- profundidades variables, siendo las más desfavorables las que se detallan a continuación:

- Calle de las Colonias y El Porvenir	=	10,00 m	aproximadamente
- Calle de las Colonias y Hernández	=	8,00 m	"
- Cruce Ruta N° 9	=	8,00 m	"
- Av. Santa Fe y Funes	=	7,00 m	"
- Gral. Capdevila y vías ferrocarril	=	6,00 m	"

De acuerdo a información obtenida de los estudios de suelos efectuados y a las profundidades detalladas del colector, se tiene que el mismo estaría ubicado por debajo del nivel de napa freática, siendo la máxima tapada respecto del nivel de napa de 3 m.

La ejecución del colector Oeste a las profundidades arriba detalladas, es perfectamente factible de acuerdo al tipo de suelo del lugar, cuyas características están indicadas en el Anexo III.

Se analizó también la instalación de una estación elevadora intermedia, ubicada en la zona del Parque Municipal; el cálculo técnico económico comparativo se detalla en el Anexo VII.

Esta alternativa se descartó por las siguientes razones:

- 1) El costo de las obras resultaba mayor que la solución totalmente por gravedad.

- 2) No se evitan tramos de colectoras profundas.
- 3) Se tienen igualmente tramos de colectores máximos por debajo de la napa freática.
- 4) Atención permanente de una cámara de rejillas y estación elevadora, en un lugar alejado de la Planta de Tratamiento, lo cual tiene costos de operación y mantenimiento continuo durante el período de diseño.
- 5) La experiencia existente en el país indica que de ser posible, es conveniente evitar estaciones elevadoras intermedias, para centralizar todas las operaciones de atención, y mantenimiento en la planta de tratamiento, siempre que no se encarezca la obra en forma significativa.

Se efectuaron consultas a contratistas que se dedican a la realización de excavaciones y pozos absorbentes en la Ciudad de Marcos Juárez, referentes a dificultades en la ejecución de excavaciones del tipo y profundidad que se tiene en los colectores. La información obtenida indica que las excavaciones del tipo y magnitud que se presentarán en los colectores máximos, pueden ser ejecutadas sin dificultad, y que el caudal a extraer de las excavaciones por fluencia de agua de la napa es bajo.

El colector máximo Este se ubicará por la calle 2, y tendría según los cálculos primarios efectuados, profundidades variables, siendo las más desfavorables las que se detallan a continuación:

- Sáenz Peña y Calle 2	5,40 m	aproximadamente
- Ruta 9 y Calle 2	7,00 m	"
- Calle 2 y Boulevard 13	6,00 m	"
- Calle 2 y El Porvenir	5,20 m	"

En el Anexo II se desarrolla el cálculo del costo de instalación de colectores principales y máximos. Para el mismo se adoptaron diferentes profundidades de excavación para cada diámetro de cañería.

El análisis de costos de alternativas fue realizado para los siguientes tipos de cañerías:

- . Hormigón simple con junta rígida
- . Hormigón simple con junta elástica
- . Asbesto cemento tipo RCP
- . Asbesto cemento clase 5
- . Hormigón Armado

Para los colectores principales, la alternativa más conveniente es cañería de hormigón simple con junta elástica. Estos colectores estarían ubicados por encima del nivel de la napa freática.

Para los colectores máximos, la alternativa más conveniente es la cañería de asbesto cemento clase 5, por las siguientes razones:

- 1) Se disminuye a un mínimo la infiltración a los colectores, dado que los mismos estarán ubicados, según los cálculos primarios efectuados, por debajo del nivel de la napa freática en toda su longitud.
- 2) La colocación de este tipo de cañería es más simple y menos dificultosa que los otros tipos de materiales; en especial cuando debe colocarse por debajo de la napa freática.
- 3) A igual diámetro y pendiente tiene mayor capacidad hidráulica, por lo tanto se disminuye la profundidad de colocación, lo cual es importante para los casos de colocación por debajo del nivel de napa.

3.3 Sistema de Tratamiento.

* Para el establecimiento y comparación de las diferentes alternativas, se parte de la base de los valores precedentemente citados, que intervienen en el diseño de las diferentes alternativas a considerar.

	<u>Unidad</u>	<u>Primera etapa</u>	<u>Futura</u>
Población del radio a servir	habitantes	20.000	36.000
Dotación de desagüe	l/hab.día	315 x 0,8	350 x 0,8
Volumen diario del desagüe a tratar	m ³ /d	5.040	10.080
D.B.O. del líquido a tratar	mg/l	225	225
D.B.O. aportada por habitante	g/hab.día	56,7	63

La eficiencia en remoción de D.B.O. que se pretende es tal que permita una concentración en el efluente tratado por debajo de 50 mg/l. Para lograr una D.B.O. de salida de 45 mg/l, se requiere una eficiencia en remoción de D.B.O. de:

$$\frac{225 - 45}{225} = 0,8, \text{ o sea del } 80\%.$$

Con carácter general, y en una primera aproximación, se consideraron las alternativas de tratamiento que se escalonan entre un sistema de Lagunas de Estabilización y un proceso de barros activados convencionales.

El análisis de las alternativas que se han designado como "extremas" ha llevado a desecharlas:

- . Un sistema de Lagunas de Estabilización, de tratamiento físico-biológico elaborado exclusivamente en condiciones naturales, sin empleo de equipos mecánicos ni de energía suministrada por el hombre, hubiera requerido una exagerada superficie de terreno, sustraída a su natural destino en la zona, la explotación agrícola.

En efecto, si se admite, dadas las condiciones locales, una carga específica de 100 a 120 kg de D.B.O./Ha.día, dígase de 110 kg D.B.O./Ha.día, el área neta requerida al futuro resulta de cerca de 70 Ha., lo que supone un área bruta del orden de las 80 Ha., y aunque el proceso sea natural, se requiere personal de campo para mantener las Lagunas, corte de malezas, limpieza de taludes, etc.

Las alternativas de disminuir el área requerida mediante el diseño de un sistema de Lagunas Anaeróbicas-Facultativas, o de un sistema mixto tal como el de Pozos Imhoff-Lagunas Facultativas, fueron desechadas a poco que se las consideró, pues suponían una disminución del área requerida para Lagunas Facultativas, del orden de un 30%: el área bruta requerida hubiera sido del orden de más de 50 Ha, y además:

- Con Lagunas Anaeróbicas: generación de problemas de olores, como hay experiencia en algunas lagunas de este tipo operadas en ciudades del país, con transmisión de olores desagradables a distancia apreciable.
- Con Pozos Imhoff: para que su operación sea correcta y que se respeten las condiciones básicas de diseño para un eficiente funcionamiento, deben desarrollarse necesariamente unidades de planta rectangular, con elevado costo estructural.

. En el otro extremo se ubican los procesos convencionales de Barros Activados, con permanencias en la Cámara de Aeración del orden de 6 a 8 horas. La operación resulta delicada y exige un control cuidadoso, lo que supone atención de personal técnico capacitado durante las 24 horas del día: no se la consideró tampoco solución recomendable para el caso de Marcos Juárez. Por igual razón -y con mayores argumentos en contra- ni se consideraron soluciones sofisticadas tales como aeración a cortos períodos, empleo de oxígeno puro, etc., que tan sólo pueden considerarse en casos extremos de gran población, escasez de espacio y fácil disponibilidad de adecuada atención.

En definitiva, se optó por desarrollar comparativamente tres tipos de tratamientos bien definidos, que de acuerdo con la información bibliográfica disponible y, por sobre todo, con la experiencia lograda en el país, podían ser considerados para este caso particular. Por supuesto los tres sistemas planteados en la comparación que sigue admiten numerosas subvariantes y alternativas de forma y disposición de unidades, pero que no alteran el fondo del proceso: para simplificar, y dado que como se verá, las conclusiones resultan bien definidas, se ha preferido limitar a las mismas la comparación.

Alternativa "A": Lagunas Aireadas

Alternativa "B": Lechos Percoladores

Alternativa "C": Aeración Prolongada

Los parámetros de diseño y fundamento de las alternativas precedentemente mencionadas, factibles de ser consideradas, se han fijado a nivel de esta comparación de soluciones -se justificarán detalladamente en oportunidad de presentarse el Anteproyecto de la solución que se adopte- en la

forma que se indica al considerar cada alternativa, todo ello basado en información disponible y en experiencia lograda en nuestras condiciones locales.

A continuación se describen los Anteproyectos de lineamientos generales preparados al sólo efecto de comparar soluciones y justificar la selección de la que se ha de desarrollar como definitiva en el Anteproyecto.

* Alternativa "A" - Lagunas Aireadas.

Es ésta, sin lugar a dudas, una alternativa de muy fácil operación, factible económicamente ya que se dispone de espacio suficiente y suelos estables compactables, que no requieren especial protección de los taludes de las Lagunas.

Este sistema, lo mismo que la alternativa de Aeración Prolongada, han sido comprobados y apreciados en la simplicidad de su operación en plantas existentes en el país para el tratamiento de desagües industriales y cloacales. La circunstancia de haberse adaptado muy convenientemente al tratamiento de desagües industriales, señala las seguridades que pueden obtenerse en la depuración de líquidos cloacales exclusivamente.

El líquido a tratar, proveniente de una Estación Elevadora, pasará a una Cámara de Carga, y de la misma al sistema de Lagunas Aireadas, que incluirá: Lagunas Aireadas de Primera Etapa, Lagunas Aireadas de Segunda Etapa, y Lagunas de Afinamiento. La permanencia total en el sistema de Lagunas Aireadas se ha fijado en 6,5 días, de los cuales 3 días corresponden a la primera etapa, y 3,5 días a la segunda.

Las Lagunas de Primera Etapa pueden clasificarse dentro del tipo de Lagunas Aireadas Aeróbicas; la disposición de entradas y salidas de líquidos a las referidas Lagunas, como

así también la ubicación de equipos de aeración, las encuadra típicamente en las características de mezcla completa. La aeración será lo suficientemente extendida como para mantener tenores de Oxígeno Disuelto en toda la masa líquida, y determinar que la disposición de sólidos primarios y biológicamente conformados sea muy poco significativa en el recinto de esta primera etapa.

El líquido pasará luego a las Lagunas Aireadas de Segunda Etapa, donde la aeración y la agitación consiguiente serán menos intensas, ya que los requerimientos de oxígeno son menores, y ya que interesa lograr en esta etapa la sedimentación de los sólidos que escaparon de la primera etapa.

Las Lagunas Aireadas de Segunda Etapa se han diseñado en forma tal y se ha definido la ubicación de los respectivos rotores, de modo de lograr que la agitación se intensifique en el sector de entrada del líquido a las mismas. Los sólidos sedimentados en esta segunda etapa de lagunas, podrán extraerse en operación discontinua, cuya frecuencia se ha previsto a nivel de Anteproyecto, cada 4 meses, mediante electrobombas de tipo de motor sumergible, conectadas sucesivamente a una serie de bocas de conexión de una cañería que los impulsará hasta las Lagunas de Deshidratación, cada una de las cuales tendrá un lapso de 4 meses para lograr suficiente deshidratación como para que puedan ingresar pequeños equipos de movimiento de tierra que permitan su alejamiento. Debe tenerse en cuenta que barros deshidratados en esas condiciones son perfectamente utilizables para algunos usos agrológicos, que no son de despreciar en un ambiente de las características que rodean a Marcos Juárez.

En la forma expuesta, se ha procurado enfrentar el real problema de barros excedentes, que en este tipo de tratamiento y en otros similares, no debe soslayarse, y lograr una solución simple.

Dentro de este tipo de proceso prolongado, como es el de Lagunas Aireadas, que requerirá ampliar las medidas del terreno previsto primitivamente en la forma que se indica en planos, sin que ello signifique una superficie exagerada frente a las condiciones locales, se ha considerado razonable prever una etapa final de Lagunas de Afinamiento; las mismas lograrán la intensificación de la depuración alcanzada, particularmente desde el punto de vista de remoción de bacterias patógenas e inactivación de virus. Es bien conocida la seguridad que se obtiene en esta acción microbicida cuando se opera en procesos de aeración extendidos, en condición aeróbica, y dispuestos en serie. La tendencia en estos casos es la de obviar los requerimientos de la cloración, y es así que se diseñan en otros países y en el nuestro sistemas de lagunas en serie, sin etapa de cloración; cabe recordar que las recientes normas del CONACORH establecen la posibilidad de admitir descargas sin cloración cuando se demuestre que el contenido total de coli en el efluente final es menor de 5.000 por 100 ml. Este es un aspecto que consideramos importante porque elimina el problema del acarreo de hipoclorito, evita al futuro los problemas de manejo de gas cloro, con los riesgos que el mismo entraña, y da una seguridad equivalente a favor de un tratamiento biológico natural.

Sin perjuicio del resultado de la comparación técnico-económica de alternativas, efectuada más adelante, se hace a continuación un repaso rápido de las ventajas de tipo operativo que presenta esta alternativa.

En el sistema de Lagunas Aireadas se logra una explotación muy sencilla, con un mínimo de personal, con grandes seguridades de explotación, con una mínima y discontinua tarea de movimiento de barro, que se podrá ejecutar mediante un

pequeño equipo de maquinarias de movimiento de suelos. El personal de la planta estará limitado a la tarea de un encargado y de personal de campo para el mantenimiento y limpieza de las instalaciones en general; probablemente las tareas que ocupen al referido personal serán: corte de pasto, eliminación de malezas, conservación de taludes, riego de las especies arbóreas y arbustivas destinadas a crear barreras en los lugares donde fuere necesario, y por supuesto una tarea de observación y control del proceso por parte del encargado.

Con respecto al problema de olores, el mismo puede ser mínimo, mediante una cuidadosa operación, y dado que puede afectar localmente el sector de deshidratación de barros, se prevé rodear las respectivas playas de barreras verdes convenientemente dispuestas, que se extenderán hasta los sectores laterales a las Lagunas Aireadas de Primera Etapa para evitar los riesgos -probablemente más psicológicos que reales- de producción de nubes de pequeñas partículas en determinadas condiciones de temperatura y humedad, poco frecuentes por otra parte por las características climáticas de la zona. El resto del predio será de libre exposición y vista, simplemente mejorado estéticamente por grupos arbóreos y de arbustos de parquización de especies de fácil crecimiento en la zona.

* Alternativa "B" - Lechos Percoladores.

Es un sistema clásico de tratamiento, bien comprobado en nuestro país, de fácil operación. Dada la eficiencia requerida, se ha considerado suficiente una sola etapa de Percoladores recirculados (recirculación 1:1) con una carga específica de $0,8 \text{ kg/m}^3$ de piedra.día; Sedimentadores Primarios con una permanencia de 2 horas para caudal máxi-

mo y Sedimentadores Secundarios con una permanencia de 2,5 horas.

En el Plano N° 7 se ha desarrollado el Anteproyecto de una planta por Lechos Percoladores.

El líquido a tratar, proveniente de la Estación Elevadora, descargará en la Cámara de Carga, y de allí pasará a los Sedimentadores Primarios, destinados a remover, por sola acción de la gravedad, sin el agregado de productos químicos, los sólidos sedimentables presentes en el líquido a tratar. A la salida de los Sedimentadores Primarios, el líquido pasará a una estación de bombeo que permitirá alcanzar un nivel de alimentación adecuado para los lechos percoladores, previstos con su lecho filtrante en piedra partida para asegurar una adecuada fijación de la "zooglea" actuante, con una altura total de manto de piedra de 1,60 m, que cubre el mínimo ya convencionalmente establecido de 1,50 m para Percoladores recirculados. Luego de atravesar el manto de piedra, oxigenado por desplazamiento de masa de aire inducida por termosifón, el líquido pasa a la etapa de sedimentación secundaria, donde separarán los flocs biológicamente conformados, que han transformado la materia orgánica disuelta y en suspensión coloidal en materia sedimentable en esta etapa de sedimentación secundaria.

Las características del barro secundario permiten la permanencia ya mencionada de 2,5 horas, en los Sedimentadores, y el líquido a la salida de los mismos se encontrará adecuadamente desprovisto de sólidos suspendidos de modo tal de asegurar la cloración del efluente para su desinfección. Para implementar la mencionada Cloración del efluente, se ha previsto en primera etapa y por razones de simplicidad, una instalación de dosificadores de hipoclorito (sal cloró-

gena en solución) y al futuro, cuando los requerimientos sean mayores y la Planta se haya ampliado en su capacidad, se prevé su reemplazo por una instalación de cloro gaseoso. Este último requiere como es sabido, por su peligrosidad, un manejo cuidadoso, que más se justifica cuanto mayor es el consumo y cuando se requiera contar con más personal capacitado para la atención de la Planta.

Los barros producidos en la Sedimentación Secundaria se incorporarán en el ingreso a la etapa de sedimentación primaria, donde coadyuvarán a la separación de los sólidos sedimentables presentes en el líquido afluente a esta etapa.

Los barros totales, separados en la sedimentación primaria, serán conducidos a Digestores Aeróbicos, con una permanencia de 10 días, cuyo producido de barros digeridos exige una superficie de Playas que se ha determinado sobre la base de 10 días de secado y cargas de 0,30 m sobre playa.

* Alternativa "C" - Aeración Prolongada.

Es una alternativa de barros activados en la que, sobre la base de una aeración más prolongada que la convencional, se logra:

- Una operación sencilla: es fácil de mantener sin una atención especializada la eficiencia del tratamiento a un nivel adecuado.
- Un líquido que separa en la Sedimentación Secundaria muy definitivamente, sin riesgo de formación de barros "abultados" y suficientemente estabilizado como para admitir sin problemas, suficiente permanencia en la Sedimentación Secundaria, como para obtener un bajísimo contenido de sólidos suspendidos.

- Con el pretratamiento de Rejas, permite obviar los Sedi-
mentadores Primarios:

En el Plano N° 8 se ha desarrollado un Anteproyecto de plan-
ta por Aeración Prolongada.

La permanencia en la Cámara de Aeración se ha fijado para
esta comparación, en 16 horas. La permanencia en los Sedi-
mentadores Secundarios, en 3 horas.

El líquido a tratar, proveniente de la Estación Elevadora,
ingresará en una Cámara de Carga, y de allí ingresa en una
Cámara de Aeración, de planta rectangular, en cuya masa
líquida se disolverá oxígeno atmosférico mediante la acción
de ocho Equipos de Aeración de eje vertical de tipo de baja
velocidad, capaces al mismo tiempo de imprimir a aquella
una agitación suficiente como para lograr una mezcla ade-
cuada e impedir la sedimentación de los sólidos que ingre-
san, y de los biológicamente conformados en esta etapa. A
la salida de la Cámara de Aeración, cuyo nivel podrá regu-
larse a voluntad, variando consecuentemente la sumergencia
de los rotores de aeración, el líquido mezcla pasará a la
Sedimentación Secundaria, que tendrá lugar en dos unidades
dispuestas en paralelo, provistas de barredores de fondo.

El barro separado en la Sedimentación secundaria retornará
a la Cámara de Aeración mediante bombas adecuadas, a fin
de lograr en ésta la concentración de una masa biológica-
mente activa, capaz de hacer frente a la materia orgánica
que ingresa en la Cámara de Aeración y lograr su descompo-
sición por vía biológica aeróbica.

El crecimiento de los barros biológicamente actuantes por
encima de niveles límite compatibles con la capacidad de
aeración de los equipos respectivos, dará lugar a la sepa-
ración de barros excedentes, que serán estabilizados en

dos Digestores Aeróbicos diseñados sobre la base de una permanencia de 10 días. Los Digestores Aeróbicos, que se han previsto con equipos de aeración similares a los de la Cámara de la línea de tratamiento del líquido, asegurarán la alimentación de oxígeno a la masa biológica que ingresa en los mismos, la cual al no disponer de nueva materia orgánica para su alimentación, oxidará sus reservas y dará lugar a la formación de un barro digerido, suficientemente estabilizado, capaz de deshidratar en Playas de Secado sin producción de olores ni atracción de vectores.

El crecimiento de los niveles de masa biológica es lento por las características de una planta de este tipo: el volumen de la Cámara de Aeración actúa como un excelente volante regulador de modo que la operación es tranquila y puede ser llevada a cabo sin dificultades por el tipo de personal previsto en la comparación económica que más adelante se desarrolla.

El barro excedente, cuyo volumen, al separarse del circuito de tratamiento del líquido puede estimarse en un 0,5% del volumen del afluente a la planta, concentrado luego en los Digestores Aeróbicos, requerirá una superficie de playas de secado algo mayor que la requerida para el caso de lechos percoladores.

La planta requerida para primera etapa se ha desarrollado en plano anexo, previéndose una disposición similar para alcanzar los requerimientos futuros.

El efluente de este tratamiento será sometido a cloración para su desinfección, la que se desarrollará con medios similares a los descritos para la alternativa de lechos percoladores.

3.4.- Alternativas en la fuente de alimentación de energía eléctrica.

Se dispondrá de dos Fuentes:

- a) Normal: Red Pública de EPEC.
- b) Emergencia: Dieselgenerador propio de arranque automático.

Desde la fuente a) se alimentará toda la instalación para proveer el funcionamiento normal y completo de toda la Planta durante las 24 horas del día.

Cuando falte energía en la red pública de EPEC, se alimentará, mediante un generador de 380 volt de tensión, accionado por motor diesel de arranque automático por falta de tensión, la Estación Elevadora solamente y algunos servicios auxiliares como iluminación de emergencia, carga de eventuales baterías de acumuladores, etc. Este grupo generador podrá funcionar en servicio continuo las 24 horas del día.

EPEC ha definido en principio, dos lugares de conexión a su red para el tendido de una línea aérea exclusiva de 13,2 Kv, para la alimentación a la Planta.

Luego de un estudio preliminar, se consideró para esta etapa del proyecto tomar como más conveniente la conexión a la Red Pública en la esquina de Ruta Nacional N° 9 y calle Jujuy, y el tendido de una línea de aproximadamente 2.000 m de longitud.

No se ha acordado en detalle con EPEC el sistema de protección y mediciones eléctricas que se implementará, aún cuando se hizo una previsión en los presupuestos correspondientes.

Instalaciones Internas de Energía Eléctrica.

Para todas las alternativas y ya que la potencia instalada de cada una es del mismo orden de magnitud, se definió el siguiente esquema:

- . Transformador de entrada de potencia, de relación 13,2 Kv/0.4 Kv de capacidad adecuada a cada alternativa, tipo intemperie, instalado dentro del Predio de la Planta de Tratamiento, con sus protecciones mecánicas y ~~eléctricas~~ correspondientes, y sistema de medición de consumo en un todo de acuerdo a las normas de EPEC.
- . Tablero de Distribución de baja tensión (220/380 v) para la protección del transformador y la alimentación a cada sector de la Planta. Cada derivación estará convenientemente protegida y se cuidará de coordinarlas para evitar desenganches innecesarios en casos de fallas y/o averías.
- . Centros de Control y Alimentación de motores: uno para la Estación Elevadora, uno para el resto de los equipos de la Planta.

El Dieselgenerador de emergencia alimentará solamente el Centro de la Estación Elevadora y circuitos auxiliares ya mencionados.

En cada Centro se instalará un interruptor principal de entrada con sus protecciones y eventual medición y los elementos de protección y control para la alimentación de cada motor eléctrico de accionamiento, así como los comandos correspondientes.

El Tablero de cada Centro será del tipo metálico con cubos independientes para cada salida o alimentación que es el sistema más seguro.

- . Instalaciones de iluminación interiores de los edificios y exterior de equipos y caminos de circulación.
Se emplearán artefactos de iluminación fluorescente para las interiores y de gas de sodio o mercurio sobre columnas de hormigón para las exteriores. Se proveerán tableros de distribución y protección de circuitos, así como encendido automático.
- . Sistema de cableado de alimentación a tableros y Centros de Control, motores, artefactos de iluminación, elementos de comando, enclavamientos, etc., con cables aislados en PVC con o sin protección metálica. Se tenderán en canales, a través de bandejas, o bien directamente enterrados con la protección mecánica adecuada.
- . Sistema de puesta a tierra de toda la instalación para la conexión a tierra de línea de alimentación de 13,2 Kv, Transformador de potencia, tableros, centros de control, motores, equipos, artefactos de iluminación y toda la instalación metálica de la Planta.
- . Sistema de protección contra descargas atmosféricas de toda la planta, mediante el uso de pararrayos radiactivos.

3.5 Canal de descarga efluente tratado.

En base a los relevamientos y reconocimientos efectuados, y a los análisis y conclusiones detallados en apartado 1.3, se describe a continuación la obra de descarga del efluente tratado en el canal afluente al Arroyo Tortugas.

El canal de descarga sería del tipo trapezoidal, sin revestimiento; el mismo se ubicaría en todo su recorrido, recostado sobre el lado sur de la calle continuación de El Porvenir.

Como puede observarse en el Plano N° 9, la longitud total entre la ubicación de la Planta de Tratamiento y el lugar de descarga (indicado con "D" en Plano N° 1) es de 14.400 m.

En su trazado se deben salvar dos zonas altas, lo que puede llevarse a cabo por medio de dos procedimientos: el primero, con canal a cielo abierto, y el segundo con un entubamiento ejecutado con cañería de hormigón armado.

Para la ejecución del canal a cielo abierto, sería necesario utilizar una franja de 10 m de terreno fuera de los límites de la calle, debido a que la misma es angosta y no permitiría la ubicación del canal dado el ancho en su coronamiento que éste tendría en esos tramos

Los cruces del canal con las calles vecinales se realizarían con cañerías de hormigón armado.

Los caudales de cálculo para el dimensionamiento del canal son los que se detallan a continuación:

- Caudal efluente tratado: se considera el caudal máximo diario, incrementado un 20% para tener en cuenta los picos horarios atenuados.
- Caudal estimado desagüe pluvial: se estima en base a los estudios y cálculos efectuados, que se producirá un aporte de desague pluvial.

Por lo tanto tenemos:

Caudal efluente tratado = $1,2 \times 500 \text{ m}^3/\text{h}$	= 600 m^3/h
Caudal desagüe pluvial	= 400 m^3/h
Caudal total de cálculo	= 1000 m^3/h

En el apartado 3.7 se efectuará el cálculo del costo de las dos alternativas planteadas y la elección de la más conveniente.

3.6 Costos de las obras del Sistema de Tratamiento.

3.6.1 Costo de Obra Civil y Equipos Electromecánicos.

Sobre la base de los lineamientos de tratamiento desarrollados, se calculó el costo de las obras cuyos montos son los siguientes:

(No se incluye el costo de obra civil y equipos de la cámara de rejillas y Estación Elevadora, pues dicha unidad es la misma para las diferentes alternativas).

- Alternativa "A" - Lagunas Aireadas.

* Obras de Primera Etapa.

. Costo obra civil	\$ 913.000.000
. Equipos electromecánicos	\$ 280.000.000
. Instalación de fuerza motriz	<u>\$ 730.000.000</u>
Total	\$ 1.923.000.000

* Obras de Segunda Etapa.

. Costo obra civil	\$ 711.400.000
. Equipos electromecánicos	\$ 280.000.000
. Instalación de fuerza motriz	<u>\$ 72.000.000</u>
Total	\$ 1.063.400.000

* Obra total.

. Costo obra civil	\$ 1.624.400.000
. Equipos electromecánicos	\$ 560.000.000
. Instalación de fuerza motriz	<u>\$ 802.000.000</u>
Total	\$ 2.986.400.000

- Alternativa "B" - Lechos Percoladores.

* Obras de Primera Etapa.

. Costo obra civil	\$ 3.480.000.000
. Equipos electromecánicos	\$ 1.625.400.000
. Instalación de fuerza motriz	\$ <u>755.000.000</u>
Total	\$ 5.860.400.000

* Obras de Segunda Etapa.

. Costo obra civil	\$ 3.192.200.000
. Equipos electromecánicos	\$ 1.625.400.000
. Instalación de fuerza motriz	\$ <u>75.000.000</u>
Total	\$ 4.892.600.000

* Obra total.

. Costo obra civil	\$ 6.672.000.000
. Equipos electromecánicos	\$ 3.250.800.000
. Instalación de fuerza motriz	\$ <u>830.000.000</u>
Total	\$ 10.752.800.000

El costo final de los Equipos Electromecánicos se obtiene adicionando al costo de los equipos el 40% por gastos generales, beneficio e impuestos.

./.

- Alternativa "C" - Aeración Prolongada.

* Obras de Primera Etapa.

. Costo obra civil	\$ 2.569.400.000
. Equipos electromecánicos	\$ 1.161.300.000
. Instalación de fuerza motriz	\$ 810.000.000
Total	\$ 4.540.700.000

* Obras de Segunda Etapa.

. Costo obra civil	\$ 2.270.200.000
. Equipos electromecánicos	\$ 1.161.300.000
. Instalación de fuerza motriz	\$ 88.000.000
Total	\$ 3.519.500.000

* Obra total.

. Costo obra civil	\$ 4.839.600.000
. Equipos electromecánicos	\$ 2.322.600.000
. Instalación de fuerza motriz	\$ 898.000.000
Total	\$ 8.060.200.000

3.6.2 Costos de Operación y Mantenimiento.

- Alternativa "A" - Lagunas Aireadas.

Para la operación y mantenimiento de esta alternativa se considera necesario el siguiente personal, que es el mismo tanto para la primera como para la segunda etapa:

- . Un encargado de planta
- . Dos obreros no capacitados
- . Un mecánico a tiempo parcial: 2 días por mes

De acuerdo a lo detallado en apartado 3.3, para esta alternativa no hay gastos por cloración. Se considera además que a partir del segundo año de la puesta en marcha, sería necesario efectuar la operación del bombeo del barro acumulado en las Lagunas Aireadas II, a las Lagunas de Deshidratación. Esta operación se efectuará cada cuatro meses aproximadamente. El retiro del barro suficientemente deshidratado de las lagunas de deshidratación se realizará mediante una pequeña pala cargadora frontal y camiones; este equipo se consideró que se alquila.

A continuación se detalla el cálculo del costo de operación y mantenimiento:

Personal:

. Un encargado de Planta	177.778 \$/día
. Dos obreros no capacitados	83.840 "
. Un mecánico, tiempo parcial, 2 días por mes	<u>12.000 "</u>
Total personal	273.618 \$/día

Retiro de barro excedente.

Para el fin del período de diseño:

Alquiler de camión

24 hs x 60.000 \$/h \$ 1.440.000

Pala cargadora frontal

12 hs x 150.000 \$/h \$ 1.800.000

Total para cada retiro \$ 3.240.000

Por redondeo se adopta: \$ 3.250.000

Costo retiro barro por año:

\$ 3.250.000 x 3 = 9.750.000 \$/año

Costo retiro barro = 26.712 \$/día

Energía:

Para el fin del período de diseño la potencia absorbida será de 100 kw.

A continuación se desarrolla el cálculo del gasto de energía diario:

Medidor

$$2.930.000 \text{ \$/mes/30 días} = 97.667 \text{ \$/día}$$

Energía horas del día

$$16 \text{ h x } 100 \text{ Kw x } 182,81 \text{ \$/Kw.h} = 292.496 \text{ "}$$

Energía horas de noche

$$8 \text{ h x } 100 \text{ Kw x } 91,40 \text{ \$/Kw.h} = 73.120 \text{ "}$$

$$\text{Total energía} = 463.283 \text{ \$/día}$$

Los costos de retiro de barro excedente y energía, para la primera etapa son del 50% del correspondiente al calculado para el fin del período de diseño.

- Alternativa "B" - Lechos Percoladores.

Para la operación y mantenimiento de esta alternativa se considera necesario el siguiente personal:

Segunda Etapa:

- . Un Encargado de Planta (Jefe) con conocimientos mecánicos y eléctricos
- . Cinco (5) operarios no especializados.
- . Un Técnico Químico 3 veces por mes.

Primera Etapa:

El personal correspondiente a esta etapa difiere solamente en el número de operarios no especializados, que son en total cuatro (4) en lugar de cinco (5).

A continuación se detalla el cálculo de operación y mantenimiento:

- Segunda Etapa.

. Personal.

Un Encargado de Planta	225.000 \$/día
Cinco (5) operarios no especializados 41.920 \$/día x 5	209.600 "
Un Técnico Químico tres veces al mes	<u>17.800 "</u>
Total personal	452.400 \$/día

. Retiro de barro.

Se considera necesario el alquiler de un camión 1,5 días por mes

$$\frac{12 \text{ hs/mes} \times 80.000 \text{ \$/h}}{30 \text{ días/mes}} = 32.000 \text{ \$/día}$$

. Cloración.

Según cálculos efectuados, el consumo de cloro es de 50 kg/día para el fin del período de diseño, y de 25 kg/día para la primera etapa.

De información obtenida se tiene que el costo del hipoclorito de sodio puesto en el lugar, con una concentración del 10%, es de aproximadamente 520 \$/l y el del gas cloro en cilindros es de 5.200 \$/kg.

En base a los consumos arriba detallados se tienen los siguientes costos por día para la primera y segunda etapa:

./.

Primera etapa:

Hipoclorito de sodio =

$$250 \text{ l} \times 520 \text{ \$/l} = 130.000 \text{ \$/día}$$

Segunda etapa:

Gas cloro en cilindros =

$$50 \text{ kg} \times 5.200 \text{ \$/kg} = 260.000 \text{ \$/día}$$

. Energía.

Para el fin del período de diseño la potencia absorbida es de 100 Kw; por lo tanto el costo de energía diario es igual al valor obtenido para la alternativa "A" y es igual a \$ 463.283 \\$/día.

- Primera Etapa.

. Personal.

Un encargado de Planta	225.000 \\$/día
Cuatro operarios no especializados	167.680 "
Un Técnico Químico tiempo parcial	<u>17.800 "</u>
Total personal	410.480 \\$/día

. El monto corresponde a retiro del barro, cloración y energía eléctrica es la mitad de los valores correspondientes a fin de período de diseño.

- Alternativa "C" - Aeración Prolongada.

Los gastos de personal, cloración y retiro del barro correspondientes a esta alternativa, son iguales a los calculados para la Alternativa "B" - Lechos Percoladores, tanto para la primera etapa como para la segunda etapa.

. Energía.

Segunda Etapa.

Para el fin del período de diseño la potencia absorbida es de 202 Kw. A continuación se detalla el cálculo del gasto de energía diario:

Medidor	195.333 \$/día
Energía horas del día:	
16 hs x 202 Kw x 182,81 \$/Kw.h	590.842 "
Energía horas de noche:	
8 hs x 202 Kw x 91,40 \$/Kw.h	<u>147.702 "</u>
Total energía	933.877 \$/día

Para la Primera Etapa el gasto de energía diaria es el 50% del correspondiente a la Segunda Etapa, o sea \$ 466.938 \$/día.

./.

3.7 Costo Canal descarga efluente tratado.

En base a lo descripto en el apartado 3.5 y al relevamiento practicado, se efectuó un cálculo estimativo del monto de obra civil para la construcción del canal de descarga.

Se calculó el costo de dos alternativas que se detallan a continuación:

- Alternativa canal a cielo abierto.

Consiste en un canal sin revestir, desde la salida del predio donde se ubica la Planta de Tratamiento hasta el canal afluente al Arroyo Tortugas. Se incluye la expropiación de una faja de terreno de 10 m de ancho en los tramos en que el canal tiene una profundidad mayor de 1 m. Para el cruce de los caminos vecinales se prevé la colocación de cañería de hormigón armado.

A continuación se detalla el costo de la obra correspondiente a la alternativa por canal a cielo abierto.

Excavación	645.000.000
Cruce de caminos vecinales	110.000.000
Expropiación de terrenos	25.000.000
Alambrado	<u>150.000.000</u>
Total	\$ 930.000.000

- Alternativa canal y entubamiento tramo profundo.

El canal es similar a la alternativa descripta en párrafo anterior. En los tramos en que la profundidad del canal supera 1 m entre la solera y el terreno, se coloca una cañería de hormigón armado. La longitud aproximada de los tramos entubados es de aproximadamente 3.200 m.

./.

El costo de la obra es el siguiente:

Excavación	320.000.000
Cruce de calles vecinales	92.000.000
Tramo entubado con cañería de hormigón armado	<u>1.250.000.000</u>
Total	\$ 1.662.000.000

Comparando ambas alternativas, resulta que la más económica es la primera, o sea canal a cielo abierto en todo el tramo. Además, en la segunda alternativa pueden producirse embancamientos y obturaciones en el tramo entubado.

Por lo tanto, la solución más conveniente para la obra de descarga del efluente tratado, es mediante canal a cielo abierto.

./.

4. Selección de la Alternativa de Tratamiento más conveniente.

Técnicamente considerada, la Alternativa A ofrece las mayores ventajas en las condiciones locales de Marcos Juárez.

Por otra parte, del estudio comparativo desarrollado por el especialista en aspectos económicos -que tiene en cuenta inversiones y costos de operación y mantenimiento- cuyo informe se acompaña en Anexo IV, surge como conclusión, que el "Valor Presente" de las variantes de tratamiento, en cualquiera de sus apreciaciones, determina una extraordinaria ventaja a la Alternativa A.

En consecuencia, puede afirmarse concretamente que la Alternativa A - Lagunas Aireadas, es la más conveniente.

C U A D R O S Y

G R A F I C O S

P O B L A C I O N E S

CENSO		PROV. de CORDOBA		DEP. de M. JUAREZ		CIUDAD de M. JUAREZ	
AÑO	CARACT.	POBLACION	TASA %	POBLACION	TASA%	POBLACION	TASA%
1.895	NACIONAL	—	—	15.783	6.3	1.054	8.9
1.914	NACIONAL	735.472	2.18	50.695	1.77	5361	1.77
1.947	NACIONAL	1.497.987	1.22	90.461	0.52	9.556	2.33
1.960	NACIONAL	1.753.840	1.62	84.545	0.49	12.897	2.51
1.970	NACIONAL	2.060.065	—	88.775	—	16.527	1.60
1.978	INTER COMUNAL	—	1.57	—	0.56	18.765	2.70
1.980	NACIONAL	2.407.135	—	93.887	—	19.821	—

PROYECCION DE LA POBLACION
FORMULA INTERES COMPUESTO

Año	Tasa Anual %	Población	Observaciones
1980		19.821	
1981	2,6	20.356	
1982	2,6	20.865	
1983	2,6	21.407	
1984	2,6	21.964	
1985	2,6	22.535	
1986	2,6	23.121	
1987	2,6	23.722	
1988	2,6	24.339	
1989	2,6	24.972	
1990	2,6	25.621	
1991	2,6	26.287	
1992	2,6	26.971	
1993	2,6	27.672	
1994	2,6	28.391	
1995	2,6	29.129	
1996	2,3	29.799	
1997	2,3	30.484	
1998	2,3	31.185	
1999	2,3	31.902	
2000	2,3	32.636	
2001	2,3	33.387	
2002	2,3	34.155	
2003	2,3	34.940	
2004	2,3	35.744	
2005	2,3	36.566	
2006	2,3	37.407	
2007	2,3	38.267	
2008	2,3	39.148	
2009	2,3	40.048	
2010	2,3	40.970	

PERIODO DE DISEÑO

CAUDALES EN RED DE COLECTORAS

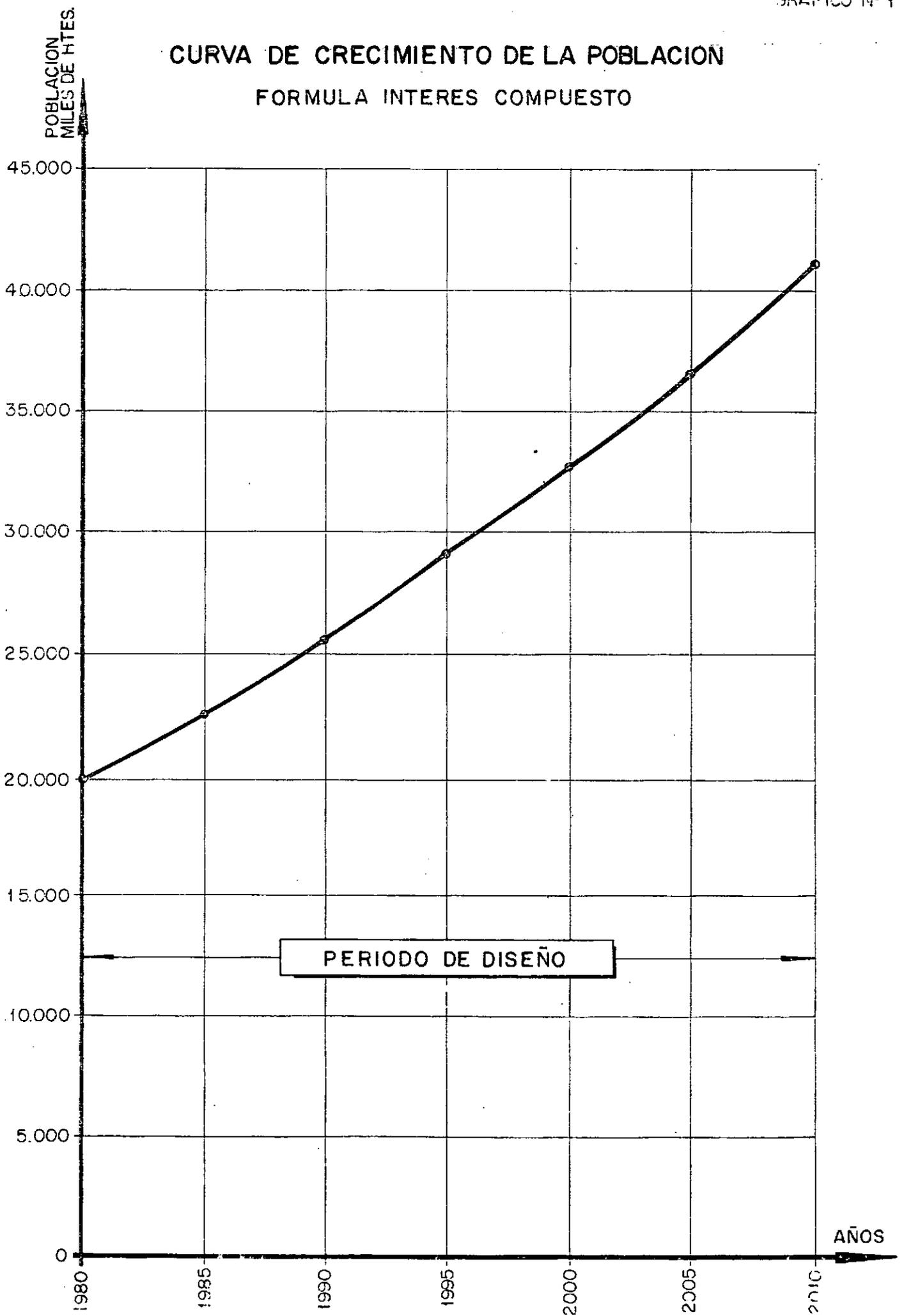
ORIGEN	INMEDIATO			1º ETAPA			FIN DE DISEÑO		
	Q max	Q med	Q min	Q max	Q med	Q min	Q max.	Q med	Q min /
CONEXIONES	42,7 l/seg.	22,2 l/seg.	11 l/seg.	112 l/seg.	58,3 l/seg.	29 l/seg.	224 l/seg.	116,7 l/seg.	58,3 l/seg.
INFILTRACIONES	—	—	—	—	—	—	—	—	—
TOTAL	42,7 l/seg.	22,2 l/seg.	11 l/seg.	112 l/seg.	58,3 l/seg.	29 l/seg.	224 l/seg.	116,7 l/seg.	58,3 l/seg.

CAUDALES EN COLECTORAS PRINCIPALES

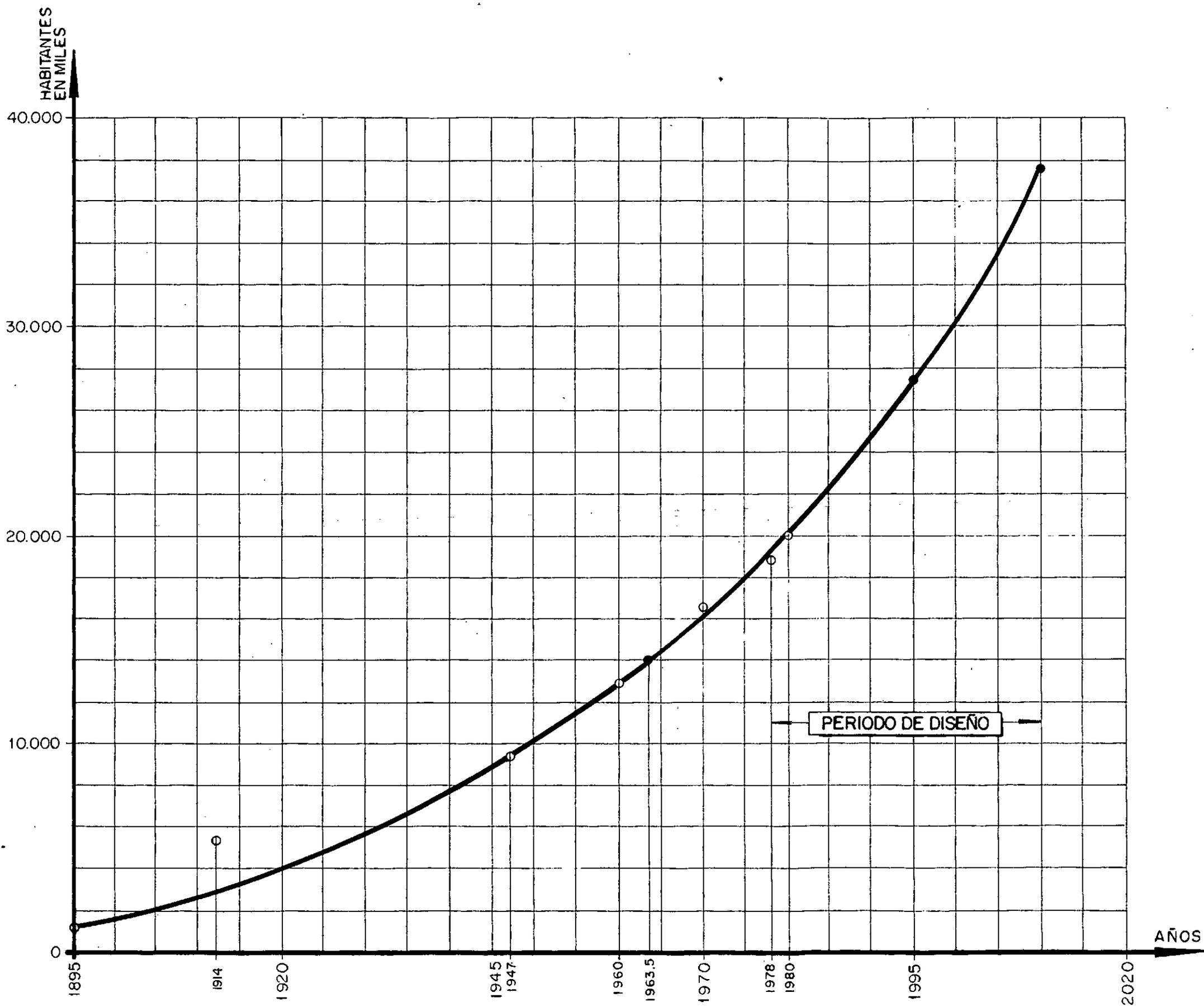
ORIGEN	INMEDIATO			1º ETAPA			FIN DE DISEÑO		
	Q max	Q med	Q min	Q max	Q med	Q min	Q max.	Q med	Q min
CONEXIONES	37,3 l/seg.	22,2 l/seg.	11 l/seg.	98 l/seg.	58,3 l/seg.	29 l/seg.	196 l/seg.	116,7 l/seg.	58,3 l/seg.
INFILTRACIONES	10 l/seg.	—	—	10 l/seg.	—	—	205 l/seg.	—	—
TOTAL	47,3 l/seg.	22,2 l/seg.	11 l/seg.	108 l/seg.	58,3 l/seg.	29 l/seg.	216,5 l/seg.	116,7 l/seg.	58,3 l/seg.

CURVA DE CRECIMIENTO DE LA POBLACION

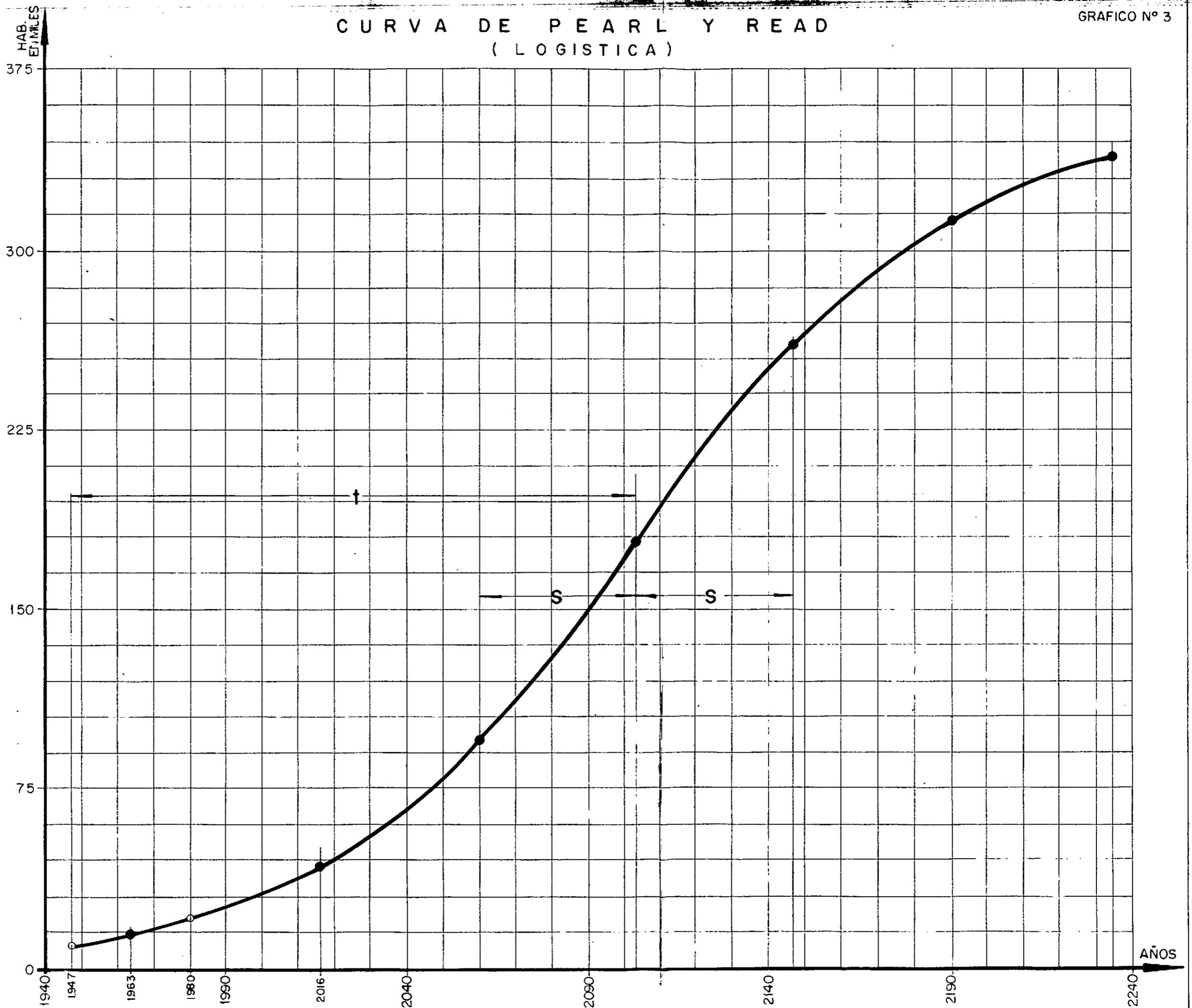
FORMULA INTERES COMPUESTO



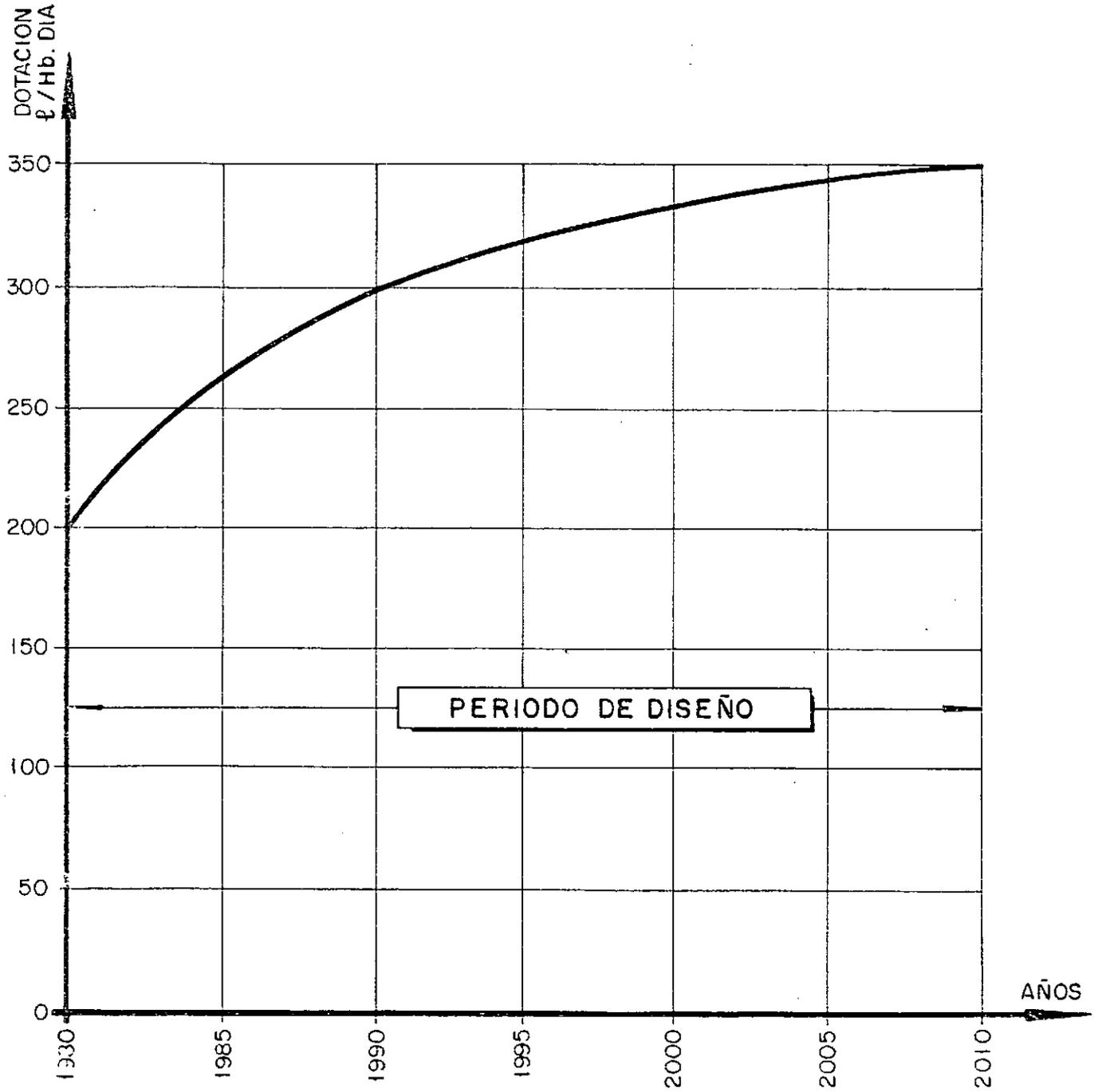
CURVA DE CRECIMIENTO DE LA POBLACION



CURVA DE PEARL Y READ (LOGISTICA)

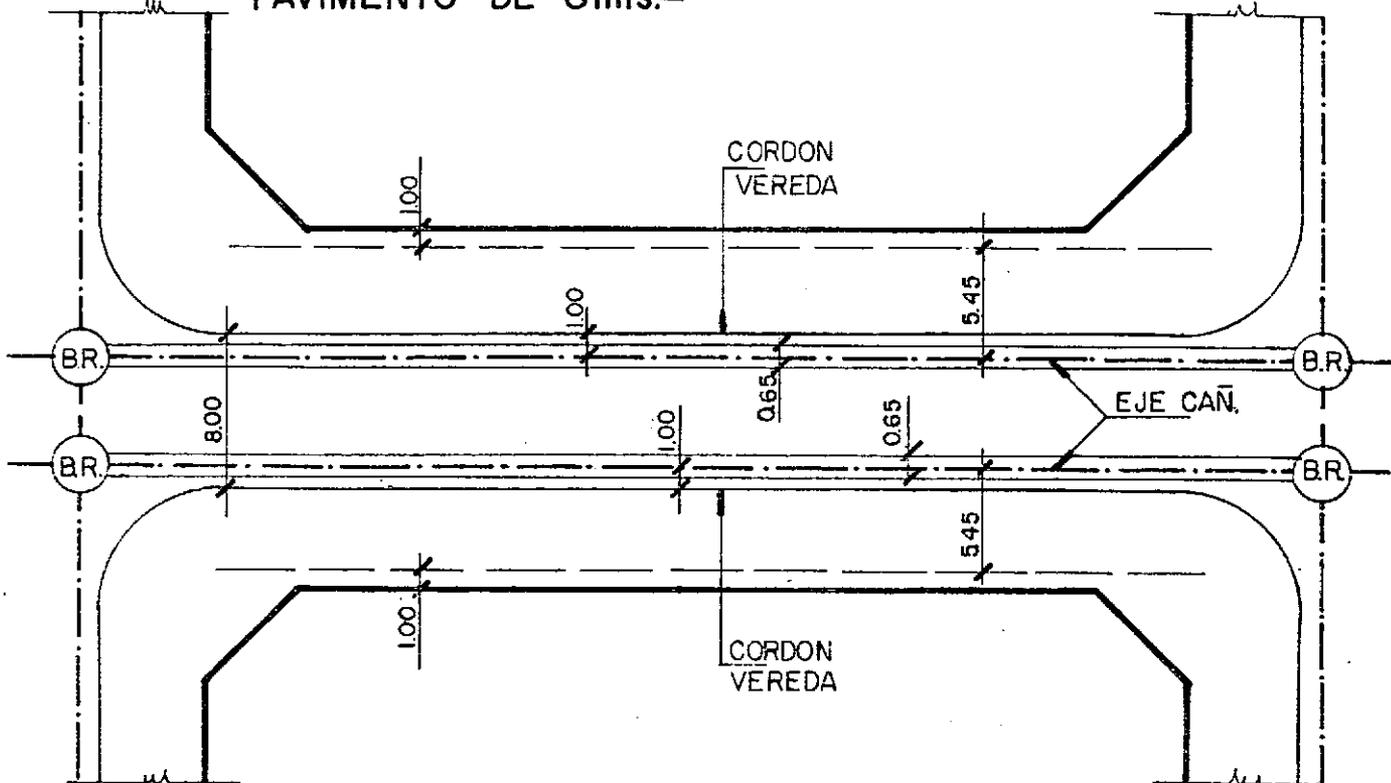


CURVA DE AUMENTO DOTACION DE AGUA

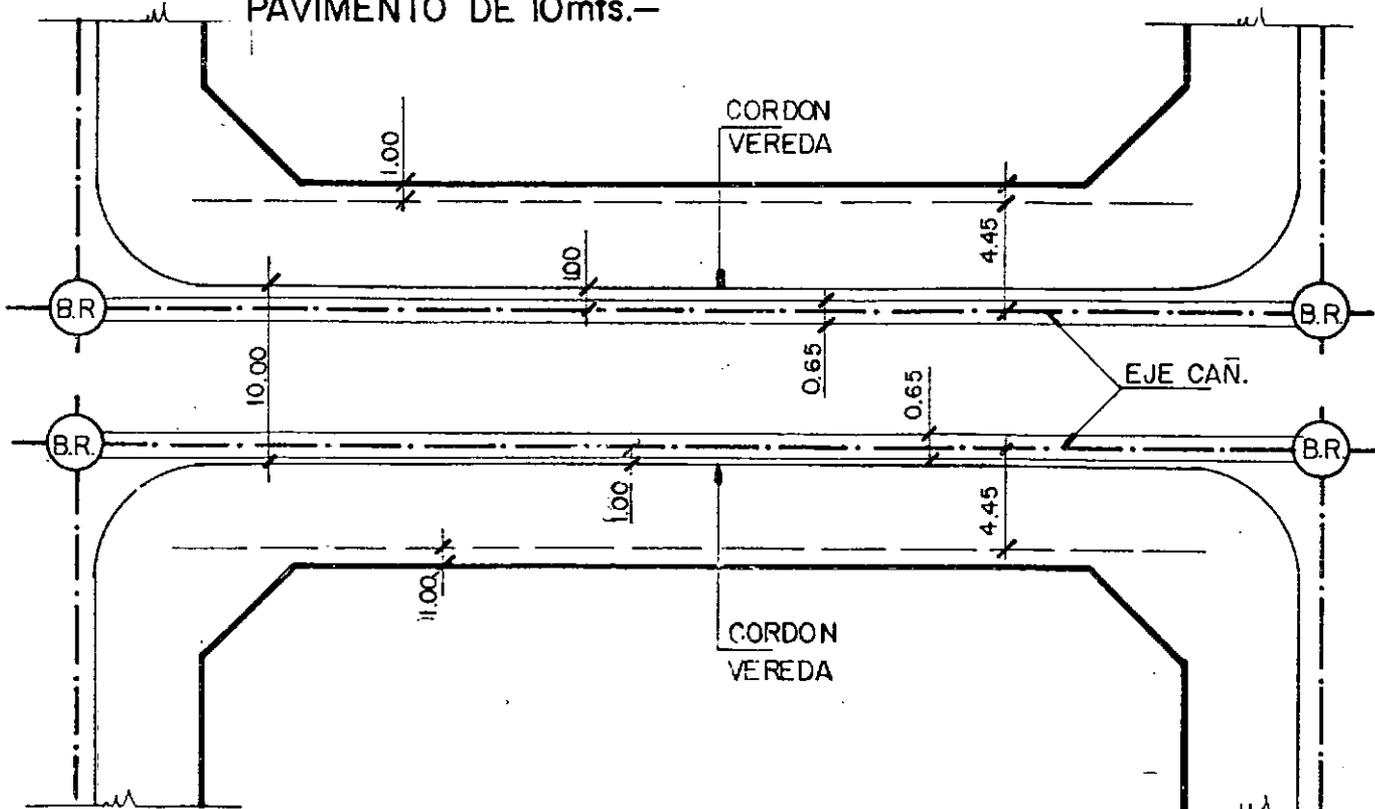


INSTALACION DE DOBLE COLECTORA POR PAVIMENTO

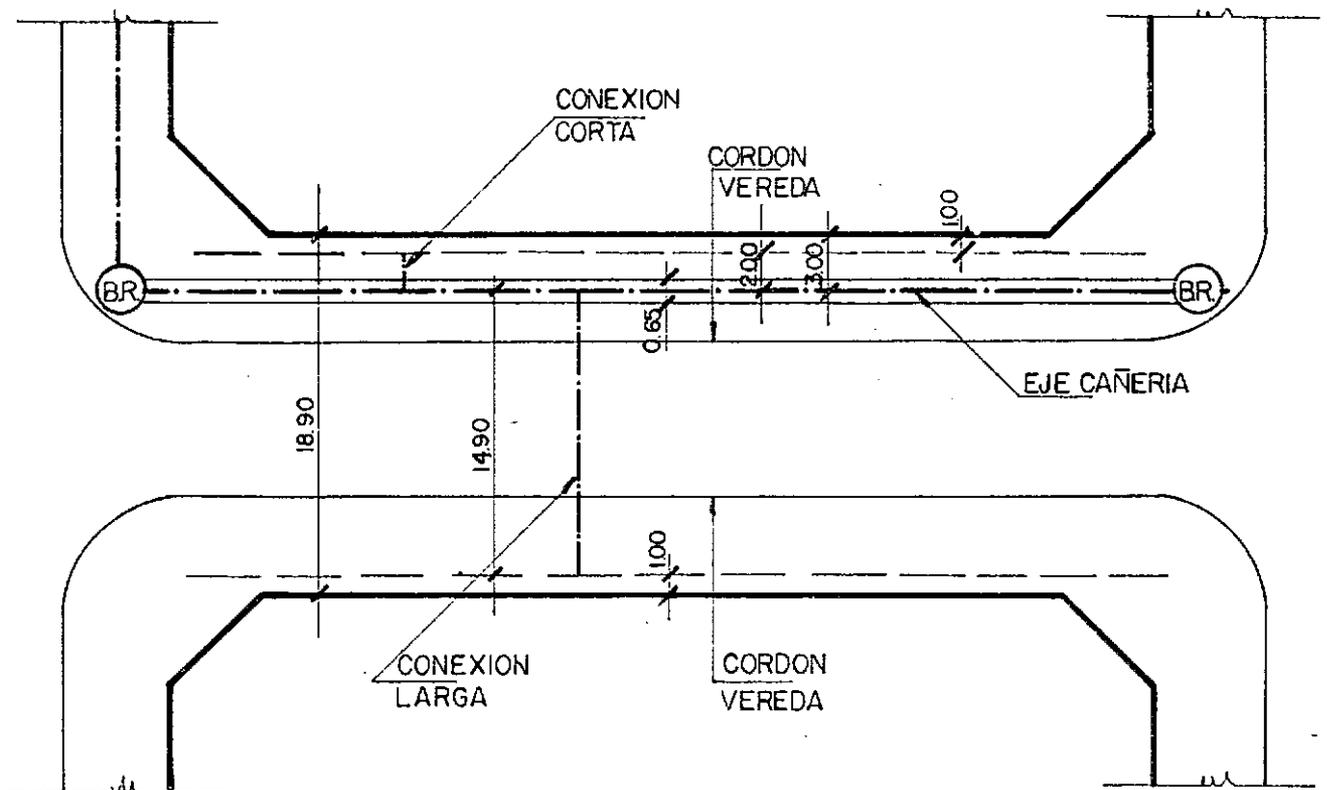
PAVIMENTO DE 8mts.-



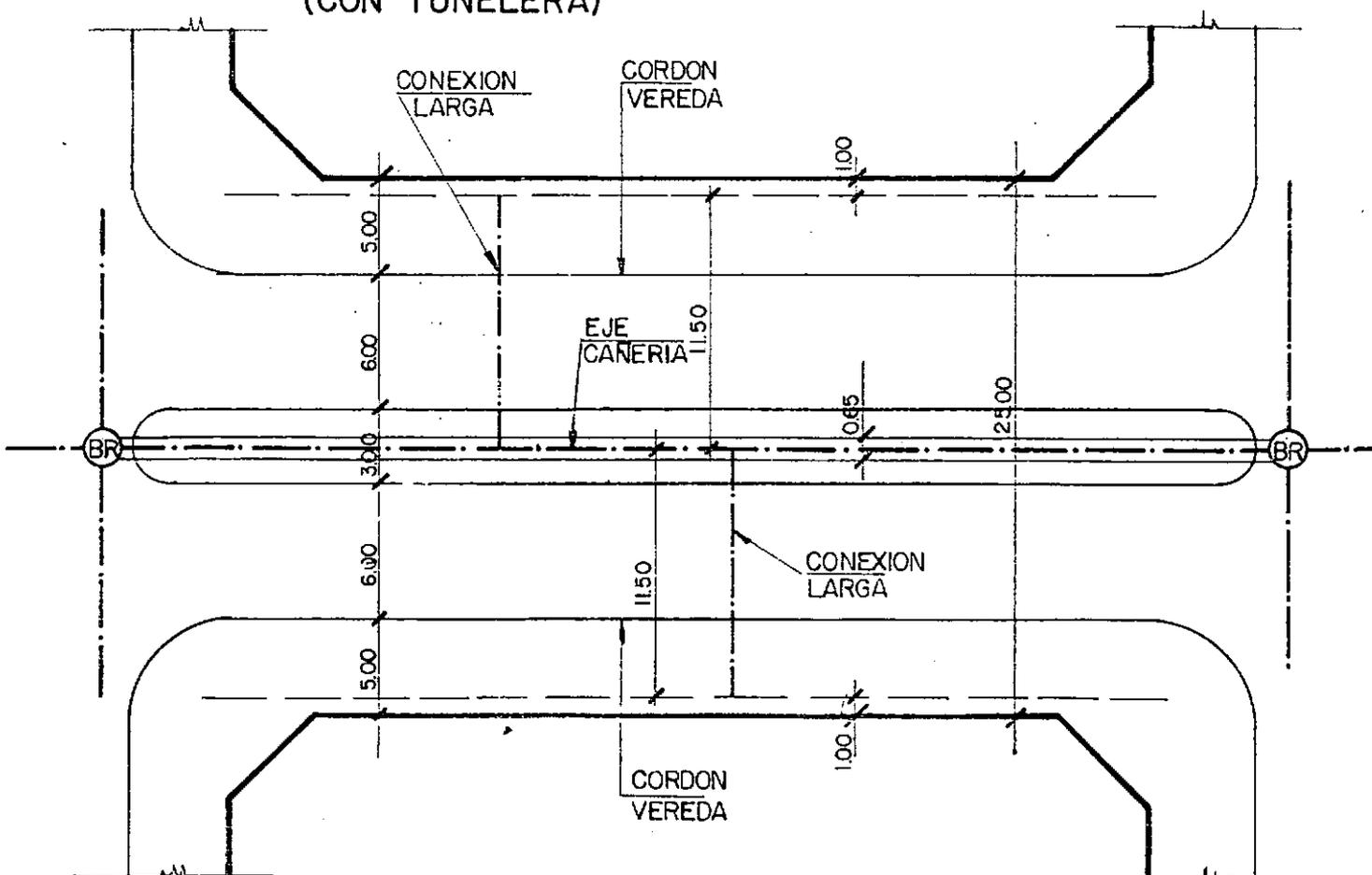
PAVIMENTO DE 10mts.-



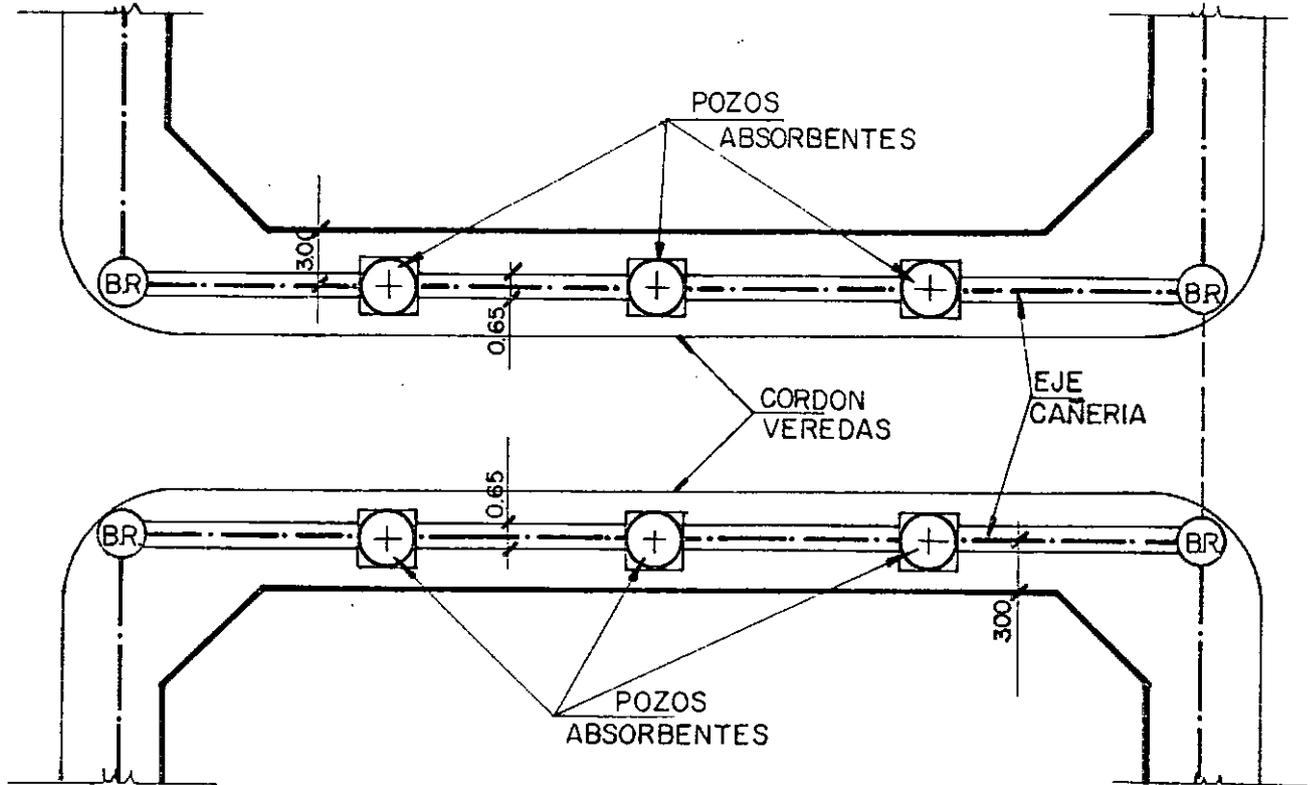
INSTALACION DE SIMPLE COLECTORA POR TIERRA



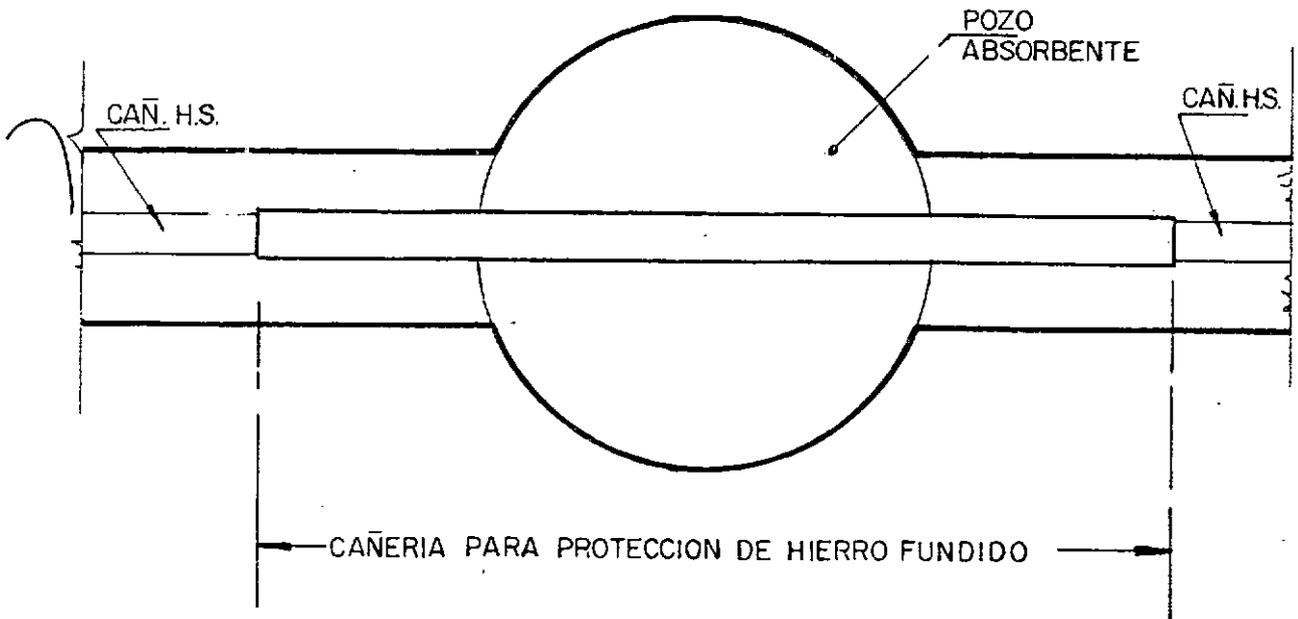
INSTALACION DE SIMPLE COLECTORA POR CANTERO DE AV. (CON TUNELERA)



INSTALACION DE DOBLE COLECTORA SOBRE VEREDA



CRUCE A POZO ABSORBENTE



A N E X O I

CALCULO DEL COSTO DE COLECTORAS
DE 0,150 m DE DIAMETRO

Materialles:

- Hormigón simple junta rígida
- Hormigón simple junta elástica
- Asbesto cemento RCP

LEONARDO A. LO FIEGO
INGENIERO CIVIL

A - Análisis de
Precios

Reposición de pavimentos de Hormigón Simple.

Corte con sierra circular hasta 1/3 del
espesor, extracción y transporte hasta
4 km 21.174.- \$/m²

Relleno con suelo seleccionado de 0,20 m
de espesor y relleno de suelo cemento
de 0,15 m 14.145.- \$/m²

costo-costo 35.319.- "

50% G.G. y B. (*) 17.659,50 "

Precio 52.978,50 "

Construcción de losa de hormigón simple
de 0,15 m 70.000.- "

T o t a l i t e m 122.978,50 \$/m²

Se adopta para el cálculo de rotura y
reposición de pavimento -----
123.000.- \$/m²

Nota: (*) En adelante:

G.G. = "Gastos Generales"

B. = "Beneficios"

I. = "Impuestos"

./.



Cañería de Hormigón Simple con junta elástica - Diámetro 0,100 m.

- Materiales.

Costo s/camión en fábrica

incluido aro de goma:

1 m x 9.385 \$/m 9.385.- \$/m

- Transporte

Córdoba-Marcos Juárez

0,017 t/m x 320 \$/t.km x 250 km . . . 1.360.- "

- Mano de Obra

Descarga y estibado

0,01 h ay./m x 5.240 \$/h 52,40 "

10.797,40 "

Rotura 3 % 323,92 "

11.121,32 "

G.G. + B. + I. = 70% 7.784,93 "

T o t a l i t e m 18.906,25 \$/m

Costo material cañería

diámetro 0,100 m 18.900.- \$/m

Cañería de Hormigón Simple con junta elástica - Diámetro 0,100 m.

Acarreo y colocación

* Mano de Obra

Colocación:

0,2 h of./m x 7.262 \$/h	1.452,40 \$/m
0,5 h ay./m x 5.240 \$/h	2.620.- "

Carga y descarga en obrador y obra:

0,04 h ay./m x 5.240 \$/h	<u>209,60 "</u>
	4.282.- "

* Transporte

Depósito a obra:

Camión: 0,017 t/m x 1.000 \$/t	<u>17.- "</u>
	4.299.- "

G.G. + B. + I. = 70%	<u>3.009,30 "</u>
----------------------	-------------------

T o t a l i t e m	7.308,30 \$/m
-----------------------	---------------

Total acarreo y colocación

cañería de diámetro 0,100 m	<u>7.300 \$/m</u>
---------------------------------------	-------------------

Cañería de Hormigón Simple con junta elástica - Diámetro 0,150 m.

- Materiales.

Costo s/camión en fábrica
incluido aro de goma

1 m x 13.595 \$/m 13.595.- \$/m

- Transporte

Córdoba-Marcos Juárez

0,030 t/m x 320 \$/t.km x 250 km . . . 2.400.- "

- Mano de Obra

Descarga y estibado

0,04 h ay./m x 5.240 \$/h 209,60 "
16.204,60 "

Rotura 3% 486,13 "
16.690,73 "

G.G. + B. + I. = 70% 11.683,52 "

T o t a l i t e m 28.374,25 \$/m

Costo material cañería

diámetro 0,150 m 28.400.- \$/m

./.

Cañería de Hormigón Simple con junta elástica - Diámetro 0,150 m.

Acarreo y colocación

* Mano de Obra

Colocación:

0,3 h of./m x 7.262 \$/h	2.178,60 \$/m
0,8 h ay./m x 5.240 \$/h	4.192.- "

Carga y descarga en obrador y obra:

0,08 h ay./m x 5.240 \$/h	<u>419,20 "</u>
	6.789,80 "

* Transporte

Depósito a obra:

Camión: 0,030 t/m x 1.000 \$/t	<u>30.- "</u>
	6.819,80 "

G.G. + B. + I. = 70%	<u>4.773,86 "</u>
----------------------	-------------------

T o t a l i t e m	11.593,66 \$/m
-----------------------	----------------

Total Acarreo y colocación

cañería diámetro 0,150 m	<u>11.600.- \$/m</u>
------------------------------------	----------------------

Cañería de Hormigón Simple con junta elástica - Ramal de 0,150 m x 0,100 m.

Ramal a 45° con espiga y enchufe, incluido aro de goma sintética para junta:

- Materiales

Costo s/camión en fábrica incluido

aro de goma de diámetro 0,150 m

1 n° x 47.300 \$/n° 47.300.- \$/n°

- Transporte

Córdoba-Marcos Juárez

0,030 t/n° x 320 \$/t.km x 250 km 2.400.- "

- Mano de Obra

Descarga y estibado

0,04 h ay./n° x 5.240 \$/h 209,60 "
49.909,60 "

Rotura 3% 1.497,29 "
51.406,89 "

G.G. + B. + I. = 70% 35.984,82 "

T o t a l i t e m 87.392.- \$/n°

Costo material Ramal de

0,150 m x 0,100 m, c/u \$ 87.400.-

Cañería de Hormigón Simple con junta elástica - Curva diámetro 0,100 m.

Curvas a 45° a espiga y enchufe para junta elástica, incluido aro de goma sintética para junta.

- Materiales

Costo s/camión en fábrica incluido
aro de goma de diámetro 0,100 m

1 n° x 18.000 \$/n° 18.000.- \$/n°

- Transporte

Córdoba-Marcos Juárez

0,010 t/n° x 320 \$/t.km x 250 km 800.- "

- Mano de Obra

Descarga y estibado

0,01 h ay./n° x 5.240 \$/h 52,40 "

18.852,40 "

Rotura 3% 565,57 "

19.418.- "

G.G. + B. + I. = 70% 13.592,58 "

T o t a l i t e m 33.010,58 \$/n°

Total costo curva a 45° de

diámetro 0,100 m, c/u. \$ 33.000.-

Cañería de Hormigón Simple con junta rígida - Diámetro 0,100 m.

- Materiales

Costo s/camión en fábrica

1 m x 7.280 \$/m 7.280.- \$/m

- Transporte

Córdoba-Marcos Juárez

0,017 t/m x 320 \$/t.km x 250 km . . . 1.360.- "

- Mano de Obra

Descarga y estibado

0,01 h ay./m x 5.240 \$/m 52,40 "

8.692,40 "

Rotura 3% 260,77 "

8.953,17 "

G.G. + B. + I. = 70% 6.267,22 "

T o t a l i t e m 15.220,39 \$/m

Costo material cañería

diámetro 0,100 m 15.000.- \$/m

./.

Cañería de Hormigón Simple con junta rígida - Diámetro 0,100 m.

Acarreo y colocación.

- Material para juntas

Cemento:	0,0010 t/m	x	400.000 \$/t	400.- \$/m
Arena:	0,0006 t/m	x	44.800 \$/t	<u>26,88 "</u>
					426,88 "

- Mano de Obra (incl. carga y descarga en obrador y obra)

0,34 h ay./m	x	5.240 \$/h	1.781,60 "
0,3 h of./m	x	7.262 \$/h	<u>2.178,60 "</u>
				3.960,20 "

- Transporte: obrador a obra

Cemento:	0,0010 t/m	x	1.000 \$/t	1,00 "
Arena :	0,00060 t/m	x	1.000 \$/t	0,60 "
Caño :	0,017 t/m	x	1.000 \$/t	<u>17.- "</u>
					18,60 "

Amortización de equipos,
etc. (~ 5% del costo-
costo) 232.- "

4.637,68 "

G.G. + B. + I. = 70% 3.246,38 "

T o t a l i t e m 7.884,06 \$/m

Total Acarreo y colocación cañería
diámetro 0,100 m 7.900.- \$/m

Cañería de Hormigón Simple con junta rígida - Diámetro 0,150 m.

- Materiales

Costo s/camión en fábrica

1 m x 10.620 \$/m 10.620.- \$/m

- Transporte

Córdoba-Marcos Juárez

0,030 t/m x 320 \$/t.km x 250 km . . . 2.400.- "

- Mano de Obra

Descarga y estibado

0,04 h ay./m x 5.240 \$/h 209,60 "

13.229,60 "

Rotura 3% 396,89 "

13.626,49 "

G.G. + B. + I. = 70% 9.538,54 "

T o t a l i t e m 23.165,03 \$/m

Costo material cañería

diámetro 0,150 m -----
23.000.- \$/m

Cañería de Hormigón Simple con junta rígida - Diámetro 0,150 m.

Acarreo y colocación

- Material para juntas

Cemento:	0,0019 t/m	x	400.000 \$/t	760.- \$/m
Arena :	0,0010 t/m	x	44.800 \$/t	<u>44,80 "</u>
					804,80 "

- Mano de Obra (incluido carga y descarga en obrador y obra)

0,95 h ay./m	x	5.240 \$/h	4.978.- "
0,4 h of./m	x	7.262 \$/h	<u>2.904,80 "</u>
				7.882,80 "

- Transporte

Cemento:	0,0019 t/m	x	1.000 \$/t	1,90 "
Arena :	0,0010 t/m	x	1.000 \$/t	1.- "
Caño:	0,030 t/m	x	1.000 \$/t	<u>30.- "</u>
					32,90 "

Amortización de equipos,
etc. (~ 5% del costo-costo) 460.-
9.180,50 "

G.G. + B. + I. = 70% 6.426,35 "

T o t a l i t e m 15.606,85 \$/m

Total Acarreo y colocación
cañería diámetro 0,150 m 15.600 \$/m

Cañería de Hormigón Simple con junta rígida - Ramales de diámetro 0,150 m x 0,100 m.

- Materiales

Costo s/camión en fábrica

1 n° x 42.750 \$/n° 42.750.- \$/n°

- Transporte

Córdoba-Marcos Juárez

0,030 t/n° x 320 \$/t.km x 250 km 2.400.- "

- Mano de Obra

Descarga y estibado

0,04 h ay./n° x 5.240 \$/h 209,60 "

45.359,60 "

Rotura 3% 1.360,79 "

46.720,39 "

G.G. + B. + I. = 70% 32.704,27 "

T o t a l i t e m 79.424,66 \$/n°

Costo material Ramal de

diámetro 0,150 x 0,100 m, c/u -----
\$ 79.500.-

Cañería de Hormigón Simple con junta rígida - Curvas a 45° a espiga y enchufe diámetro 0,100 m:

- Materiales

Costo s/camión en fábrica

1 n° x 15.500 \$/n° 15.500.- \$/n°

- Transporte

Córdoba-Marcos Juárez

0,010 t/n° x 320 \$/t.km x 250 km 800.- "

- Mano de Obra

Descarga y estibado

0,01 h ay./n° x 5.240 \$/h 52,40 "

16.352,40 "

Rotura 3% 490,57 "

16.842,97 "

G.G. + B. + I. = 70% 11.790,08 "

T o t a l i t e m 28.633,05 \$/n°

Costo de curva a 45° de

diámetro 0,100 m, c/u \$ 28.600.-

Cañería de Asbesto Cemento - R.C.P. - Diámetro 0,100 m.

- Materiales

Costo s/camión en fábrica

1 m x 24.435 \$/m	24.435.- \$/m
Aro de goma: 3.929 \$/m	<u>3.929.- "</u>
	28.364.- "

- Transporte

Gran Buenos Aires-Marcos Juárez

0,0317 t/m x 320 \$/t.km x 450 km	4.564,80 "
-----------------------------------	------------

- Mano de Obra

Descarga y estibado

0,01 h ay./m x 5.240 \$/h	<u>52,40 "</u>
	32.981,20 "

Rotura 3%	<u>989,44 "</u>
	33.970,64 "

G.G. + B. + I. = 70%	<u>23.779,45 "</u>
----------------------	--------------------

T o t a l i t e m	57.750,09 \$/m
-----------------------	----------------

Costo material cañería de asbesto cemento	-----
R.C.P. diámetro 0,100 m	57.750.- \$/m

Cañería de Asbesto Cemento R.C.P. - Diámetro 0,100 m.

Acarreo y colocación

- Mano de Obra

Colocación:

0,2 h of./m x 7.262 \$/h	1.452,40 \$/m
0,5 h ay./m x 5.240 \$/h	2.620.- "

Carga y descarga en
obrador y obra:

0,04 h ay./m x 5.240 \$/h	<u>209,60 "</u>
	4.282.- "

- Transporte

Depósito a obra:

Camión: 0,0317 t/m x 1.000 \$/t	<u>31,70 "</u>
	4.313,70 "

G.G. + B. + I. = 70%	<u>3.019,59 "</u>
----------------------	-------------------

T o t a l i t e m	7.333,29 \$/m
-------------------	---------------

Total acarreo y colocación cañería de asbesto cemento diámetro 0,100 m	<u>7.300.- \$/m</u>
---	---------------------

Cañería de Asbesto cemento R.C.P. - Diámetro 0,150 m.

- Materiales

Costo s/camión en fábrica

1 m x 24.206,40 \$/m	24.206,40 \$/m
Aro de goma: 4.966,40 \$/m	<u>4.946,40 "</u>
	29.152,80 "

- Transporte

Gran Buenos Aires-Marcos Juárez

0,0504 t/m x 320 \$/t.km x 450 km	7.257,60 "
-----------------------------------	------------

- Mano de Obra

Descarga y estibado

0,05 h ay./m x 5.240 \$/h	<u>262.- "</u>
	36.672,40 "

Rotura 3%	<u>1.100,17 "</u>
	37.772,57 "

G.G. + B. + I. = 70%	<u>26.440,80 "</u>
----------------------	--------------------

T o t a l i t e m	64.213,37 \$/m
-------------------	----------------

Costo material cañería de asbesto

cemento diámetro 0,150 m	----- 64.200 \$/m -----
------------------------------------	-------------------------------

Cañería de Asbesto cemento R.C.P. - Diámetro 0,150 m.

Acarreo y colocación.

- Mano de Obra

Colocación:

0,3 h of./m x 7.262 \$/h 2.178,60 \$/m

0,8 h ay./m x 5.240 \$/h 4.192.- "

Carga y descarga en obrador y obra

0,08 h ay./m x 5.240 \$/h 419,20 "

6.789,80 "

- Transporte

Depósito a obra:

Camión: 0,0504 t/m x 1.000 \$/t 50,40 "

6.840,20 "

G.G. + B. + I. = 70% 4.788,14 "

T o t a l i t e m 11.628,34 \$/m

Total acarreo y colocación cañería

de asbesto cemento diámetro 0,150 m . . . -----
11.600 \$/m

Cañería de Asbesto cemento R.C.P. - Ramales de diámetro 0,150 m
x 0,100 m.

- Materiales

Costo s/camión en fábrica

1 n° x 49.177,60 \$/n° 49.177,60 \$/n°

Aro de goma:

diámetro 0,100 m : 3.929 \$/n° 3.929.- "

diámetro 0,150 m : 4.946,40 \$/n° 4.946,40 "

58.053.- "

- Transporte

Gran Buenos Aires-Marcos Juárez

0,011 t/n° x 320 \$/t.km x 450 km 1.584.- "

- Mano de Obra

Descarga y estibado

0,04 h ay./n° x 5.240 \$/h 209,60 "

59.846,60 "

Rotura 3% 1.795,40 "

61.642.- "

G.G. + B. + I. = 70% 43.149,40 "

T o t a l i t e m 104.791,40 \$/n°

Costo Ramal de asbesto cemento de

diámetro 0,150 m x 0,100 m 104.800 \$/n°

Cañería de Asbesto cemento R.C.P. - Curva a 45° Diámetro 0,100 m.

- Materiales

Costo s/camión en fábrica

1 n° x 17.139,20 \$/n°. 17.139,20 \$/n°

Aro de goma:

1 n° x 3.929 \$/n°. 3.929.- "

21.068,20 "

- Transporte

Gran Buenos Aires-Marcos Juárez

0,0045 x 320 \$/t.km x 450 km 648.- "

- Mano de Obra

Descarga y estibado

0,01 h ay./n° x 5.240 \$/h 52,40 "

21.768,60 "

Rotura 3% 653,06 "

22.421,66 "

G.G. + B. + I. = 70% 15.695,16 "

T o t a l i t e m 38.116,82 \$/n°

Costo curva a 45° de asbesto cemento

diámetro 0,100 m 38.120.- \$/n°

./.

Instalación de colectora en cantero.

Conexiones domiciliarias: ejecutadas con tunelera y cañería de Asbesto Cemento R.C.P.

. Cómputo.

Colectora: 100 m

Caño diámetro 0,100 m: 11,50 m/conexión x 20 conexiones =
= 230 m

Caño diámetro 0,150 m: 100 m

Ramales: N° 20

Curvas: N° 20

Excavación (2 m prof. promedio): a cielo abierto	130 m ³
Pozos de ataque: 1,35 x 1,20 x 2 m x 20	<u>64,8 m³</u>
Total Excavación	194,8 m ³

Se adopta: 195 m³

Conexiones con tunelera: 20 túneles de 11,50

Bocas de Registro : N° 2

. Cálculo del costo:

Cañería diámetro 0,100 m:

230 m x 58.000 \$/m 13.340.000.-

Cañería diámetro 0,150 m:

100 m x 65.600 \$/m 6.560.000.-

Ramal 150 x 100: 20 x 105.000 \$/N° 2.100.000.-

Curva diámetro 0,100 m: 20 x 38.250 \$/N° 765.000.-

./.

Marco y tapa: 2 x 700.000 \$/N°	1.400.000.-
Excavación:	
195 m ³ x 20.000 \$/m ³	3.900.000.-
con tunelera 20 x 370.188 \$/túnel	7.403.760.-
Acarreo y colocación cañería:	
diámetro 0,100 m: 230 m x 7.300 \$/m	1.679.000.-
diámetro 0,150 m: 100 m x 11.600 \$/m	1.160.000.-
Bocas de registro: 2 x 1.000.000	<u>2.000.000.-</u>
T o t a l :	\$ 40.307.760.-

Costo total de 1 Hm de colectora de 0,150 m de diámetro colocada en cantero central y 20 conexiones: \$ 40.300.000.-

Instalación de simple colectora por pavimento con Asbesto Cemento R.C.P. utilizando tunelera para las conexiones largas.

Caso a) Pavimento de 8 m de ancho.

. Excavación: a cielo abierto.

Profundidad 2 m; ancho 0,65 m; longitud 100 m

$$2 \times 0,65 \times 100 = \underline{130 \text{ m}^3}$$

Conexiones:

Cortas:

$$10 \times 1,50 \text{ m (prof.)} \times 5,125 \text{ m (long.)} \times 0,60 \text{ m (ancho)} = \\ = \underline{46,125 \text{ m}^3}$$

Largas: pozo de ataque: 1,20 x 1,35 x 2,00 (prof.) = 3,24 m³

$$10 \times 3,24 = \underline{32,40 \text{ m}^3}$$

Conexión: 10 x 2,50 x 0,60 x 1,50 = 22,5 m³

Total excavación: 231,02 m³

Se adopta: 231,00 m³

. Reposición de pavimento: corte con sierra.

$$1,20 \times 1,35 = 1,62 \text{ m}^2$$

$$10 \times 1,62 = 16,20 \text{ m}^2$$

$$100 \times 0,65 = 65,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Total} = 81,20 \text{ m}^2$$

Se adopta: 81 m²

./.

. Cálculo longitud de cañerías: conexiones de diámetro 0,100 m.

Cortas: 10 c x 5,45 m/c = 54,50 m

Largas: 10 c x 11,45 m/c = 114,50 m

Total 169.- m

Long. cañería diámetro 0,150 m: 100 m

Ramales: diámetro 0,150 x 0,100 m = N° 20

Curvas: diámetro 0,100 m = N° 20.

Caso b) Pavimento de 10 m de ancho.

. Excavación: a cielo abierto:

2 x 0,65 x 100 = 130 m³

. Conexiones:

Cortas: 10 x 1,50 m x 4,125 x 0,60 = 37,125 m³

Largas: pozo de ataque: 1,20 x 1,35 x 2,00 = 3,24 m³

Total pozos: 10 x 3,240 m³ = 32,40 m³

Conexión en vereda: 10 x 1,5 m x 2,50 x 0,6 = 22,5 m³

Total excavación:

Se adopta: 222 m³

. En túnel con tunelera:

12,45 - (1,35 + 0,325) = 12,45 - 1,675 = 10,775 = ~10,78 m

10 x 10,78 m = 107,80

Se adopta : 108 m

./.

. Reposición de pavimento: corte con sierra.

$$\underline{81 \text{ m}^2}$$

. Cálculo longitud de cañerías:

Conexiones diámetro 0,100 m

Cortas: 10 c x 4,45 m/c = 44,50 m

Largas: 10 x x 12,45 m/c = 124,50 m

Total = 169,00 m

Long. cañería diámetro 0,150 m : 100 m

Ramales: diámetro 0,150 x 0,100 m: N° 20

Curvas: diámetro 0,100 m: N° 20

./.

Instalación de simple colectora por pavimento con Asbesto Cemento R.C.P., utilizando tunelera para las conexiones largas.

Caso a) Pavimento 8 m de ancho:

Caño diámetro 0,150 m (m)	100 x 58.000 \$/m	5.800.000.-
Caño diámetro 0,100 m (m)	169 x 65.600 \$/m	11.086.400.-
Ramal diámetro 0,150 m x 0,100 m (N°)	20 x 105.000 \$/N°	2.100.000.-
Curva diámetro 0,100 m (N°)	20 x 38.250 \$/N°	765.000.-
Marco y tapa hierro fundido (N°)	2 x 700.000 \$/N°	1.400.000.-
Excavación: a cielo abierto (m ³)	231 x 20.000 \$/m ³	4.620.000.-
en túnel con tunelera (\$/túnel)	10 túneles x 370.000 \$/túnel	3.700.000.-
Acarreo y colocación de cañería:		
diámetro 0,150 m (m)	100 x 11.600 \$/m	1.160.000.-
diámetro 0,100 m (m)	169 x 9.000 \$/m	1.521.000.-
Bocas de registro (N°)	2 x 1.000.000 \$/N°	2.000.000.-
Reposición de pavimento (m ²)	81 x 123.000 \$/m ²	<u>9.963.000.-</u>
	<u>t o t a l</u>	<u>\$ 44.115.400.-</u>

./.

Instalación de simple colectora por pavimento con Asbesto Cemento R.C.P., utilizando tunelera para las conexiones largas.

Caso b) Pavimento 10 m de ancho

Caño diámetro 0,150 m (m)	100 x 58.000 \$/m	5.800.000.-
Caño diámetro 0,100 m (m)	169 x 65.600 \$/m	11.086.400.-
Ramal diámetro 0,150 m x 0,100 m (N°)	20 x 105.000 \$/N°	2.100.000.-
Curva diámetro 0,100 m (N°)	20 x 38.250 \$/N°	765.000.-
Marco y tapa hierro fundido (N°)	2 x 700.000 \$/N°	1.400.000.-
Excavación:		
a cielo abierto (m ³)	222 x 20.000 \$/m ³	4.440.000.-
en túnel con tunelera (\$/túnel)	10 túneles x 370.000 \$/ túnel	3.700.000.-
Acarreo y colocación de cañería:		
diámetro 0,150 m (m)	100 x 11.600 \$/m	1.160.000.-
diámetro 0,100 m (m)	169 x 9.000 \$/m	1.521.000.-
Bocas de Registro (N°)	2 x 1.000.000 \$/N°	2.000.000.-
Reposición de pavimento (m ²)	81 x 123.000 \$/m ²	<u>9.963.000.-</u>
	<u>T o t a l</u>	<u>\$ 43.935.400.-</u>

Cálculo del precio de 1 Hm de colectora de diámetro 0,150 m con cañería de Hormigón Simple con junta rígida, junta elástica, y Asbesto Cemento R.C.P., colocada en calle de tierra de 18,90 m de ancho.

- Excavación: a cielo abierto:

Profundidad 2 m; ancho 0,65 m; longitud 100 m;

$$2 \times 0,65 \times 100 = \underline{130 \text{ m}^3}$$

Conexiones:

Cortas: $10 \times 1,50 \text{ (prof.)} \times 2 \text{ m (long.)} \times 0,60 \text{ (ancho)} = \underline{18 \text{ m}^3}$

Largas: $10 \times 1,50 \times 14,90 \text{ m (long.)} \times 0,60 \text{ (ancho)} = \underline{134,100 \text{ m}^3}$

Total excavación: $282,100 \text{ m}^3$

Se adopta: $\underline{282 \text{ m}^3}$

- Cálculo longitud cañerías.

Conexiones: Diámetro 0,100 m

Cortas: $10 \times 2 \text{ m} = 20 \text{ m}$

Largas: $10 \times 14,90 \text{ m} = \underline{149 \text{ m}}$

Total = 169 m

Resumen

Long. cañería diámetro 0,150 m = 100 m

Long. cañería diámetro 0,100 m = 169 m

Ramales: diámetro 0,150 x 0,100 m : N° 20

Curvas: diámetro 0,100 m : N° 20

Excavación: $282 \text{ m}^3 \times 20,000 \text{ \$/m}^3 = 5.640.000.- \text{ \$/hm}$

Bocas de registro: $2 \text{ N}^\circ/\text{hm} \times \text{\$/N}^\circ 1.000.000 = 2.000.000.- \text{ \$/hm}$

Marco y tapa H° F° (liviana) $2 \text{ N}^\circ/\text{hm} \times 700.000 \text{ \$/N}^\circ = 1.400.000.- \text{ \$/hm}$

Total Bocas de Registro = 3.400.000 \\$/hm

Precio por 1 hm de cañerías de 0,150 m de Hormigón Simple con junta rígida, con 10 conexiones cortas y 10 conexiones largas, colocada en calle de tierra.

Caño diámetro 0,150 m (m)	100 x 23.000 \$/m	2.300.000.-
Caño diámetro 0,100 m (m)	169 x 15.300 \$/m	2.585.700.-
Ramal diámetro 0,150 x 0,100 m (N°)	20 x 79.500 \$/N°	1.590.000.-
Curva diámetro 0,100 m (N°)	20 x 28.600 \$/N°	572.000.-
Marco y tapa de hierro fundido (N°)	2 x 700.000 \$/N°	1.400.000.-
Excavación:		
a cielo abierto (m ³)	282 x 20.000 \$/m ³	5.640.000.-
Acarreo y colocación ca- ñería (m):		
diámetro 0,150 m	100 x 15.600 \$/m	1.560.000.-
diámetro 0,100 m	169 x 7.900 \$/m	1.335.100.-
Bocas de Registro (N°)	2 x 1.000.000 \$/N°	<u>2.000.000.-</u>
	T o t a l	18.982.800.-

Precio por 1 hm de cañerías de 0,150 m de Hormigón Simple con junta elástica, con 10 conexiones cortas y 10 conexiones largas, colocada en calle de tierra.

Caño diámetro 0,150 m (m)	100 x 28.400 \$/m	2.840.000.-
Caño diámetro 0,100 m (m)	169 x 18.900 \$/m	3.194.100.-
Ramal diámetro 0,150 x 0,100 m (N°)	20 x 87.400 \$/N°	1.748.000.-
Curva diámetro 0,100 m (N°)	20 x 33.000 \$/N°	660.000.-
Marco y tapa de hierro fundido (N°)	2 x 700.000 \$/N°	1.400.000.-
Excavación:		
a cielo abierto (m ³)	282 x 20.000 \$/m ³	5.640.000.-
Acarreo y colocación ca-		
ñería (m):		
diámetro 0,150 m	100 x 11.600 \$/m	1.160.000.-
diámetro 0,100 m	169 x 7.300 \$/m	1.233.700.-
Bocas de Registro (N°)	2 x 1.000.000 \$/N°	<u>2.000.000.-</u>
	T o t a l	\$ 19.875.800.-

./.

Precio por 1 hm de cañerías de diámetro 0,150 m de Asbesto Cemen-
to R.C.P., con 10 conexiones cortas y 10 conexiones largas, colo-
cada en calle de tierra.

Caño diámetro 0,150 m (m)	100 x 64.200 \$/m	6.420.000.-
Caño diámetro 0,100 m (m)	169 x 57.750 \$/m	9.759.750.-
Ramal diámetro 0,150 x 0,100 m (N°)	20 x 104.800 \$/N°	2.096.000.-
Curva diámetro 0,100 m (N°)	20 x 38.120 \$/N°	762.400.-
Marco y tapa de hierro fundido (N°)	2 x 700.000 \$/N°	1.400.000.-
Excavación:		
a cielo abierto (m ³)	282 x 20.000 \$/m ³	5.640.000.-
Acarreo y colocación ca- ñería (m):		
diámetro 0,150 m	100 x 11.600 \$/m	1.160.000.-
diámetro 0,100 m	169 x 7.300 \$/m	1.233.700.-
Bocas de Registro (N°)	2 x 1.000.000 \$/N°	<u>2.000.000.-</u>
	T o t a l	30.471.850.-

Instalación de doble colectora por pavimento con Hormigón Simple y Asbesto Cemento R.C.P.

I) Pavimento de 8 m de ancho:

Caño diámetro 0,150 m: 2 x 100 m = 200 m

Caño diámetro 0,100 m: 20 conexiones x 5,45 m/c = 109 m

Ramales: N° 20

Curvas: N° 20

Marcos y tapas: N° 4

Excavación a cielo abierto: a 2 m profundidad promedio.

Para colectoras: 260 m^3 (2 x 100 x 0,65 x 2)

Para conexiones: $4,6125 \text{ m}^3$ x 20 = $92,25 \text{ m}^3$

Total = $352,25 \text{ m}^3$

Se adopta = 352 m^3

Acarreo y colocación de cañería:

diámetro 0,150 m : 200 m

diámetro 0,100 m : 109 m

Bocas de registro (prof. 2 m) : 4

Reposición de pavimento: corte con sierra

$200 \text{ m} \times 0,65 \text{ m} = 130 \text{ m}^2$

$130 \text{ m}^2 \times 123.000 \text{ \$/m}^2 = \underline{\$ 15.990.000.-}$

Longitud conexión: $\frac{18,90 - 8}{2} = 5,45 \text{ m} \equiv$ (ancho vereda)

20 c x 5,45 m = 109 m

Excavación: $5,45 - \frac{0,65}{2} = 5,45 - 0,325 = 5,125 \text{ m}$

$5,125 \times 0,60 \times 1,50$ (prof. prom) = $4,6125 \text{ m}^3$

20 x $4,6125 = \underline{92,25 \text{ m}^3}$

Precio de doble colectora por pavimento de diámetro 0,150 m de Hormigón Simple con junta rígida, con 20 conexiones cortas, para pavimento de 8 m de ancho.

Caño diámetro 0,150 m (m)	200 x 23.000 \$/m	4.600.000.-
Caño diámetro 0,100 m (m)	109 x 15.300 \$/m	1.667.700.-
Ramal diámetro 0,150 x 0,100 m (N°)	20 x 79.500 \$/N°	1.590.000
Curva diámetro 0,100 m (N°)	20 x 28.600 \$/N°	572.000.-
Marco y tapa de hierro fundido (N°)	4 x 700.000 \$/N°	2.800.000.-
Excavación:		
a cielo abierto (m ³)	352 x 20.000 \$/m ³	7.040.000.-
Acarreo y colocación de cañería (m)		
diámetro 0,150 m	200 x 15.600 \$/m	3.120.000.-
diámetro 0,100 m	109 x 7.900 \$/m	861.100.-
Bocas de registro (N°)	4 x 1.000.000 \$/N°	4.000.000.-
Reposición de pavimento (m ²)	130 x 123.000 \$/m ²	<u>15.990.000.-</u>
	T o t a l	42.240.800.-

Precio de doble colectora por pavimento de diámetro 0,150 m de Hormigón Simple con junta elástica, con 20 conexiones cortas, para pavimento de 8 m de ancho.

Caño diámetro 0,150 m (m)	200 x 28.400 \$/m	5.680.000.-
Caño diámetro 0,100 m (m)	109 x 18.900 \$/m	2.060.100.-
Ramal diámetro 0,150 x 0,100 m (N°)	20 x 87.400 \$/N°	1.748.000.-
Curva diámetro 0,100 m (N°)	20 x 33.000 \$/N°	660.000.-
Marco y tapa de hierro fundido (N°)	4 x 700.000 \$/N°	2.800.000.-
Excavación:		
a cielo abierto (m ³)	352 x 20.000 \$/m ³	7.040.000.-
Acarreo y colocación de cañería (m)		
diámetro 0,150 m	200 x 11.600 \$/m	2.320.000.-
diámetro 0,100 m	109 x 7.300 \$/m	795.700.-
Bocas de registro (N°)	4 x 1.000.000 \$/N°	4.000.000.-
Reposición de pavimento (m ²)	130 x 123.000 \$/m ²	<u>15.990.000.-</u>
	T o t a l	\$ 43.093.800.-

Precio de doble colectora por pavimento de diámetro 0,150 m de Asbesto Cemento R.C.P., con 20 conexiones cortas, para pavimento de 8 m de ancho.

Caño diámetro 0,150 m (m)	200 x 58.000 \$/m	11.600.000.-
Caño diámetro 0,100 m (m)	109 x 65.600 \$/m	7.150.400.-
Ramal diámetro 0,150 x 0,100 m (N°)	20 x 105.000 \$/N°	2.100.000.-
Curva diámetro 0,100 m (N°)	20 x 38.250 \$/N°	765.000.-
Marco y tapa de hierro fundido (N°)	4 x 700.000 \$/N°	2.800.000.-
Excavación:		
a cielo abierto (m ³)	352 x 20.000 \$/m ³	7.040.000.-
Acarreo y colocación de cañería (m)		
diámetro 0,150 m	200 x 11.600 \$/m	2.320.000.-
diámetro 0,100 m	109 x 7.300 \$/m	795.700.-
Bocas de registro (N°)	4 x 1.000.000 \$/N°	4.000.000.-
Reposición de pavimento (m ²)	130 x 123.000 \$/m ²	<u>15.990.000.-</u>
T o t a l		\$ 54.561.100.-

Instalación de doble colectora por pavimento, con Hormigón Simple y Asbesto Cemento R.C.P.

II) Pavimento de 10 m de ancho.

Caño diámetro 0,150 m : 2 x 100 m = 200 m

Caño diámetro 0,100 m : 20 conexiones x 4,45 m/c = 89 m

Ramales: N° 20

Curvas: N° 20

Marcos y tapas: N° 4

Excavación a cielo abierto: a 2 m profundidad promedio.

Para colectoras: 260 m^3 (2 x 100 x 0,65 x 2)

Para conexiones: $3,7125 \text{ m}^3$ x 20 = $74,25 \text{ m}^3$

Total = $334,25 \text{ m}^3$

Se adopta = 334 m^3

Acarreo y colocación de cañería:

diámetro 0,150 m: 200 m

diámetro 0,100 m: 89 m

Bocas de registro (prof. 2 m): 4

Reposición de pavimento: corte con sierra.

$200 \text{ m} \times 0,65 \text{ m} = 130 \text{ m}^2$

$130 \text{ m}^2 \times 123.000 \text{ \$/m}^2 = 15.990.000 \text{ \$}$

Longitud conexión: $\frac{18,90 - 10}{2} = 4,45 = (\text{ancho vereda})$

20 c x 4,45 = 89 m

Excavación: $4,45 - \frac{0,65}{2} = 4,45 - 0,325 = 4,125 \text{ m}$

$4,125 \times 0,60 \times 1,50$ (prof.prom.) = $74,25 \text{ m}^3$

Precio de doble colectora de diámetro 0,150 m por pavimento, de Hormigón Simple con junta rígida, con 20 conexiones cortas, para pavimento de 10 m de ancho.

Caño diámetro 0,150 m (m)	200 x 23.000 \$/m	4.600.000.-
Caño diámetro 0,100 m (m)	89 x 15.300 \$/m	1.361.700.-
Ramal diámetro 0,150 x 0,100 m (N°)	20 x 79.500 \$/N°	1.590.000.-
Curva diámetro 0,100 m (N°)	20 x 28.600 \$/N°	572.000.-
Marco y tapa de hierro fundido (N°)	4 x 700.000 \$/N°	2.800.000.-
Excavación:		
a cielo abierto (m ³)	334 x 20.000 \$/m ³	6.600.000.-
Acarreo y colocación de cañería (m)		
diámetro 0,150 m	200 x 15.600 \$/m	3.120.000.-
diámetro 0,100 m	89 x 7.900 \$/m	703.100.-
Bocas de registro (N°)	4 x 1.000.000 \$/N°	4.000.000.-
Reposición de pavimento (m ²)	130 x 123.000 \$/m ²	<u>15.990.000.-</u>
T o t a l	\$	41.336.800.-

./.

Precio de doble colectora de diámetro 0,150 m por pavimento,
de Hormigón Simple con junta elástica, con 20 conexiones cortas,
para pavimento de 10 m de ancho.

Caño diámetro 0,150 m (m)	200 x 28.400 \$/m	5.680.000.-
Caño diámetro 0,100 m (m)	89 x 18.900 \$/m	1.682.100.-
Ramal diámetro 0,150 x 0,100 m (N°)	20 x 87.400 \$/N°	1.748.000.-
Curva diámetro 0,100 m (N°)	20 x 33.000 \$/N°	660.000.-
Marco y tapa de hierro fundido (N°)	4 x 700.000 \$/N°	2.800.000.-
Excavación: a cielo abierto (m ³)	334 x 20.000 \$/m ³	6.680.000.-
Acarreo y colocación de cañería (m)		
diámetro 0,150 m	200 x 11.600 \$/m	2.320.000.-
diámetro 0,100 m	89 x 7.300 \$/m	649.700.-
Bocas de registro (N°)	4 x 1.000.000 \$/N°	4.000.000.-
Reposición de pavimento (m ²)	130 x 123.000 \$/m ²	<u>15.990.000.-</u>
T o t a l		\$ 42.209.800.-

Precio de doble colectora de diámetro 0,150 m por pavimento, de Asbesto Cemento R.C.P., con 20 conexiones cortas, para pavimento de 10 m de ancho.

Caño diámetro 0,150 m (m)	200 x 58.000 \$/m	11.600.000.-
Caño diámetro 0,100 m (m)	89 x 65.600 \$/m	5.838.400.-
Ramal diámetro 0,150 x 0,100 m (N°)	20 x 105.000 \$/N°	2.100.000.-
Curva diámetro 0,100 m (N°)	20 x 38.250 \$/N°	765.000.-
Marco y tapa de hierro fundido (N°)	4 x 700.000 \$/N°	2.800.000.-
Excavación: a cielo abierto (m ³)	334 x 20.000 \$/m ³	6.680.000.-
Acarreo y colocación de cañería (m)		
diámetro 0,150 m	200 x 11.600 \$/m	2.320.000.-
diámetro 0,100 m	89 x 7.300 \$/m	649.700.-
Bocas de registro (N°)	4 x 1.000.000 \$/N°	4.000.000.-
Reposición de pavimento (m ²)	130 x 123.000 \$/m ²	<u>15.990.000.-</u>
T o t a l		\$ 52.743.100.-

Precio por 1 hm de colectora de Hormigón Simple con junta elástica colocada en vereda, considerando que atraviesa 3 pozos absorbentes.

- Costo estimado de cruce de pozos absorbentes con caño de Hierro Fundido como camisa y cañería de Hormigón Simple con junta elástica.

Caño de Hierro Fundido de diámetro 0,350 m a espiga y enchufe.

Material s/camión

en fábrica (5 m) . . . 1.750.000 \$/caño
x 1 caño \$ 1.750.000.-

Transporte:

Gran Buenos Aires-Marcos Juárez

0,6425 t/caño x 320 \$/t.km x 500 km . . . \$ 102.800.-

Transporte local

0,6425 t/caño x 1.000 \$/t \$ 642,50
\$ 1.853.442,50

G.G. + B. + I. = 70% \$ 1.297.409,80

T o t a l \$ 3.150.852,30

Se adopta: \$ 3.151.000.-

- Reposición de vereda:

Colectora: 100 m x 0,80 m = 80 m²

En correspondencia con pozos absorbentes:

Reposición de vereda en correspondencia de pozos estimado =
= 6,6 m²

$$\text{Reposición vereda en pozos} = 6,60 \text{ m}^2 \times 3 = 19,80 \text{ m}^2$$

$$\text{Total reposición vereda} = 99,80 \text{ m}^2$$

$$\text{Se adopta} = \underline{100 \text{ m}^2}$$

- Excavación: a cielo abierto:

$$\text{Colectora: } 2 \text{ m} \times 0,65 \text{ m} \times 100 \text{ m} = 130 \text{ m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{Conexiones: } 10 \times 1,675 \text{ (largo)} \times 0,60 \text{ (ancho)} \times 1,50 \text{ m (prof.)} &= \\ &= 15,075 \cong 15,100 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\text{Total excavación: } 145,100 \text{ m}^3$$

$$\text{Se adopta} = \underline{145 \text{ m}^3}$$

- Cálculo longitud de cañerías:

Conexiones: diámetro 0,100 m

$$10 \times 2 \text{ m} = 20 \text{ m}$$

$$\text{diámetro } 0,150 \text{ m} = 100 \text{ m}$$

$$\text{Caño hierro fundido diámetro } 0,350 \text{ m} = 3.151.000.- \text{ \$/caño}$$

./.

Caño diámetro 0,150 m (m)	100 x 28.400 \$/m	2.840.000.-
Caño diámetro 0,100 m (m)	20 x 18.900 \$/m	378.000.-
Ramal diámetro 0,150 m x 0,100 m (N°)	10 x 87.400 \$/N°	874.000.-
Curva diámetro 0,100 m (N°)	10 x 33.000 \$/N°	330.000.-
Marco y tapa de hierro fundido (N°)	2 x 700.000 \$/N°	1.400.000.-
Caño de hierro fundido diámetro 0,350 m (N°)	3 x 3.151.000 \$/c	9.453.000.-
Excavación:		
a cielo abierto (m ³)	145 m ³ x 20.000 \$/m ³)	2.900.000.-
Acarreo y colocación de cañería (m)		
diámetro 0,150 m	100 x 11.600 \$/m	1.160.000.-
diámetro 0,100 m	20 x 7.300 \$/m	146.000.-
Bocas de registro (N°)	2 x 1.000.000 \$/N°	2.000.000.-
Reposición de vereda (m ²)	100 x 50.000 \$/m ²	<u>5.000.000.-</u>
T o t a l		26.481.000.-
		\$/hm

Cañería de P.V.C. con junta elástica y rígida, diámetro 0,110 m.

- Materiales

Costo s/camión en fábrica
incluido aro de goma

1 m/m x 10.447 \$/m 10.447 \$/m

- Transporte

Rosario-Marcos Juárez

0,0017 kg/m x 320 \$/t km x 144 km 78,34 "

- Mano de Obra

Descarga y estibado

0,01 h ay./m x 5.240 \$/h 52,40 "

10.577,74 "

G.G. + B. + I. = 70% 7.404,42 "

T o t a l i t e m 17.982,16 \$/m

Costo material caño diámetro 0,110 m 17.980.- \$/m

Cañería de P.V.C. con junta elástica - Acarreo y colocación en calle de tierra y doble colectora en pavimento.

Se considera que debe apoyarse el caño sobre una cama de arena de 0,04 m:

$$0,04 \text{ m} \times 0,60 \text{ m (ancho de zanja)} \times 1 \text{ m (long.)} = 0,024 \text{ m}^3$$

$$0,024 \text{ m}^3/\text{m} \times 1,6 \text{ t/m}^3 = 0,0384 \text{ t/m}$$

Cañería diámetro 0,110 m

* Materiales.

Arena: 0,0384 t/m x 44.800 \$/t 1.720,32 \$/m

- Colocación incluido carga y descarga

0,45 h of./m x 7.262 \$/h 3.267,90 "
 0,2 h ay./m x 5.240 \$/m 1.048.- "
 4.315,90 "

- Transporte

Arena: 0,0384 t/m x 1.000 \$/t 38,40 "
 Caño: 0,0017 t/m x 1.000 \$/m 1,70 "
 6.076,32 "

G.G. + B. + I. = 70% 4.253,42 "

T o t a l i t e m 10.329,74 \$/m

Total acarreo y colocación caño diámetro 0,110 m: -----
 10.300 \$/m -----

Cañería de P.V.C. con junta elástica y rígida, diámetro 0,160 m.

- Materiales

Costo s/camión en fábrica
incluído aro de goma

1 m/m x 21.043 \$/m 21.043.- \$/m

- Transporte

Rosario-Marcos Juárez

0,0024 t/m x 320 \$/t km x 144 km 110,59 "

- Mano de Obra

Descarga y estibado

0,02 h ay./m x 5.240 \$/m 104,80 "

21.258,39 "

G.G. + B. + I. = 70% 14.880,87 "

T o t a l i t e m 36.139,26 \$/m

Costo material caño diámetro 0,160 m = 36.200.- \$/m

Cañería de P.V.C. con junta elástica de diámetro 0,160 m -
Acarreo y colocación para calle de tierra y doble colectora en
pavimento.

- Materiales

Arena:

0,0416 t/m x 44.800 \$/t 1.863,68 \$/m

- Mano de Obra

Colocación incluido carga y descarga

0,85 h of./m x 7.262 \$/h 6.172,70 "

0,3 h ay./m x 5.240 \$/h 1.572.- "

7.744,70 "

- Transporte

Arena: 0,0416 t/m x 1.000 \$/t 41,60 "

Caño : 0,0024 t/m x 1.000 \$/t 2,40 "

9.652,38 "

G.G. + B. + I. = 70% 6.756,67 "

T o t a l i t e m 16.409,05 \$/m

Total acarreo y colocación cañería

diámetro 0,160 m 16.400.- \$/m

Cañería de P.V.C. con junta rígida, diámetro 0,110 m - Acarreo y colocación colocada en calle de tierra.

- Materiales

Arena: 0,0384 t/m x 44.800 \$/t 1.720,32 \$/m

- Mano de Obra

Colocación incluida carga y descarga

0,65 h of./m x 7.262 \$/h 4.720,30 "

0,28 h ay./m x 5.240 \$/m 1.467,20 "

- Transporte

Depósito a obra (camión)

Arena: 0,0384 t/m x 1.000 \$/t 38,40 "

Caño: 0,0017 t/m x 1.000 \$/t 1,70 "

7.947,92 "

G.G. + B. + I. = 70% 5.563,54 "

T o t a l i t e m 13.511,46 \$/m

Total acarreo y colocación

caño diámetro 0,110 m -----
13.500.- \$/m

Cañería de P.V.C. con junta rígida, diámetro 0,160 m.- Acarreo y colocación colocada en calle de tierra.

- Materiales

Arena: 0,0416 t/m x 44.800 \$/t 1.863,68 \$/m

- Mano de Obra

Colocación incluido carga y descarga

1,05 h of./m x 7.262 \$/h 7.625,10 "

0,38 h ay./m x 5.240 \$/h 1.991,20 "

- Transporte

Arena: 0,0416 t/m x 1.000 \$/t 41,60 "

Caño: 0,0024 t/m x 1.000 \$/t 2,40 "

11.523,98 "

G.G. + B. + I. = 70% 8.066,79 "

T o t a l i t e m 19.590,77 \$/m

Total acarreo y colocación

caño diámetro 0,160 m 19.600.- \$/m

Cañería de P.V.C. con junta rígida diámetro 0,110 m - Acarreo y colocación, colocada sobre pavimentos de 8 m y 10 m para conexiones cortas.

- Materiales.

Arena: 0,0384 t/m x 44.800 \$/t 1.720,32 \$/m

- Mano de Obra

Colocación incluido carga y descarga

0,98 h of./m x 7.262 \$/h 7.116,76 "

0,42 h ay./m x 5.240 \$/m 2.200,80 "

- Transporte

Depósito a obra (camión)

Arena: 0,0384 t/m x 1.000 \$/t 38,40 "

Caño: 0,0017 t/m x 1.000 \$/t 1,70 "

11.077,98 "

G.G. + B. + I. = 70% . . . 7.754,59 "

T o t a l i t e m 18.832,57 \$/m

Total acarreo y colocación

caño diámetro 0,110 m 18.800.- \$/m

Cañería de P.V.C. con junta elástica y rígida, diámetro 0,110 m.
Curvas a 45° incluido aro de goma sintética para junta.

- Material

Costo s/camión en fábrica

1 N°/N° x 19.282 \$/N° 19.282.- \$/N°

- Transporte

Rosario-Marcos Juárez

0,02 t/N° x 320 \$/t x 144 km 92,16 "

- Mano de Obra

Descarga y estibado

0,01 h ay./N° x 5.240 \$/h 52,40 "

19.426,56 \$/N°

G.G. + B. + I. = 70% . . . 13.598,59 "

T o t a l i t e m . . . 33.025,15 \$/N°

Costo curva a 45° de 0,110 m de

diámetro, c/u 33.000.- \$/N°

Cañería de P.V.C. con junta elástica y rígida - Ramal de 0,160 m
x 0,110 m

Ramal a 45° incluido aro de goma sintética para junta.

- Material

Costo s/camión en fábrica
incluido aro de goma

1 N° x 21.818 \$/N° 21.818.- \$/N°

- Transporte

Rosario-Marcos Juárez

0,0024 t/N° x 320 \$/t km x 144 km . . . 110,59 "

- Mano de Obra

Descarga y estibado

0,03 h ay./m x 5.240 \$/h 157,20 "

22.085,79 \$/N°

G.G. + B. + I. = 70% . . . 15.460,05 "

T o t a l i t e m . . . 37.545,84 \$/N°

Costo ramal de 0,160 m x 0,110 m, c/u 37.550.- \$/N°

./.

Precio por 1 hm de cañería de diámetro 0,160 m de P.V.C. con junta elástica y junta rígida, con 10 conexiones cortas y 10 conexiones largas, colocada en calle de tierra.

	<u>Junta elástica</u>		<u>Junta rígida</u>	
Caño diámetro 0,160 m (m)	100 m x 36.200 \$/m	3.620.000.-	100 m x 36.200 \$/m	3.620.000.-
Caño diámetro 0,110 m (m)	169 m x 17.980 \$/m	3.038.620.-	169 m x 17.980 \$/m	3.038.620.-
Ramal diámetro 0,160 m x 0,110 m (N°)	20 N° x 37.550 \$/N°	751.000.-	20 N° x 37.550 \$/N°	751.000.-
Curva diámetro 0,110 m (N°)	20 N° x 33.000 \$/N°	660.000.-	20 N° x 33.000 \$/N°	660.000.-
Marco y tapa de hierro fundido (N°)	2 N° x 700.000 \$/N°	1.400.000.-	2 N° x 700.000 \$/N°	1.400.000.-
Excavación a cielo abierto (m ³)	282 m ³ x 20.000 \$/m ³	5.640.000.-	282 m ³ x 20.000 \$/m ³	5.640.000.-
Acarreo y colocación cañería				
diámetro 0,160 m (m)	100 m x 16.400 \$/m	1.640.000.-	100 m x 19.600 \$/m	1.960.000.-
diámetro 0,110 m (m)	169 m x 10.300 \$/m	1.740.700.-	169 m x 13.500 \$/m	2.281.500.-
Bocas de registro (N°)	2 N° x 1.000.000 \$/N°	<u>2.000.000.-</u>	2 N° x 1.000.000 \$/N°	<u>2.000.000.-</u>
		<u>\$ 20.490.320.-</u>		<u>\$ 21.351.120.-</u>

Precio de doble colectora por pavimento de diámetro 0,160 m de P.V.C. con junta elástica y junta rígida, con 20 conexiones cortas, para pavimento de 8 m de ancho.

	<u>Junta elástica</u>		<u>Junta rígida</u>	
Caño diámetro 0,160 m (m)	200 m x 36.000 \$/m	7.200.000.-	200 m x 36.000 \$/m	7.200.000.-
Caño diámetro 0,110 m (m)	109 m x 17.980 \$/m	1.959.820.-	109 m x 17.980 \$/m	1.959.820.-
Ramal diámetro 0,160 m x 0,110 m (N°)	20 N° x 37.550 \$/N°	751.000.-	20 N° x 37.550 \$/N°	751.000.-
Curva diámetro 0,110 m (N°)	20 N° x 33.000 \$/N°	660.000.-	20 N° x 33.000 \$/N°	660.000.-
Marco y tapa de hierro fundido (N°)	4 N° x 700.000 \$/N°	2.800.000.-	4 N° x 700.000 \$/N°	2.800.000.-
Excavación a cielo abierto (m ³)	352 m ³ x 20.000 \$/m ³	7.040.000.-	352 m ³ x 20.000 \$/m ³	7.040.000.-
Acarreo y colocación de cañería				
diámetro 0,160 m (m)	200 m x 16.400 \$/m	3.280.000.-	200 m x 19.600 \$/m	3.920.000.-
diámetro 0,110 m (m)	109 m x 10.300 \$/m	1.122.700.-	109 m x 18.800 \$/m	2.049.200.-
Bocas de registro (N°)	4 N° x 1.000.000 \$/N°	4.000.000.-	4 N° x 1.000.000 \$/N°	4.000.000.-
Reposición de pavimento (m ²)	130 m ² x 123.000 \$/m ²	15.990.000.-	130 m ² x 123.000 \$/m ²	15.990.000.-
T o t a l		<u>\$ 44.803.520.-</u>		<u>\$ 46.370.020.-</u>

Precio de doble colectora por pavimento de 0,160 m de diámetro de P.V.C. con junta elástica y junta rígida, con 20 conexiones cortas, para pavimento de 10 m de ancho.

	<u>Junta elástica</u>		<u>Junta rígida</u>	
Caño diámetro 0,160 m (m)	200 m x 36.000 \$/m	7.200.000.-	200 m x 36.000 \$/m	7.200.000.-
Caño diámetro 0,110 m (m)	89 m x 17.980 \$/m	1.600.220.-	89 m x 17.980 \$/m	1.600.220.-
Ramal diámetro 0,160 m x 0,110 m (N°)	20 N° x 37.550 \$/N°	751.000.-	20 N° x 37.550 \$/N°	751.000.-
Curva diámetro 0,110 m (N°)	20 N° x 33.000 \$/N°	660.000.-	20 N° x 33.000 \$/N°	660.000.-
Marco y tapa de hierro fundido (N°)	4 N° x 700.000 \$/N°	2.800.000.-	4 N° x 700.000 \$/N°	2.800.000.-
Excavación a cielo abierto (m ³)	334 m ³ x 20.000 \$/m ³	7.040.000.-	334 m ³ x 20.000 \$/m ³	7.040.000.-
Acarreo y colocación de cañería				
diámetro 0,160 m (m)	200 m x 16.400 \$/m	3.280.000.-	200 m x 19.600 \$/m	3.920.000.-
diámetro 0,110 m (m)	89 m x 10.300 \$/m	916.700.-	89 m x 18.800 \$/m	1.673.200.-
Bocas de registro (N°)	4 N° x 1.000.000 \$/N°	4.000.000.-	4 N° x 1.000.000 \$/N°	4.000.000.-
Reposición de pavimento (m ²)	130 m ² x 123.000 \$/m ²	15.990.000.-	130 m ² x 123.000 \$/m ²	15.990.000.-
T o t a l		<u>\$ 44.237.920.-</u>		<u>\$ 45.634.200.-</u>