

31



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
CAMPUS ARAGON

EVALUACION ESTRUCTURAL DE LOS TANQUES
DE AIREACION DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO
DE AGUAS RESIDUALES DE LA CIUDAD DE
GUANAJUATO, GTO.

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

JUAN ELIGIO ZAMUDIO SANCHEZ

DIRECTOR DE TESIS:

ING. JOSE PAULO MEJORADA MOTA

285451

SAN JUAN DE ARAGON

2000



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central

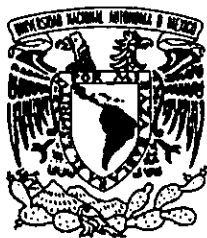


UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCION

JUAN ELIGIO ZAMUDIO SÁNCHEZ
P R E S E N T E.

En contestación a la solicitud de fecha 24 de marzo del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. JOSÉ PAULO MEJORADA MOTA pueda dirigirle el trabajo de tesis denominado, "EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE LOS TANQUES DE AIREACIÓN DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE LA CIUDAD DE GUANAJUATO, GTO.", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, 4 de abril del 2000
EL DIRECTOR

Lic. CARLOS EDUARDO LEVY AZOQUE



- C p Secretaría Académica.
- C p Jefatura de la Carrera de Ingeniería Civil.
- C p Asesor de Tesis.

CELV/AIR/MCA/vr

DEDICATORIAS

A DIOS

POR DARMÉ LA EXISTENCIA Y LAS FAULTADES PARA HACER REALIDAD ESTE SUEÑO, PORQUE CADA DÍA BENDICES MI CAMINO, GRACIAS SEÑOR.

A MIS PADRES:

JUAN MANUEL ZAMUDIO

EN TODO MOMENTO DE MI VIDA ESTAS PRESENTE, PORQUE NUNCA ME HAS DEJADO SOLO, Y DONDE QUIERA QUE ESTES, MI ESFUERZO LO DEDICO A TI.

MA. DEL CARMEN SANCHEZ

A TI DEDICO MI MEJOR ESFUERZO Y MI RECONOCIMIENTO A QUIEN HA SIDO MI MOTIVACION Y EL MEJOR EJEMPLO DE LUCHA, TODO ESTO NO SERIA POSIBLE SIN TI, GRACIAS MAMÁ.

A MIS HERMANOS:

CLAUDIA, BETO, VANESSA Y LUPE.

GRACIAS POR TODOS LOS MOMENTOS QUE HEMOS COMPARTIDO JUNTOS Y POR SU APOYO INCONDICIONAL.

A MI ASESOR:

ING. JOSE PAULO MEJORADA MOTA

POR TRANSMITIRME SU CAPACIDAD Y CONOCIMIENTOS, Y POR HABERME GUIADO TAN ADECUADAMENTE EN LA ELABORACION DE ESTE TRABAJO.

A LOS INGENIEROS:

ANTONIO LEAL LOPEZ Y TOMAS GARCIA CUEVAS

MI RECONOCIMIENTO POR EL AUXILIO TECNICO DE CONSULTORIA, ASI COMO POR LOS CONSEJOS RECIBIDOS Y POR LA AYUDA CONTINUA Y CONSTANTE QUE ME BRINDARON DURANTE TODO EL TIEMPO QUE ESTUVIMOS COLABORANDO JUNTOS.

AGRADECIMIENTOS A:

A LA COMISION NACIONAL DEL AGUA, POR TODO EL APOYO OBTENIDO PARA LA ELABORACION DE ESTE TRABAJO.

A MI ESCUELA LA ENEP ARAGON.

Y A TODOS LOS QUE DE ALGUNA MANERA HAN INFLUIDO EN MI SUPERACION, BRINDÁNDOME SU APOYO, AMISTAD Y CARIÑO.

Evaluación Estructural de los Tanques de Aireación de la Planta de Tratamiento de
Aguas Residuales de la Ciudad de Guanajuato, Gto.

INDICE

	PAGINA
CAPITULO I Introducción	I
CAPITULO II Antecedentes	4
CAPITULO III Información básica de la ciudad de Guanajuato	11
CAPITULO IV Tecnología aplicada	28
CAPITULO V Geotécnia y mecánica de suelos	40
CAPITULO VI Diseño estructural de los tanques de aireación	64
CAPITULO VII Revisión de la estabilidad de los tanques de aireación	89
CAPITULO VIII Conclusiones y recomendaciones	106
ANEXOS	108
BIBLIOGRAFIA	128

CONTENIDO

I. INTRODUCCION.

II. ANTECEDENTES.

- II.1 Relación de la ingeniería civil en el tratamiento de aguas residuales.
- II.2 Factores que afectan el funcionamiento de la planta de tratamiento.
 - II.2.1. Topografía.
 - II.2.2. Condiciones geotécnicas.
 - II.2.3. Solución de cimentación.
 - II.2.4. Filtraciones y fugas.
 - II.2.5. Durabilidad.
 - II.2.6. Sistemas de conexión.
 - II.2.7 Operación y conservación.

III. INFORMACION BASICA DE LA CIUDAD DE GUANAJUATO.

- III.1 MARCO FISICO.
 - III.1.1 LOCALIZACION GEOGRAFICA.
 - III.1.2 CLIMA.
 - III.1.3 INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA.
 - III.1.3.1 AGUA POTABLE.
 - III.1.3.2 ALCANTARILLADO.
 - III.1.3.3 OBRAS HIDRAULICAS.
 - III.1.4 GEOLOGIA Y EDAFOLOGIA.
 - III.1.5 FISIOGRAFIA.
 - III.1.6 OTROS SERVICIOS.
- III.2 ASPECTOS SOCIOECONOMICOS.
- III.3 APROVECHAMIENTOS ACTUALES Y POTENCIALES DE LAS AGUAS RESIDUALES CRUDAS Y TRATADAS.
- III.4 NECESIDADES DE TRATAMIENTO.
- III.5 CARACTERISTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES.

IV. TECNOLOGIA APLICADA.

- IV.1 CARACTERISTICAS PRINCIPALES DEL TANQUE DE AIREACION (REACTOR DISCONTINUO SECUENCIAL).
- IV.2 DESCRIPCION DEL PROCESO
- IV.3 APLICACION DEL PROCESO
- IV.4 CARACTERISTICAS PRINCIPALES DE LA TECNOLOGIA DEL TANQUE DE AIREACION
- IV.5 CALCULO DEL VOLUMEN DE LOS TANQUES DE AIREACION

V. GEOTECNIA Y MECANICA DE SUELOS.

V.1 DESCRIPCION DE LA ZONA DE ESTUDIO.

V.1.1 TRABAJOS DE CAMPO.

V.1.2 TRABAJOS DE LABORATORIO Y GABINETE.

V.2 GEOLOGIA LOCAL.

V.3 ESTRATIGRAFIA.

V.4 DEPOSITO DE JALES.

V.4.1 CONGLOMERADO ROJO FORMACION DE GUANAJUATO.

V.5 PRUEBAS DE LABORATORIO A JALES: DENSIDAD, PRUEBA DE CARGA, PRUEBA DE CARGA AXIAL, COMPASIDAD RELATIVA, PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR.

V.6 DEFINICION DEL PERFIL ESTRATIGRAFICO.

VI. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS TANQUES DE AIREACION.

VI.1 SISTEMA ESTRUCTURAL.

VI.2 NORMAS Y REGLAMENTOS.

VI.3 MATERIALES.

VI.4 CARGAS DE DISEÑO

VI.5 ANALISIS ESTRUCTURAL.

VI.6 DIMENSIONAMIENTO.

VII. REVISION DE LA ESTABILIDAD DE LOS TANQUES DE AIREACION.

VII.1 GENERALIDADES.

VII.2 CARGAS DE DISEÑO.

VII.3 INTERPRETACION DEL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS.

VII.3.1 DEFINICION DE LOS PARAMETROS DE DISEÑO.

VII.4 ESTABILIDAD POR ESFUERZOS.

VII.4.1 DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA.

VII.4.2 ANALISIS DE LA ESTABILIDAD.

VII.5 ESTABILIDAD POR DEFORMACIONES.

VII.5.1 CALCULO DE LOS ASENTAMIENTOS.

VII.6. RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS.

VIII. CONCLUSIONES.

ANEXOS.

BIBLIOGRAFIA

CAPITULO I
INTRODUCCION

CAPITULO I

INTRODUCCION

En la Ciudad de Guanajuato se construirá una planta de tratamiento de aguas residuales, la cual operará con un sistema de tratamiento de tipo biológico aeróbico, clasificado dentro del proceso de lodos activados como reactores secuenciales, en el cual su principal estructura y donde se lleva acabo el tratamiento son los tanques de aireación, es aquí donde el ingeniero civil dentro de la ingeniería ambiental participa realizando la evaluación estructural de los tanques de aireación para la mejor construcción de la planta.

El objetivo del presente trabajo de investigación es integrar la información necesaria para el calculo y diseño de tanques en plantas de tratamiento de aguas residuales a un caso real, y como apoyo técnico en la presentación de una metodología para el desarrollo de un proyecto de este tipo desde sus estudios básicos, proceso de tratamiento, mecánica de suelos, haciendo énfasis finalmente en el calculo y diseño de los tanques, así como la revisión del estado de servicio.

En el capitulo II se inicia con los antecedentes generales de la Ciudad de Guanajuato, sitio donde se llevará a cabo el proyecto, así como el papel que juega el ingeniero civil en el tratamiento de aguas residuales y los factores que afectan el funcionamiento de la planta de tratamiento. En el capitulo III esta contenida la información básica de la ciudad de Guanajuato, desde un punto técnico donde se desarrolla una investigación sobre el marco físico, su infraestructura hidráulica y los aspectos socioeconómicos así como los aprovechamientos actuales y potenciales de las aguas residuales crudas y tratadas. En el capitulo IV esta dedicado a todo lo que concierne a la tecnología aplicada en el proceso de tratamiento de aguas residuales, dando las características principales de los tanques de aireación, así como las etapas que comprenderá el proceso de tratamiento antes mencionado, la información contenida en este capitulo, se analiza desde el punto de vista técnico, pero sin llegar a profundizar en temas que quedan fuera del alcance de esta investigación. Los estudios de Geotécnia y Mecánica de suelos se presenta en el capitulo V del presente trabajo, proporcionados por los Laboratorios de Mecánica de Suelos, Materiales y Asfaltos de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad de Guanajuato, los cuales se pueden consultar para corroborar los criterios utilizados en el diseño de los tanques. Todos estos estudios nos proporcionan también la definición de ciertas características, como son aquellas obtenidas de los perfiles estratigráficos que se encuentran en el subsuelo. El capitulo VI esta dedicado a el diseño y cálculo estructural donde se dan las bases para que con ayuda de un software y con los métodos reconocidos de ingeniería se haga la evaluación, considerando las acciones permanentes, variables y accidentales en la condición mas desfavorable, así como los materiales y el diseño de los armados.

En el capítulo VII esta contenida la evaluación de la capacidad de carga del terreno así como las deformaciones, donde se define el comportamiento que tendrá la estructura con el suelo. Y por último en el capítulo VIII las conclusiones y recomendaciones.

CAPITULO II
ANTECEDENTES

CAPITULO II

ANTECEDENTES

En México, existen problemas de contaminación ambiental de todo tipo que han generado graves daños y que al no atacarse adecuadamente, tal vez produzcan consecuencias irreversibles o cuando menos difíciles de controlar y abatir. Se concede relevancia a la contaminación del agua, porque aún cuando la atmosférica y la producida por residuos sólidos, presentan graves consecuencias en las grandes ciudades y en los centros industriales, este problema se encuentra restringido a dichas áreas.

La contaminación del agua en cambio, tiene alcances globales y de impacto directo en gran parte de las actividades productivas, como se demuestra en las 320 cuencas hidrológicas estudiadas en el territorio nacional, donde se estimó la existencia de 441,000 millones de m³ de agua utilizables, de los cuales el 93 % corresponden a aguas superficiales y el restante 7% al subterráneo, equivalente a un volumen disponible de 110,000 millones de m³ de agua subterránea no renovable.

De este gran total, la mayor parte de dicho volumen se encuentra afectado en su calidad, de acuerdo a los usos a los que se le destina, hecho factible de entenderse si consideramos los informes ecológicos y estudios de calidad del agua realizados en el país, donde a nivel nacional se cuantifica una pérdida anual de 500 millones de toneladas al año del suelo fértil aunado a los procedimientos de agricultura y deforestación, así sea de la magnitud de cargas contaminantes, de aguas residuales que son vertidos a diferentes cuerpos receptores nacionales, citando como ejemplo a la carga orgánica que se estima en 1 720,300 toneladas al año. Asimismo, cabe señalar que debido a la sobreexplotación de los mantos acuíferos en diversas zonas del país y a la contaminación que esta fuente presenta, se está provocando una creciente salinización corroborada en citados estudios.

Guanajuato se ha conducido adecuadamente en el aprovechamiento de los recursos hidráulicos de modo tal, que es uno de los Estados de la República Mexicana más avanzado en materia de construcción de obras hidráulicas, además de considerársele uno de los Estados con mayor superficie de riego en nuestro país. Cabe señalar también que se encuentra identificado entre los que han logrado un uso más intensivo de sus recursos hidráulicos, ya que utiliza el equivalente al 90 % de su disponibilidad de agua en diversas actividades humanas, predominando los sectores agrícola, doméstico e industrial. Sin embargo, la falta de responsabilidad y concientización de los usuarios ha provocado no solo el desperdicio, sino también la contaminación de las fuentes originales de abastecimiento, generando

problemas de disponibilidad del recurso, del orden ecológico y del bienestar social.

La necesidad de mejorar e incrementar la cobertura de los servicios de agua potable y alcantarillado, a la población en la Ciudad de Guanajuato, obligaron a las autoridades a elaborar un estudio de factibilidad para analizar y proponer las alternativas que permitieran encauzar en forma adecuada y programada, estos trabajos.

Este estudio arrojó también las necesidades actuales que se tienen para sanear las aguas residuales y proteger a la población y al entorno ecológico.

Ante tal hecho, la administración municipal a optado por implementar un proceso de tratamiento de tipo biológico aeróbico, clasificado dentro del proceso de lodos activados como Reactores Secuenciales.

Las estructuras sanitarias para el mejoramiento del medio ambiente presentan algunos problemas que en otros usos del concreto resultan poco frecuentes. Los tanques de aireación donde se lleva a cabo el proceso de tratamiento son estructuras de concreto reforzado, en donde aquellos aspectos estructurales que permiten una mayor durabilidad de las estructuras, de acuerdo a conceptos concernientes a agrietamientos y deflexiones, así, como la durabilidad y la baja permeabilidad que se requiere en éstas, han obligado a los especialistas en esta área a regirse por una normatividad rigurosa y a utilizar concretos resistentes a los efectos corrosivos de las aguas residuales; aspectos que se evaluarán dentro de este trabajo de tesis.

II.1. RELACIÓN DE LA INGENIERÍA CIVIL EN EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.

Los avances obtenidos en el área de la Ingeniería Ambiental han sido posibles gracias al trabajo en equipo de profesionistas de distintas especialidades. Es por ello, que para poder evacuar, tratar y reutilizar las aguas residuales provenientes de los centros de población, se presenta la necesidad de resolver múltiples problemas relacionados con la química, la física, la biología y la economía por solo mencionar alguno de ellos.

La participación de estos profesionistas no solo se enfoca únicamente a resolver lo relacionado a su campo de acción, sino a proporcionar soluciones que redundará en el trabajo de los demás.

Es así como la Ingeniería Civil se encarga de materializar las propuestas hechas por el resto del equipo de trabajo, resolviendo los problemas relacionados con la

hidráulica, la mecánica de suelos, el diseño estructural y los métodos constructivos entre otros aspectos económicos, sociales y de protección al medio ambiente.

II.2. FACTORES QUE AFECTAN EL FUNCIONAMIENTO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO.

En la actualidad, las inversiones por construcción y equipamiento son cuantiosas y su operación puede presentar cargos anuales también muy fuertes, bajo las actuales condiciones económicas, no debería existir tal volumen de inversión improductiva por lo que dentro de los objetivos de este trabajo de tesis se pretende proporcionar una guía que facilite las labores de planificadores, diseñadores, constructores y en general, del personal técnico que interviene en el proyecto, construcción y operación de esta planta de tratamiento u otras, los factores que influyen en el comportamiento de la obra civil en condiciones que afectan el funcionamiento de las estructuras de una planta de tratamiento son:

- ✓ Topografía del terreno.
- ✓ Condiciones geotécnicas.
- ✓ Solución de cimentación.
- ✓ Impermeabilidad de las estructuras.
- ✓ Durabilidad de los materiales.
- ✓ Sistemas de conexión.
- ✓ Operación y conservación.

Si estas condiciones no son tomadas en cuenta en forma adecuada, pueden afectar la operación de las instalaciones, produciendo los siguientes efectos.

- ✓ Variación de cargas y gradientes hidráulicos.
- ✓ Hundimiento general y diferencial de estructuras.
- ✓ Fuga y filtraciones en tanques.
- ✓ Desintegración del concreto y corrosión del acero.
- ✓ Ruptura de tuberías.

II.2.1. Topografía.

Es frecuente que la ubicación de una planta de tratamiento sea en antiguas llanuras de inundación o próxima a cauces, por lo que la topografía en algunos casos será casi horizontal o bien cercana a taludes. Esta última condición puede afectar las estructuras aledañas a los taludes produciendo desnivelelaciones, o en casos extremos, el deslizamiento del talud, por lo que es aconsejable ubicar los tanques de proceso a una distancia razonable del hombro de éste, del orden de dos veces la altura del talud, cuando se cimiente superficialmente.

Para una operación eficiente del sistema hidráulico, que reduzca los consumos de energía al mínimo necesario, el flujo entre diversos procesos del tratamiento debe ser por gravedad. Esta situación se logra ubicando las estructuras a diferentes niveles, considerando las tolerancias que debe existir entre cada fase del proceso. Esta situación debe analizarse conjuntamente con el comportamiento esperado de la cimentación. La condición ideal desde el punto de vista topográfica e hidráulica, es la de utilizar un solo bombeo, al inicio o final de tratamiento.

II.2.2. Condiciones geotécnicas.

Cuando la localización de la planta sea en cauces, se debe tener presente que la estratigrafía será heterogénea, y se puede presentar una amplia variedad de materiales, desde fragmentos de roca y boleos, hasta suelos finos como limos, arcilla y materia orgánica, distribuidos en forma arráica en estratos horizontales y/o lentes aislados, las terrazas aluviales, en general, podrán soportar los esfuerzos que transmiten las estructuras, pero debe verificarse su compacidad relativa y resistencia. La presencia de suelos finos, mas deformables, obligan a determinar sus características de compresibilidad y resistencia.

II.2.3. Solución de cimentación.

En general, la capacidad de carga será suficiente para desplantar las estructuras típicas de una planta de tratamiento. La cimentación mas empleada en tanques de concreto es la compensada total o parcialmente, lo que se obtiene enterrando la estructura. Cuando la compensación es total, la estructura transmite al terreno el mismo esfuerzo que producía al suelo que se retira para alojar al tanque. En compensación parcial, la estructura transmite un esfuerzo mayor al del terreno excavado. Por los niveles hidráulicas requeridos es difícil obtener una compensación total en todos los tanques, por lo que algunos podrán ser parcialmente compensados y otros totalmente compensados, ya que pueden sufrir expansiones que reducen la diferencia de niveles hidráulicos, sobre todo en las últimas fases del tratamiento.

Cuando el terreno es firme como roca o materiales compactos, los movimientos diferenciales serán pequeños.

II.2.4. Filtraciones y fugas.

Todos los materiales tienen permeabilidad, algunos muy baja, como los suelos finos y el concreto y presentarán ligeras filtraciones. Es necesario distinguir dos permeabilidades: la primera del material cuando este sea homogéneo y continuo y la debida a discontinuidades, que es la que mayores dificultades presenta.

En el concreto hidráulico, las principales causas de fugas son las discontinuidades, producto de una construcción de mala calidad (segregación de agregados, fugas de lechada por cimbra en mal estado, excesivo vibrado, curado insuficiente, deficiente diseño y mala ejecución en la limpieza, colocación del adhesivo y empleo de productos inadecuados en el tratamiento de las juntas frías) son menos frecuentes las grietas por movimientos diferenciales en los elementos reforzados con acero.

La presencia de grasas, aceites y detergentes en la aguas residuales, mas la acción bacteriana, produce una costra sobre la superficie de suelos y concretos hidráulicos, que reducen la permeabilidad superficial. Las fugas que ocurren en grietas o discontinuidades grandes no se reducirán fácilmente y al vaciar alguna estructura, la costra formada podrá perder sus características de impermeabilidad, ya sea porque el flujo se invierta y la desprenda o por que se seque y agriete.

II.2.5.Durabilidad.

Los materiales que en mayor proporción se emplean en plantas son, en orden decreciente, suelos, concreto y acero, los que se encuentran sometidos al tanque mecánico, químico y biológico. La caracterización de las aguas que serán tratadas permite, además del diseño del proceso de tratamiento, determinar la presencia de gases agresivos al concreto y al acero, por lo que se debe establecer el tipo de protección que requieren los equipos y obra civil.

El principal deterioro de los concretos es producto de reacciones químicas, como las que ocurren entre los álcalis del cemento y el sílice de los agregados, entre el cemento y el agregado, y entre los álcalis y carbonatos, por lo que para disminuir éstas, se debe evitar los agregados deletéreos, verificar que los agregados sean de buena calidad, no reaccionen con los álcalis del cemento y reducir al mínimo la penetración del agua al interior del concreto, lo que se obtiene fabricándolo con especial atención, de manera que sea denso y compacto, con poco agrietamiento por contracción y lo mas resistente al ataque químico, lo cual sucede con estructuras sometidas a variaciones de niveles del agua y que contienen elementos poco robustos.

Una exposición sanitaria normal, se define como aquella en la que el concreto es impermeable, expuesto a líquidos con PH5 o solución sulfatada con menos de 1,500 mg/L. La exposición sanitaria mas severa es aquella que sobrepasa esos límites.

Durante el tratamiento de aguas residuales en condiciones anaerobias, se producen ácidos orgánicos, que si bien no degradan rápidamente al concreto, su ataque constante acabará por carcomer las superficies sumergidas y las expuestas a salpicaduras, llegando a descubrir el acero de refuerzo. El deterioro por el ácido

sulfhídrico en tuberías es una frecuente muestra del severo deterioro que se puede producir.

Las aguas servidas concentran las sales, principal enemigo de los elementos de acero y hierro, sobre todo el cloruro de sodio, por lo que además debe procurarse obtener un concreto impermeable y resistente a esta solución.

II.2.6. Sistemas de conexión.

Se ha hecho hincapié en el efecto que producen las deformaciones del subsuelo, que evidentemente afectan también a las condiciones hidráulicas entre las diferentes fases de tratamiento, por lo que las conducciones se ven sometidas a compresiones, tensiones, flexiones, arrastre por movimiento de cuerpos rígidos, así como al ataque químico.

Aún en terrenos firmes, por el solo efecto de contracción y expansión térmica del concreto, se producen movimientos de las estructuras, por lo que deberá considerarse en los análisis estructurales e hidráulicos y diseñar las conexiones, de forma que permitan ajustar su posición prácticamente al final de la construcción. De igual forma, los elementos vertedores deben ser diseñados para su ajuste final o correctivo, con el fin de proporcionar los niveles de proyecto, ya que las variaciones en éstos modifican tiempos de retención de cada fase del tratamiento y por tanto, la eficiencia del sistema.

II.2.7. Operación y conservación.

Es poco común el considerar que las obras civiles se operan, si bien en general se reserva anualmente una pequeña partida para mantenimiento. En sistemas de tratamiento por lo general se elabora un Manual de Operación y Mantenimiento, pero no se incluye a las estructuras civiles. Una planta de tratamiento puede quedar fuera de operación y trabajar con baja eficiencia por no operar y conservar en forma correcta a sus estructuras, lo que obligará a reparaciones mayores y en situaciones extremas, a su cierre definitivo.

Se debe incluir en el manual de operación los aspectos relativos a la obra física, y conservación en las instalaciones un juego de los planos y especificaciones de construcción y equipamiento, a fin de realizar el mantenimiento preventivo conforme a las normas originales.

CAPITULO III
INFORMACION BASICA DE LA CIUDAD DE GUANAJUATO

CAPITULO III

INFORMACION BASICA DE LA CIUDAD DE GUANAJUATO.

III. I MARCO FÍSICO

III. I. I Localización geográfica.

El Municipio de Guanajuato se encuentra ubicado en el estado del mismo nombre y constituye la capital de la entidad, sus colindancias dentro del estado.

AL NORTE:	Con el Municipio de San Felipe,
AL SUR:	Con los Municipios de San Miguel de Allende, Salamanca e Irapuato,
AL ESTE:	Municipio de Dolores Hidalgo,
AL OESTE:	Con León y Silao.

La posición geográfica del municipio queda comprendida entre los:

101° 03' 53'' y los
101° 27' 38'' de Longitud al Oeste del Meridiano de Greenwich.

Y los:

20° 48' 59'' y los
21° 13' 10'' de latitud norte.

La posición Geográfica de la Ciudad de Guanajuato, cabecera del municipio y capital del Estado.

101° 15' 20'' de arco equivalentes a:
6H 45M 1.35 al Oeste del Meridiano de Greenwich.

Y a los:

21° 01' 01'' de latitud norte y cuyo punto es la torre de la Iglesia de la Compañía.

El territorio Municipal tiene un área de 1 010.70 kilómetros cuadrados, equivalentes al 3.31 % del área total del Estado, ocupando el noveno lugar en extensión de los 46 municipios que comprenden el estado.

NOMBRE	LATITUD NORTE		LONGITUD OESTE		ALTITUD
	GRADOS	MINUTOS	GRADOS	MINUTOS	
GUANAJUATO	21	01	101	15	2000
MARFIL	21	00	101	17	1900
SANTA TERESA	20	58	101	19	1920
SAN JOSÉ DE LLANOS	20	51	101	19	1790
CAÑADA DE BUSTOS	20	54	101	19	1850
LA SAUCEDA-SANTA FE DE GUADALUPE	20	54	102	11	180
PUENTECILLAS	20	56	101	17	1860

Tabla III.1 Localidades principales del municipio de Guanajuato.

III.1.2 CLIMA

TEMPERATURA MEDIA ANUAL (GRADOS CENTÍGRADOS)

PERIODO	TEMPERATURA PROMEDIO	TEMPERATURA DEL AÑO MAS FRIO	TEMPERATURA DEL AÑO MAS CALUROSO
1981-1995	18.5	17.3	19.8

PRECIPITACION MEDIA ANUAL (mm)

PERIODO	PRECIPITACION PROMEDIO	PRECIPITACION DEL AÑO MAS SECO	PRECIPITACION DEL AÑO MAS LLUVIOSO
1981-1994	697.8	490.3	979.9

III.1.3 INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA.

III.1.3.1 Agua potable.

El servicio de agua potable en el municipio de Guanajuato esta a cargo del Sistema de Agua Potable y Alcantarillado de Guanajuato (SIMAPAG). En la ciudad capital, el suministro se realiza a través de 20,045 tomas, de las cuales 14,521 se ubican en el área de estudio, mientras que 5,524 corresponden a las nuevas zonas de desarrollo ubicadas en la parte oriente de la ciudad.

Según información proporcionada por el organismo operador, el volumen de agua distribuido durante 1997 fue de 6,842,035 metros cúbicos, equivalentes a 216.96 litros por segundo, de los cuales 4,511,720 se proporcionan mediante bombeo y los 2,330,315 restantes se repartieron por gravedad.

Esta información nos permite inferir que la dotación promedio por toma en la Ciudad de Guanajuato es de 28.44 metros cúbicos al mes por toma.

Por otro lado, el INEGI determino para el municipio de Guanajuato un índice de hacinamiento de 5.3 habitantes por vivienda, lo que permite determinar que la dotación promedio en la ciudad de Guanajuato es de 176.44 litros/habitante/día.

De acuerdo a las recomendaciones de la Comisión Nacional del Agua, la dotación de agua potable para localidades con una población comprendida entre los 70,000 y 150 000 habitantes con clima templado es de 250 litros/habitante/ día, lo que hace suponer que existe un déficit en la dotación por 73.56 litros/habitante/día equivalentes a 2 852 440 metros cúbicos anuales, lo que representa que la dotación debería ser incrementada en un 41.70 %.

A pesar de que esta cifra se sustenta en información de la Comisión Nacional del Agua, vale la pena considerar que este valor se da únicamente como recomendación y es de carácter general, pues no considera los factores específicos de cada población. En el caso específico de la Ciudad de Guanajuato, este índice no se apega del todo a la realidad, pues la topografía de la zona urbana la mayoría de las viviendas carecen de jardín, lo que implica que las necesidades de agua sean menores. La cantidad de agua por toma destinada al riego de jardines se puede estimarse considerando una superficie de 24 metros cuadrados de jardín por predio con una lamina de agua de 8 mm por día, lo que permite calcular un volumen de 5.76 metros cúbicos por mes para este uso. Si se deduce este volumen de la dotación de 250 litros/habitante/día, se obtiene un valor de 231.77, lo que permite inferir que el déficit es del orden de los 1, 447, 547 metros cúbicos anuales, es decir un 21.16 %.

De acuerdo con información de SIMAPAG, la cobertura de servicio en la zona de estudio es del 100 % de las viviendas instaladas, por lo que el déficit calculado no se puede atribuir a la cobertura sino a la dotación.

El hecho anterior esta avalado históricamente por la carencia de agua que sufre la ciudad en época de estiaje, la cual obedece a que un 40 % del agua suministrada proviene de presas, las cuales acusan una disminución de caudal en el sitio.

Según el inventario de fuentes de abastecimiento del SIMAPAG, en 1997 se disponía de 2,561,00 metros cúbicos de agua acumulada en presas, lo cual es congruente con la cantidad de agua superficial distribuida en 1997 (2,665,314

metros cúbicos), sin embargo, en los pozos, se efectuaron rehabilitaciones y reparaciones de equipo durante 1997 y 1998, lo que permite tener disposición de 315.59 litros por segundo, equivalentes a 9,952,446 metros cúbicos anuales.

El hecho anterior permite suponer que es factible proporcionar una dotación menos restringida, es decir de 213.77 litros/habitante/día.

III.1.3.2 Alcantarillado.

El servicio de alcantarillado en la Ciudad de Guanajuato fue proporcionado hasta el año de 1996 por el H. Ayuntamiento y fue entregado posteriormente al Sistema Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Guanajuato (SIMAPAG) para su administración por lo que a la fecha se carece de un catastro de redes de alcantarillado, contándose como única información con un plano de noviembre de 1991 elaborado por la Comisión Nacional del Agua. Según este documento, el sistema de alcantarillado existente tiene capacidad para dar servicio a 83,453 habitantes, lo cual permite inferir que la cobertura del servicio de alcantarillado es del 100 % de la población instalada.

Las características topográficas e hidrográficas de la Ciudad de Guanajuato determinan que la zona urbana sea atravesada por varios ríos y arroyos, los cuales han sido embovedados en su tramo de recorrido de la ciudad, fungiendo los más de ellos como colectores sanitarios combinados.

De acuerdo al plano de alcantarillado proporcionado por el SIMAPAG, se puede citar los siguientes colectores y su correspondiente área de influencia.

SUBCOLECTOR PASTITA: Tiene una longitud de 950 metros, recibe las descargas del barrio de Pastita, balcones de Guanajuato, barrio Ladera de San Jerónimo, Fraccionamiento Mineral de Sirena y de los Arquitectos. Este colector descarga sus aguas, junto con las del arroyo de Pastita hacia el túnel del Coajin, para finalmente evacuar las aguas hacia el río Guanajuato.

SUBCOLECTOR DE CATA: Tiene una longitud de 1,900 metros. Recibe las descargas de los barrios de Mineral de Mellado, Mineral de Cata, Barrio de San Luisito, Barrio Nuevo y Barrio de Gualdra y San Clemente. Este subcolector se junta con las aguas provenientes del arroyo de Cata y se junta con el arroyo Durán para descargar finalmente en el arroyo de Rocha, que es afluente del río Guanajuato, a través del túnel dos ríos.

SUBCOLECTOR ALAMEDA: Tiene una longitud de 690 metros. Colecta las descargas del barrio de la Alameda y se conecta al colector principal de la calle subterránea.

SUBCOLECTOR GUADALUPE: Tiene una longitud de 920 metros. Capta las descargas provenientes del barrio de Guadalupe, descarga al colector principal aguas debajo de la descarga del subcolector Alameda.

SUBCOLECTOR SAN JAVIER: Tiene una longitud de 1,190 metros. Colecta las aguas del fraccionamiento Los Filtros, San Javier, Barrio de Salgado, se conduce a lo largo de la calle Alhóndiga y descarga sobre el tramo embovedado del arroyo de Cata en la zona denominada dos ríos, para finalmente ser desalojado de la ciudad a través del túnel dos ríos al arroyo de Rocha.

SUBCOLECTOR MUNICIPIO LIBRE: Tiene una longitud de 434 metros. Colecta las aguas de la colonia Municipio Libre y la descarga hacia el colector principal.

SUBCOLECTOR CARRIZO: Tiene una longitud de 650 metros. Recibe las descargas del Barrio de la Galería, Fraccionamiento La Venada, El Carrizo, Tepetapa y la descarga al colector principal.

SUBCOLECTOR MEJALLOTE: Tiene una longitud de 450 metros. Recibe las descargas del barrio del Mejallote, un sector del Pueblo de Rocha y un sector de Noria Alta y las conduce hacia el río Guanajuato.

SUBCOLECTOR NORIA ALTA: Tiene una longitud de 514 metros. Recibe las descargas de la unidad habitacional Noria Alta y las conduce hacia el río Guanajuato.

SUBCOLECTOR PASEO DE LA PRESA: Inicia en la Presa de la Ola y baja por la calle denominada Paseo de La Presa, recibe las descargas laterales de los callejones San Juan de Dios, Subida del Molino, Ladera de Sta Gertrudis, Callejón del Saucillo, Callejón de los Garrido, Barrio de El Cambio, El Callejón de Zaragoza y se conduce hasta el Paseo de las Embajadoras, en donde se desvía a través del túnel del Coajín, al río del túnel, afluente del Río Guanajuato.

COLECTOR PRINCIPAL: Tiene una longitud de 4,950 metros. Recibe las descargas del centro de la ciudad, se conduce en el cauce del río en su tramo urbano, por debajo de la calle subterránea para continuar en tramo abierto como el río Guanajuato.

III.1.3.3 Obras hidráulicas

La Ciudad de Guanajuato, por encontrarse enclavada en la cañada de la sierra, dispone de diversas obras de captación superficial, algunas de las cuales tiene la finalidad de regular avenidas y otras de captación de agua para abastecimiento.

Dentro de los embalses existentes en la ciudad se pueden destacar los siguientes:

Presa de la Olla: Se construyó con fines de abastecimiento a la ciudad de Guanajuato y durante varios años cumplió su cometido. Actualmente no realiza esta función, cuenta con un embarcadero y es objeto de festividades tradicionales como la apertura de las compuertas. Capta los excedentes de la Presa de San Renovato, así como los arroyos Las Comadres y Agua Fría. Su cortina se ubica sobre la cota 2,080.

Presa de San Renovato: Se construyó para proteger a la presa de la Olla de los azolves, embalsa las aguas del arroyo Del Puerto y arroyo de Los Cuervos. Su cortina se ubica sobre la cota 2,100.

Presa Pozuelos: Recibe el nombre Del Chorro y los escurrimientos pluviales del Cerro del Hormiguero, Cerro las Lechuguillas y Cerro Colorado. Su cortina se ubica sobre la cota 1,990.

Presa de los Santos: se ubica en el poblado de Marfil, se construyó para dotar de agua a las haciendas de beneficio situados en dicha localidad, actualmente no tiene fines de abastecimiento recibe las aguas del arroyo de La Aldana. Su cortina se ubica sobre la cota 1,960.

Presa La Soledad: Se encuentra en la sierra de Guanajuato, recibe las aguas del Río El Durazno, tiene una capacidad de almacenamiento de 1,600,000 metros cúbicos y se utiliza con fines de abastecimiento para la ciudad de Guanajuato. Su cortina es de tierra y enrocamiento con una longitud de 140 metros y una altura de 34 metros y se ubica sobre la cota 2,20.

Presa La Esperanza: Se ubica en la sierra de Guanajuato, recibe las aguas del Río El Durazno, tiene una capacidad de almacenamiento de 1,600,000 metros cúbicos y se utiliza con fines de abastecimiento para la Ciudad de Guanajuato. Su cortina es de gravedad y ornamental, con una longitud de 140 metros y una altura de 34 metros y se ubica sobre la cota 2,280.

III.1.4 Geología y edafología.

En la sierra de Guanajuato las rocas que atraviesan a la poderosa formación sedimentaria de las pizarras arcillosas son las rocas diabasicas que se han llamado en general, "rocas verdes", las que afloran especialmente en las barrancas de Esperanza, la Calera y la Concepción y también se han encontrado en las profundidades de algunas minas como Cata, Tepeyac y Protectora, habiendo sido observadas, intercaladas con las pizarras arcillosas por primera vez, por el Barón

de Humboldt, en el tiro general de Valenciana y en los planes de la mina de San Bernardo, son parte cuarcíferas por la segregación de este mineral en el magma y afectan estructuras muy variadas, debidas en parte a fenómenos de metamorfismo dinámico, pues estas rocas, después de su inyección en las pizarras estuvieron sometidas a energéticos esfuerzos de tensión y compresión juntamente con las pizarras arcillosas durante la formación de las montañas en cuya construcción entran.

Las mencionadas rocas diabasicas, en la sierra de Guanajuato, se extienden desde los alrededores de la Luz, forman el Cerro del Picacho del Sabino, al Sureste; los cerros Bayo Viznaga y los Tomates al este y el cerro Prieto por el Noroeste, continuando desde este último punto, por el Guapillo, hasta los alrededores de la presa de la Esperanza, también se las encuentra al norte de Santa Rosa, rumbo a las Minas de San Amado, el Cristo y San Lorenzo, así como en San Nicolás del Monte, al norte del Cerro de Chichindaro y en varios otros puntos.

Bajo la forma de corrientes se presentan las andesitas de hiperstena y augita, en tanto que aparecen como diques de color verdoso las andesitas de piroxena. Las riolitas forman un notable cuello volcánico en el centro de Chichindaro, y en este cerro son de una estructura, en parte, esfoliada; se presentan también las riolitas, ya sea como corrientes o bien como erupciones en mesa, y tanto estas rocas volcánicas como las andesitas se encuentran con frecuencia cubiertas por un grueso capote de sus tobas y brechas respectivas, que son el resultado del depósito efectuado sobre ellas del material detrítico y cinerítico durante la erupción.

Los basaltos y rocas basálticas existen en muchos sitios del municipio, en la Sierra de Guanajuato forman el Cerro del Cubilete y las corrientes de lava en Aguas Buenas, siendo una buena parte de estas rocas basálticas, de edad muy reciente, pues son pleistocenas.

Un depósito sedimentario correspondiente a la edad terciaria y que pertenece probablemente al neoceno, típico de la Ciudad de Guanajuato y de otras cuencas terciarias de México, es el "conglomerado rojo", formación sobre la cual está sentada la ciudad Capital, cortada en gran parte, por la cañada de Marfil, este conglomerado es conocido localmente con el nombre de Frijolillo, por el aspecto alargado y redondeado de los elementos que la forman y que presentan, en algunos lugares, cierta semejanza con aquella semilla.

Los elementos que constituyen este conglomerado son fragmentados de acarreo de granitos, sienitas, pizarras arcillas y principalmente, rocas volcánicas unidas por un cemento arcilloso rojizo, fragmentos cuyo tamaño disminuye a veces tanto, que llega a constituir entonces verdaderas areniscas de grano fino, tales como areniscas rojas que se observan en las faldas meridionales del cerro de

Sirena y las areniscas verdes formadas en parte por el acarreo del material de las tobas volcánicas por el agua que constituye la formación llamada "Locero" en la Ciudad de Guanajuato, de donde se extraen los materiales de construcción tan hermosos que se ven en los principales edificios de la ciudad y en la Presa de la Esperanza, en la cual se han aprovechado estas areniscas, no solamente como materiales de construcción, sino como verdadero material de ornamentación, (en los tableros de parapeto de su cortina). Estos depósitos detríticos tienen un espesor de mas de 400 metros (el conglomerado) y ocupan considerablemente una extensión, mostrándose este bajo de la Veta Madre; se extiende por el Nopal, hasta marfil, Mesa de Dinero, cerro Bayo y la vertiente noroeste del Pico de Cantera. Se encuentra en el cerro de la Bolita, en Bufa y en los Cerros de las Aguilas y Santa Teresa y se pierde bajo los llanos de Burras y Cuevas.

Los depósitos cuaternarios de transporte a veces directamente sobre los granitos, así se observan en los alrededores del rancho de Arperos, donde contienen estos depósitos de restos fósiles pertenecientes a diversas especies de algunos de los grandes proboscidianos de esa época; Elphas y mastodon.

La mayoría de los criaderos de Guanajuato se acantonan en las regiones montañosas del municipio y se encuentran de preferencia en las Sierras de Guanajuato, vetas metálicas muy ricas, principalmente de plata y oro, y como criaderos de minerales de menor importancia, de plomo, cobre, hierro, estaño y mercurio; siendo entre estos últimos, de cierto interés los criaderos de estaño que se encuentra como criaderos de acarreo (casitería arriñonada) en los terrenos de Cerro Bayo, Rodeo y Hacienda de la Saucedá.

En la sierra de Guanajuato y dentro del municipio y en los alrededores de la ciudad se encuentra el poderoso filón argentífero conocido con el nombre de "Veta Madre", descubierto en 1550 y celebre en la historia de la minería mexicana por las vetas famosas y bonanzas que ha producido. Las Minas abiertas en él y sobre vetas de la Sierra de Guanajuato han llegado a producir, en metales preciosos y durante las más señaladas épocas bonancibles, cerca de cuarta parte de la producción total de la república, pudiendo citar como cifra de producción para el largo periodo comprendido entre los años de 1791 a 1852, la de seis a ocho millones de pesos por año.

Como dato curioso, puede decirse que el tiro de "Nueva Luz" ha sido la exploración más profunda, pues alcanzo una profundidad de 620 metros, es decir, se encuentra a mas de 180 metros, debajo de los planos mas profundos de la antigua mina de Valencia.

El tiro de "Nueva Luz" labrado en la diabasa hasta los 280 metros, y en pizarra Arcillosa negra "Hoja de Libro", en el resto de su profundidad es decir, en un tramo de 320 metros, fue abierto en un aloma poco distante en la mina de "El

Nopal", por cierto en la actualidad es una mina experimental para los alumnos de la Escuela de ingeniería de Minas de la Universidad de Guanajuato y su brocal esta situado a 93.80 metros abajo del brocal del tiro general de Valenciana, ganando así, por consiguiente, esta diferencia de nivel, en profundidad, con respecto a aquel tiro.

Con la apertura del ya mencionado tiro "Nueva Luz", se ha venido a completar en Guanajuato, la serie de tiros que los antiguos mineros abrieron para disfrutar tramos mas y más profundos de la "Veta Madre", tiros que pueden observarse en los alrededores de la mina de Valencia, por orden ascendente de profundidad, partiendo del tiro de "El Cristo", el más antiguo de todos de 208 metros de profundidad; enseguida viene el tiro de "San Antonio", con 240 metros, después el de "Guadalupe", con 350 metros, enseguida el tiro general de Valenciana (San José), con 350 metros, y por último, el de "Nueva Luz", que alcanzo la profundidad citada de 620 metros, y que se pretendía llevar hasta los 1 000 metros.

La localización geológica de este tiro es excelente pues se encuentra situado enfrente y casi en medio de los grandes clavos disfrutados a niveles superiores en la mina de Valencia y a los 600 metros, de profundidad fue abierto un crucero con rumbo 29° 30' noroeste, para hacer el corte de la "Veta Madre".

III.1.5 FISIOGRAFIA.

La Ciudad de Guanajuato se extiende en un estrecho valle bastante largo y de un curso muy irregular entre los cerros que la circundan.

AL NORTE: Cerro del Cuarto y sus desprendimientos menores.

AL SUR: Cerro San Miguel y en cuya cima se localiza una pequeña planicie llamada las carreras.

AL ORIENTE: El cerro de Sirena y que se continua por la cañada con el cerro de San Miguelito. La Leona y otros mas que son de menor importancia.

AL NOROESTE: queda Mellado, Cata y Valenciana. El caserío de la ciudad se localiza sobre las laderas de todos los cerros de tal manera que hay casos que las azoteas de las casas son el patio de otras a lo largo de estrechos callejones y, en la parte que se considera como estrecho valle solo hay dos calles sumamente sinuosas y en muchos lugares muy angostas; estas calles siguen el curso del Río Guanajuato que atraviesa la ciudad en toda su longitud y una parte del río Cata que es afluente del Guanajuato.

Fisiografía

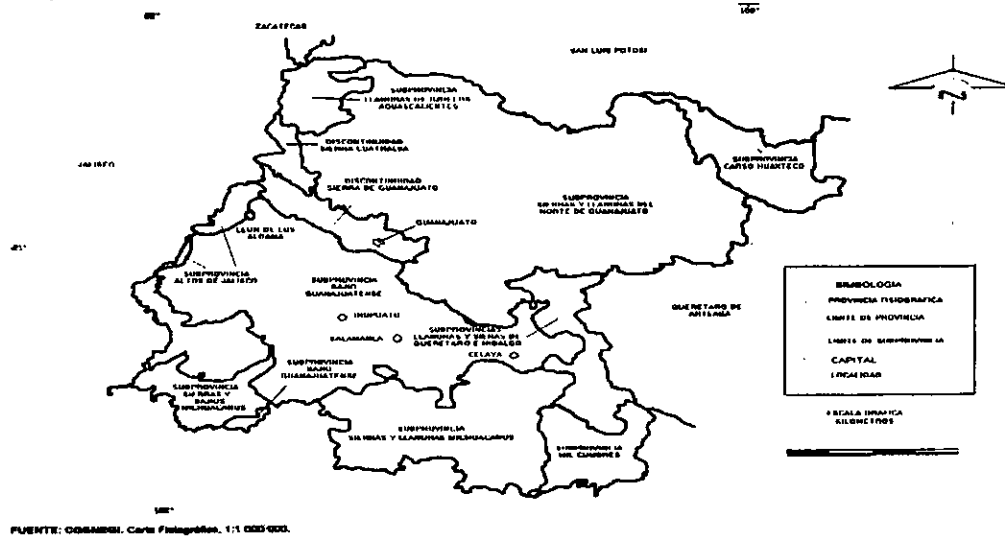


Fig. III.2 Fisiografía de la ciudad de Guanajuato, Gto.

III.1.6 OTROS SERVICIOS.

Las principales actividades que se desarrollan en la Ciudad de Guanajuato son:

La minería: por estar ubicada una gran veta de producción argentífera, Guanajuato es productor de plata por excelencia.

El turismo: la Ciudad de Guanajuato reúne una serie de atractivos, históricos, culturales y fisionómicos que han hecho de esta localidad un sitio turístico por excelencia.

La administración: la Ciudad de Guanajuato, por ser la capital del Estado, es la sede de los poderes de la entidad, lo que hace que la actividad de administración pública destaque.

La educación: la Universidad de Guanajuato, de las más antiguas del país ha sido y es, por excelencia un centro de enseñanza que recibe muchos estudiantes de dentro y fuera de la entidad.

De las actividades enunciadas anteriormente, la minería es un gran consumidor de agua, pero como la mayoría de las actuales explotaciones mineras se encuentran

fuera del contexto urbano, las descargas de aguas residuales no inciden de manera significativa sobre la calidad de aguas.

El turismo y la educación, aunque se consideran actividades domésticas, tienen influencia en cuanto a los volúmenes de generación de aguas residuales, ya que tanto el turismo como los estudiantes constituyen una población flotante de importancia si se considera que la infraestructura hotelera ofrece 1,800 cuartos de hotel, se podrá visualizar que en épocas de temporada turística existirá un ligero incremento en la demanda de agua y por lo tanto en las descargas.

La capacidad de la infraestructura turística en el municipio de Guanajuato se puede integrar con los siguientes componentes:

- ✓ Establecimientos de Hospedaje.
- ✓ Servicios urbanos y estacionamientos.
- ✓ Comercios, conexos y artesanías.
- ✓ Alimentación y servicios médicos.
- ✓ Información y orientación.

Establecimientos de hospedaje: en la Ciudad de Guanajuato sede del conjunto urbano de mayor historia en el país y por ser la ciudad más visitada, presenta y ofrece al visitante diversas opciones del contexto urbano, se ofrecen servicios de hospedaje en la zona centro, en las zonas suburbanas, en las zonas periféricas y en los poblados adyacentes. Cada zona presenta ventajas y desventajas a los diversos componentes de la infraestructura turística, afectando en distinto nivel el comportamiento de la demanda.

III.2 ASPECTOS SOCIOECONOMICOS.

En el municipio de Guanajuato el hábitat condiciona actualmente en dos contextos a su gente; la gente que vive en la cabecera municipal y el contexto rural representativo de casi 42 % de la población total, los ríos que irrigan el sur del territorio han motivado la localización de un importante número de pobladores, estas gentes han venido necesitando aquellos elementos que van vinculados con el asentamiento de viviendas (infraestructura y servicios), carencias que satisfechas en diversos niveles van forjando las condiciones del hábitat, viviendas de adobe y en barro, el material lo obtienen con cierta facilidad en los terrenos aledaños, las gentes que habitan actualmente en la sierra presentan un hábitat muy diferente, sus condiciones económicas, que llegan a los límites de la subsistencia los margina y encauza a emigrar a la zona urbana, (en el mejor de los casos se establecen en el perímetro urbano, edificado y conformando un hábitat más deprimente y rechazante), seguramente ausentes de toda armonía humana, ahí se gestan las desigualdades, y los altos costos en los servicios públicos.

El sacrificio de regiones para acelerar o mantener en evolución el consumo en otra, ha tenido resultados fatales por que no se aprovechan los recursos disponibles en los sitios en que se ha procedido de esa manera.

Guanajuato, la ciudad Cabecera del Municipio del mismo nombre, es una población eminentemente turística: su topografía es cuna de un milagro arquitectónico que solo se explica por la ambición de los primeros pobladores que atraídos por la inmensa fortuna que guardaban sus entrañas, construyendo un apiñamiento de casas que se nos antoja increíble y fascinante.

Su situación geográfica, sus comunicaciones, sus atractivos culturales y sus servicios contribuyen también a que Guanajuato sea la principal ciudad turística de la Entidad y que haya sido escogida por el Gobierno Federal, con la aceptación y el respaldo económico del Gobernador del Estado para sede del Festival Internacional Cervantino, evento institucional que se celebra cada año.

El turismo considerado como fenómeno, es un hecho primordialmente humano, que consiste en el desplazamiento temporal, libre, agradable y pretendido en si mismo, de la residencia habitual, emprendido por el motivo humano, no exclusivamente lucrativo no profesional.

En las estadísticas el turismo no se perfila tanto y el concepto puramente económico del turismo equivalente al del viajero que invierte dinero procedente del país de origen para gastos de tipo personal, sea cual sea su intención y su motivo.

Es muy importante resaltar ese carácter individual y humano del turismo. Evidentemente, que el turismo crea una serie de relaciones que han de ser tratadas desde un punto de vista económico-social y político; pero estas relaciones y este tratamiento no son el turismo en si, sino una consecuencia del hecho original, del fenómeno turístico, que es ante todo profundamente humano. El hecho de que las consecuencias sean económicas no nos autoriza a considerar el turismo como un fenómeno íntegramente económico.

El turismo es un arte que nunca podrá deshumanizarse , nunca podrá abstraerse, porque en cuanto deje de ser humano solamente deja de ser arte, como le pasa a toda arte, sino además deja de existir. Es perfectamente comprensible que los grandes promotores del turismo, lo que realmente ejercen la vocación artística del turismo se sienten un poco músicos, un poco escultores, un poco dibujantes; en el fondo de la identificación de voluntades que da la promoción vocacional del turismo es una identificación de mente creadora, sobre una materia dócil, pero que tienen dificultad y el goce supremo de ser libre.

El agua, es de todos conociendo el propósito y empeño con que las autoridades procuraron solucionar las necesidades crecientes de agua potable para

la ciudad capital, principalmente, dado que se estaban presentando síntomas de paralización en sus actividades fundamentales, y proporcionando el rechazo al poblamiento (el ritmo de edificación de viviendas fue casi nulo en 1983, disminuyendo notablemente en 1981 y 82) y si elevándose el volumen de personas que residiendo en Irapuato y Silao concurren diariamente a sus labores a esta ciudad.

El sistema de abastecimiento finalmente fue integrado con los pozos de Puenteillas y las presas existentes, proporcionando en conjunto el agua que requiere la población.

El sistema de pozos se localiza en las inmediaciones del poblado de Puenteillas, se extrae agua de 300 metros de profundidad, promedio, se conduce con una tubería de 20" a 6" de diámetro en una longitud de 28 kilómetros (14 kilómetros antes del Carcamo y 14 kilómetros después de el).

Del manejo y operación de este sistema dependerá convertir en rentable a largo plazo al conjunto de inversiones realizadas, tanto, en las presas como en los pozos, estimulando hacia el futuro, el desarrollo de fraccionamientos y agrupamientos de vivienda, en los sitios mas apropiados y económicos, que por largo tiempo estuvieron desalentados.

III.3 APROVECHAMIENTOS ACTUALES Y POTENCIALES DE LAS AGUAS RESIDUALES CRUDAS Y TRATADAS.

En diciembre de 1992 se promulga la Ley de Aguas Nacionales que deroga a las anteriores leyes y se constituye como la ley reglamentaria del artículo 27 constitucional es la Ley de Aguas Nacionales, de observancia general en todo el territorio nacional y sus disposiciones son de orden público e interés social y tiene por objeto regular la explotación, uso o aprovechamiento de dichas aguas, su distribución y control, así como la preservación de su cantidad y calidad.

De acuerdo con el artículo 20 de esta Ley, la explotación, uso o aprovechamiento de las aguas nacionales por parte de personas físicas o morales, se realizará mediante concesión o asignación para la explotación, uso o aprovechamiento se podrá efectuar por dichas autoridades a través de sus entidades paraestatales o de concesiones en los términos de la ley.

Por otro lado, el artículo 45 de la mencionada ley establece que: Es competencia de las autoridades municipales, con el concurso de los gobiernos de los estados, en los términos de la ley, la explotación, uso o aprovechamiento de las aguas nacionales que se les hubiere asignado, incluyendo las residuales, desde el punto de extracción o de su entrega por parte de la Comisión hasta el sitio de

su descarga a cuerpos receptores que sean bienes nacionales. La explotación, uso o aprovechamientos se podrá efectuar por dichas autoridades a través de sus entidades paraestatales o de concesiones en los términos de la ley.

En el caso del párrafo anterior, en el rehuso de aguas residuales, se deberán respetar los derechos que sobre las mismas están inscritas en el Registro Público de los Derechos de Agua.

Así mismo, el artículo 47 de la multicitada ley establece que la Comisión Nacional del Agua promoverá el aprovechamiento de las aguas residuales de los sistemas de agua potable y alcantarillado, que se podrá realizar por los municipios, los organismos operadores o por terceros.

Una práctica tradicional de los agricultores ha sido el aprovechar las descargas de agua residuales para el riego de parcelas, como es en el caso de las aguas de Guanajuato.

Actualmente, la mayor parte del caudal procedente de las descargas de aguas residuales que se realizan en Guanajuato son conducidas por el río Guanajuato y aprovechadas para el riego de cultivos agrícolas, desapareciendo esta agua prácticamente a la altura del poblado Noche Buena.

III.4 NECESIDADES DE TRATAMIENTO

Se pretende un Rehuso en Servicios al Público con Contacto Directo, definido en la Nom-003-ECOL-1997; por las siguientes circunstancias:

1. El proyecto en ejecución del Gobierno del Estado de Guanajuato, del Paseo Turístico Haciendas de Marfil, ubicadas en las márgenes del Río Guanajuato, y en el que se contempla el llenado de canales artificiales y/o cauces rectificadas, con fines recreativos.
2. La vocación turística de la Ciudad demanda del correcto mantenimiento de jardines y parques públicos en toda la Ciudad y el principal de ellos ubicado a menos de 2 kilómetros del sitio de tratamiento denominado Pastitos.
3. El posible rehuso en el campo de Golf, promovido por los Gobiernos Municipales y del Estado; y desarrollado por la empresa estadounidense Venture, Inc./ Gto International.

En consecuencia se deberán obtener valores de DBO5 menores a 20 mg/l entre otros parámetros.

la remoción requerida para estos usos, bajo la responsabilidad del organismo operador es de 10 mg/l de DBO5.

III.5 CARACTERISTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES.

El SIMAPAG (Sistema Municipal de Agua Potable y de Alcantarillado de Guanajuato) cuenta con un reporte de aforo y caracterización de las aguas residuales municipales de la ciudad de Guanajuato, en donde se cuantifica la cantidad y calidad de los vertidos generados en el área de estudio y aunque esta información es bastante imprecisa en cuanto la presentación de resultados, permite tener una idea del comportamiento de las descargas.

Los caudales máximos aforados fueron de 32 litros por segundo en el colector Coajín a las 15:00 horas y de 147.00 litros por segundo a las 14:00 horas en el Río Guanajuato, ambas lecturas efectuadas el sábado 21 de marzo. Haciendo un breve análisis comparativo de estos resultados frente a la aportación de agua residual esperada, la descarga media que cabría esperar sería de 110.03 litros por segundo.

		COLECTOR COAJIN						COLECTOR MINAS	
PARAMETRO	UNIDAD	16-MAR-98	17-MAR-98	18-MAR-98	19-MAR-98	20-MAR-98	19-MAR-98	20-MAR-98	
TEMPERATURA	°C	21.00	22.00	22.00	22.00	21.00	22.00	22.00	
PH.	u.pH	7.52	7.34	7.45	7.40	7.50	7.30	7.45	
DBO5	Mg/lit	163.53	175.68	196.20	260.59	249.70	357.85	347.90	
DQO	Mg/lit	620.00	591.00	527.00	544.00	531.00	623.00	621.00	
GRASA ACEITE	Mg/lit	20.50	30.50	27.00	26.00	24.50	13.25	22.70	
SST	Mg/lit	208.00	220.00	215.00	190.00	210.00	220.00	216.00	
FOSFORO INORGANICO	Mg/lit	11.40	11.80	11.70	11.60	11.60	10.60	11.20	
NITROGENO TOTAL	Mg/lit	76.25	75.00	87.60	91.25	90.50	80.00	82.50	

Tabla III. Resultados de la calidad de las aguas de las descargas de la Ciudad de Guanajuato.

De acuerdo con el SIMAPAG, el centro de la capital del estado cuenta en el año de 1998 con 14,521 tomas instaladas en el área de estudio, las cuales dan servicio al 100 % de la población, lo que supone que el total de los 76,961 habitantes de la zona de estudio disponen de servicios de agua potable. Esta población servida, será precisamente la que aportará el caudal de aguas residuales aforados en los trabajos de campo.

De acuerdo con los datos de campo, el caudal medio de aguas residuales aforado para el centro de la Ciudad de Guanajuato es de 109.58 lts/seg.

Aunque la información obtenida procede de mediciones reales de campo, los resultados pueden ser cotejados contra valores establecidos y/o recomendados para la obtención de los caudales de diseño. Este análisis de información permitirá eliminar ó corregir errores ó desviaciones, producto de situaciones extraordinarias que pudieran haberse presentado durante los aforos.

DESCARGA	VALOR PROMEDIO (L.P.S.)	VALOR MAXIMO		RELACION Q_{max}	VALOR MINIMO		RELACION Q_{max}	HORARIO DE DESCARGAS	
		CAUDAL	HORA	Q_{med}	CAUDAL	HORA	Q_{med}	MINIMAS	MAXIMAS
COAJIN	18.71	32.33	15:00	1.73	4.11	5:00	0.22	5:00-7:30	10:-20:00
R DE M	90.87	145.70	14:00	1.60	26.82	5:00	0.18	5:00-8:00	9:30-19:00
SUMA	109.58	178.03			30.93				
PROMEDIO			14:00	1.67		5:00	0.20	5:00-7:45	9:45-19:30

Tabla III.3 Resumen de valores clave de las descargas domésticas del centro de Guanajuato.

De esta tabla se observa que los valores índices mostrados son similares para ambas descargas, lo que indica que el uso del agua es parecido en ambas zonas de influencia, por lo que ambas descargas pueden ser conducidas a una sola planta de tratamiento de aguas residuales.

CAPITULO IV
TECNOLOGIA APLICADA

CAPITULO IV

TECNOLOGIA APLICADA

La dinámica de los asentamientos humanos, los espacios cada vez mas reducidos, el costo elevado de los terrenos y la irregularidad de los influentes, tanto en cantidad como en grado de contaminación, han llevado a la construcción de plantas de tratamiento de aguas residuales compactas y muy versátiles, provocando la obsolescencia de la tecnología convencional.

Los sistemas aeróbicos, anaerobios y mixtos, hoy se manejan en sistemas con una biología compleja pero altamente eficiente que demanda plantas que permiten el máximo rendimiento de las masas microbianas, logrando la ampliación del rango de operación en procesos acelerados con una mayor reproducción de las bacterias activadas.

Con los procesos nuevos, se logran aguas cristalinas, inodoras y lodos estabilizados que no representan peligro alguno al usarse como abono siempre y cuando las aguas residuales sean de origen domestico. En caso de tratar aguas mixtas, o sea, aguas industriales mezcladas con aguas de origen domesticas, los procesos requieren de mayor control pero ya son manejables en este tipo de plantas de la nueva generación.

IV.1 CARACTERISTICAS PRINCIPALES DEL REACTOR DISCONTINUO SECUENCIAL.

Un reactor discontinuo secuencial (SBR) es un sistema de tratamiento de lodos activados cuyo funcionamiento se basa en la secuencia de ciclos de llenado y vaciado. Los procesos unitarios que intervienen son idénticos a los de un proceso convencional de lodos activados. En ambos sistemas intervienen la aireación y la sedimentación-clarificación. No obstante, existe entre ambos una importante diferencia. En las plantas convencionales, los procesos se llevan a cabo simultáneamente en tanques separados, mientras que en los SBR, los procesos tienen lugar secuencialmente en el mismo tanque.

Lodos activados convencionales. El procedimiento de lodos activados consiste en provocar el desarrollo de un cultivo bacteriano disperso en forma de flóculos (lodos activados) en un depósito agitado y aireado (tanque de aireación), alimentado con agua que va a tratarse.

En este deposito, la agitación tiene por objeto evitar sedimentos y homogeneizar la mezcla de los flóculos bacterianos y el agua residual (licor mixto) la

aireación, que puede hacerse partiendo del oxígeno atmosférico, de un gas enriquecido con oxígeno o incluso oxígeno puro, tiene por objeto disolver este gas en el licor mixto, con el fin de hacer frente a las necesidades de las bacterias depuradoras aeróbicas.

Los lodos activados están formados por flóculos parduscos que consisten, primeramente en materia orgánica procedente de las aguas residuales, por colonias de bacterias y otras formas de vida. Estos lodos activados con sus organismos vivos tienen la propiedad de absorber la materia orgánica coloidal, incluyendo el amoníaco, de las aguas residuales, con lo que se disminuye la cantidad de sólidos suspendidos. Los organismos biológicos utilizan como alimento al material absorbido, convirtiéndolo en sólidos insolubles no putrescibles. Casi toda la transformación es un proceso que se verifica gradualmente. Algunas bacterias atacan las sustancias complejas originales, produciendo compuestos más simples. Otras bacterias utilizan estos desechos, produciendo compuestos más simples aun, continuando así el proceso hasta que los productos finales del desecho no puedan ser utilizados como elementos por las bacterias.

La generación de lodos activados o flóculos en las aguas negras es un proceso lento, de manera que la cantidad así formada en cualquier volumen de aguas negras, durante su periodo de tratamiento es muy corta e inadecuada para tratar rápida y eficazmente las aguas negras, pues se requiere de una gran concentración de microorganismos.

Esta gran concentración se logra recolectando los lodos producidos por cada volumen de aguas residuales tratadas y usándolos nuevamente para el tratamiento de volúmenes subsecuentes de aguas residuales.

Reactor secuencial discontinuo: La mayoría de los sistemas biológicos de tratamiento de aguas residuales, se basan en el principio de lodos activados (bacterias aeróbicas) para digerir la contaminación de origen orgánico. Pero la principal diferencia entre estos procesos, es la forma en que suministra el oxígeno necesario para la respiración de las bacterias. En el sistema SBR (SECUENCIAL BACH REACTOR) el suministro de oxígeno se logra a través de una turbia BSK, modelo CROWN (de diseño patentado) que al girar succiona la mezcla de lodos activados y aguas residuales y la expulsa al aire en donde entra en contacto con el oxígeno con un consumo mínimo de energía, ya que se está introduciendo un fluido incompresible como el agua en un fluido compresible como el aire. En otros sistemas se hace a la inversa, el aire que es un fluido compresible se introduce en un fluido incompresible como es el agua lográndose eficiencias más bajas en la oxigenación a costa de un mayor consumo de energía. En el sistema SBR todo lo anterior redundaría en un menor consumo de electricidad lográndose menores costos de operación.

IV.2 DESCRIPCION DEL PROCESO

Tal como se emplean hoy en día, todos los sistemas de SBR (reactor discontinuo secuencial) tiene en común cinco etapas, que tienen lugar de forma secuencial: (1) llenado; (2) reacción (aireación); (3) sedimentación (clarificación); (4) extracción (vaciado por decantación), y (5) fase inactiva. Cada uno de estos pasos se ilustra en la figura IV.1 y se describe en la Tabla IV.1. Para alcanzar objetivos de tratamientos específicos, se han introducido numerosas modificaciones de proceso variando los tiempos asociados a cada uno de los diferentes pasos.

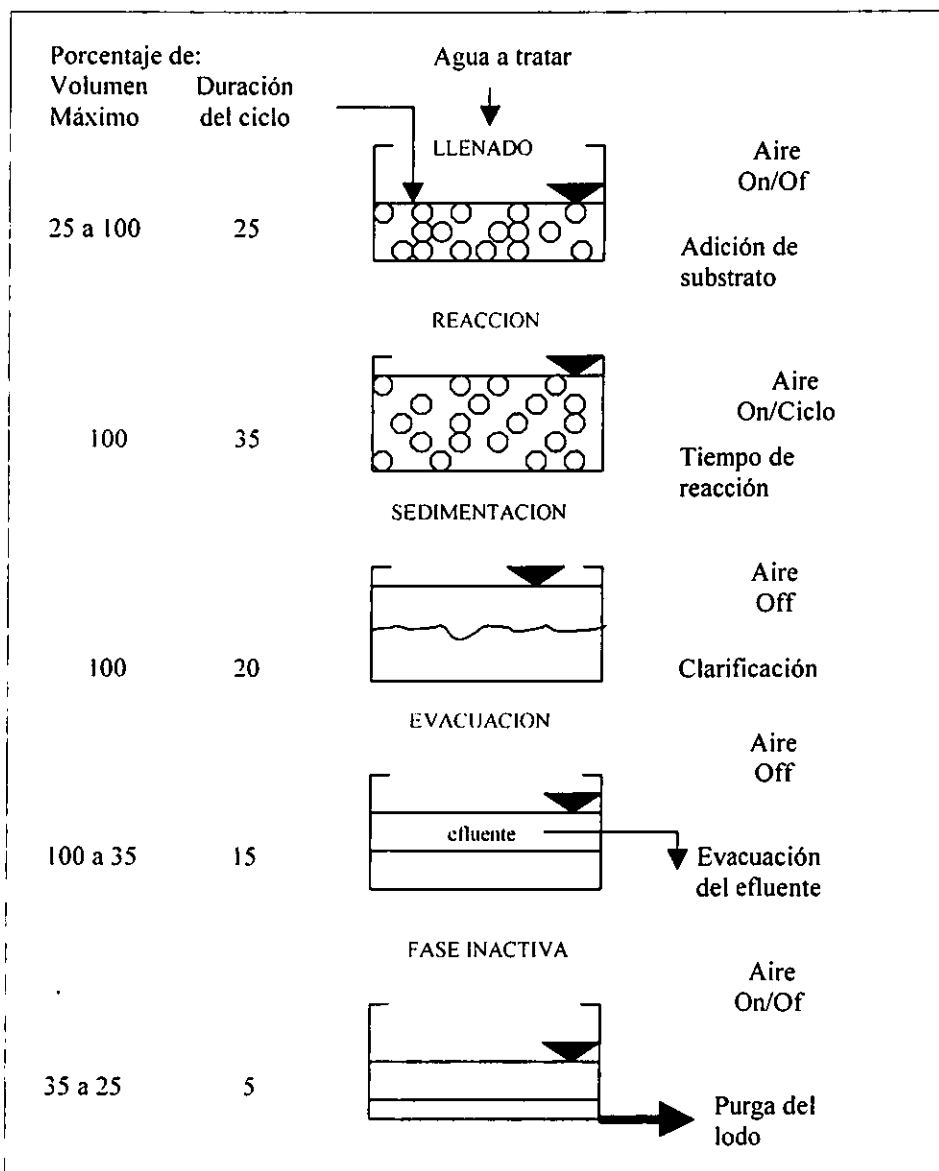


Fig. IV.1 Secuencia de funcionamiento típica para un reactor discontinuo secuencial

FASES DE FUNCIONAMIENTO	DESCRIPCION
Llenado	El objetivo de esta fase es la adición de sustrato (agua residual bruta o efluente primario) a reactor. Esta fase permite que el nivel del líquido en el depósito ascienda desde cerca del 25 por 100 de la capacidad (al final de la fase inactiva) hasta el 100 por 100 de su capacidad. Este proceso suele llevar aproximadamente el 25 por 100 de la duración total del ciclo.
Reacción	El propósito de esta fase es que se contemplen las reacciones iniciadas durante las fases de llenado. Suele ocupar el 35 por 100 de la duración total del ciclo.
Sedimentación	El objetivo principal de esta fase es permitir la separación de sólidos, para conseguir un sobrenadante clarificado como efluente. En un reactor de este tipo, este proceso suele ser mucho más eficiente que en un reactor de flujo continuo debido a que el contenido del reactor está completamente en reposo.
Vaciado	El propósito de la fase de vaciado es la extracción del agua clarificada del reactor. Actualmente se emplean muchos métodos de decantación, siendo los más empleados los vertederos flotantes o ajustables. El tiempo que se indica al vaciado del reactor puede variar entre el 20 y el 50 por 100 de la duración total del ciclo (entre 15 minutos y 2 horas), siendo 45 minutos una duración típica.
Fase inactiva	El objetivo de la fase inactiva es un sistema de múltiples tanques es permitir que un reactor termine su fase de llenado antes de conectar otra unidad. Puesto que no es una fase necesaria, en algunos casos se omite.

Tabla IV.1 Descripción de las diferentes fases de funcionamiento de un reactor discontinuo secuencial.

La purga del lodo es otro paso importante en el funcionamiento de los SBR (Reactor Discontinuo Secuencial) que afecta, de manera importante, a su rendimiento. No se incluye como una de las cinco etapas básicas del proceso, puesto que no existe un momento determinado dedicado a la eliminación del lodo dentro del ciclo de funcionamiento. La cantidad de lodo que hay que purgar y la frecuencia con que se debe efectuar la purga se determinan según las necesidades dictadas por los rendimientos, como ocurre con el sistema de flujo continuo convencional. En el funcionamiento SBR, la purga del lodo suele realizarse en la fase de sedimentación o en la de inactividad. Una característica única de los SBR es que no es necesario disponer de un retorno de lodos activados. Debido a que tanto la aireación como la decantación tiene lugar en el mismo tanque, no se pierde cantidad de lodo alguna en la fase de reacción, y no es necesario recircular parte del lodo de la sedimentación para mantener constante el nivel de lodos en el

tanque de aireación. Algunas modificaciones incorporadas al proceso de SBR permiten en otras plantas de tratamiento de este tipo operar a caudal continuo.

IV.3 APLICACIÓN DEL PROCESO

A principios de los años sesenta, con el desarrollo de nuevos equipos y nuevas tecnologías, renació el interés por los sistemas de llenado-vaciado. Las mejoras en los dispositivos de aireación y de control han permitido el desarrollo de este tipo de sistemas hasta alcanzar el nivel de eficacia actual, que permite que la tecnología de los SBR compita con éxito con los sistemas convencionales. Todos los residuos que habitualmente se tratan con procesos de lodos activados se pueden tratar con reactores discontinuos secuenciales.

La planta de tratamiento de aguas residuales de la ciudad de Guanajuato utilizará el proceso SBR de lodos activados con aireación extendida superficial usando una turbina de aireación de alta eficiencia y basado en el sistema de tanque único.

La capacidad de la planta de tratamiento será de 150 litros por segundo, deberá poder trabajar sin problemas hasta un 50 por 100 de su capacidad (75 litros por segundo) en temporada de lluvias y deberá operar las 24 horas del día y los 365 días del año.

La planta esta diseñada para abatir en el agua residual la DBO5, la DQO, Nitrificar, Denitrificar y eliminar fósforo en el agua residual, todo ello en el mismo tanque.

De acuerdo a la calidad del agua residual cruda, determinada durante campañas de aforo y caracterización, se obtuvieron los siguientes parámetros:

DBO	DQO	SST
250.21	579.00	211.29

La planta de tratamiento esta diseñada para proporcionar un efluente con los siguientes valores:

PARAMETROS	INFLUENTE	NORMA	EFLUENTE	UNIDADES
FLUJO	150.00		150.00	m ³ /s
PH	6.5 - 8.5	5 - 10	6.5 - 8.5	
DBO	350.00	200	30.00	Mg/L
SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES	500.00	200	25.00	Mg/L
NITROGENO TOTAL	61.04	60	5.00	Mg/L
COLIFORMES FECALES	15000000	2000	<1000	NMP/100 mL

La planta cuenta con un digestor de lodos denominados silo de lodos en el cual los lodos excedentes del proceso de tratamiento se digieren con aireación complementaria hasta su completa neutralización y luego son compactados en un sistema de filtración dejándolos listos para su disposición final, ya sea para usarlos como abono de áreas verdes o para disponerlos en un relleno sanitario.

La planta de tratamiento de aguas residuales cuenta con un sistema de compactación de lodos, con la posibilidad de cargarlos directamente en pipas o regresarlos a los digestores para reactivar el proceso en caso de envenenamiento de lodos.

La planta de tratamiento de aguas residuales operara en forma automática y es capaz de manejar varios ciclos de operación de acuerdo a las necesidades del tratamiento y a la temporada del año.

Como ya se mencionó, el sistema de SBR es un proceso intermitente y con el fin de aproximarnos lo mas posible a un proceso continuo se puede construir dos o mas tanques digestores que trabajan secuencialmente y de esta manera estar llenando siempre con agua residual uno de los digestores.

Las turbinas que suministran el oxígeno a las bacterias están equipadas con un sistema motorreductor de velocidad variable que les permita girar mas rápido o mas lento. De tal manera que la turbina se adapta con facilidad a choques de carga contaminante, y cuando se requiere mayor oxigenación simplemente se gira mas rápido. Pero si la contaminación es baja simplemente suministra menos oxígeno girando mas lentamente. O sea que la turbina se adapta con facilidad a cambios en infraestructura.

El equipo mayor como los motorreductores que mueven las turbinas están equipadas con un inversor de frecuencia que permite programar hasta 8 velocidades diferentes. De esta manera el arranque de las turbinas se realiza a través de una rampa de aceleración que minimiza los picos de demanda máxima de energía eléctrica en el arranque y el poder variar la velocidad de la turbina permite optimizar el consumo de energía eléctrica.

Todas las bombas incluidas en el proceso cuentan con arranque estrella-delta lo cual minimiza también los picos de demanda máxima de energía eléctrica.

IV.4 CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DE LA TECNOLOGÍA DE LOS TANQUES DE AIREACIÓN.

Si partimos de un proceso SBR utilizando aireadores superficiales de alta capacidad revolventes (turbinas) y un control perfecto que reduce la generación de aerosoles a volúmenes despreciables e inofensivos, sin la necesidad de requerir cubiertas especiales, se tiene un ejemplo que demuestra gran versatilidad y eficiencia operativa. Este sistema llamado sistema de tratamiento de aguas residuales de tanque único, concentra en un solo tanque los procesos de:

- ✓ Precipitación primaria.
- ✓ Depuración secundaria en filtros biológicos.
- ✓ Oxigenación en tanques de aireación.
- ✓ Precipitación secundaria.
- ✓ Pasos auxiliares para la estabilización de lodos excedentes.
- ✓ La extracción de sólidos gruesos (filtro helicoidal)
- ✓ La decantación de agua tratada y desinfección con cloro.

Con los avances técnicos arriba mencionados se tiene un proceso de depuración de aguas residuales con un costo de operación extremadamente bajo que no requiere de personal calificado para su manejo.

El equipo de aireación (turbinas) de las plantas de tratamiento de aguas residuales que usan el sistema de tanque único, se desarrolló para generar transferencia de oxígeno del orden de:

2 a 3.5 kg de O₂/kwh

Mezclando aire, agua y lodos activados en una forma óptima se logra una masa perfectamente homogénea y para reducir el consumo de energía eléctrica, la turbina trabaja con motores de velocidad variable que ajustan las revoluciones en función de la etapa del ciclo de tratamiento y de la concentración de las aguas residuales.

El funcionamiento cíclico del sistema se regula automáticamente, permitiendo manejar diferentes tiempos de oxigenación y por ende diferentes regímenes de operación.

Lo anterior ofrece un sistema altamente versátil y flexible, con las características de funcionamiento que permiten la automatización de la planta con sistemas de control confiables. En otras palabras, la tecnología del tanque único reduce las necesidades de personal calificado a una supervisión simple por 2 ó 3 horas al día.

Los malos olores dentro de la planta de tratamiento, previenen de deficiencias en el suministro de oxígeno a las bacterias, las cuales al carecer de ese elemento se desvían a rutas de fermentación anaerobicas que produce grandes cantidades de gases malolientes. Con la turbina de velocidad variable del sistema de tanque único esto no sucederá, por lo que estas plantas de tratamiento de aguas residuales nunca despedirán malos olores y al no producir ruidos molestos pueden instalarse cerca de zonas habitacionales sin causar un impacto ambiental negativo en los alrededores.

En todos los procesos biológicos se generan diariamente excedentes de lodos activados que deben ser retirados de los tanques de aireación. En los procesos tradicionales estos lodos activados no están totalmente digeridos ni neutralizados y no pueden ser utilizados ni desechados fácilmente porque inmediatamente se descomponen y producen malos olores. El sistema de tanque único cuenta con un silo de lodos en donde se recolectan los excedentes producidos diariamente en los tanques de aireación y permanecen durante varias semanas recibiendo oxigenación adicional la cual evita los malos olores y ayuda a neutralizar completamente los lodos. Lo anterior permite que estos lodos neutralizados puedan ser utilizados como abono de áreas verdes o compactarlos y secarles al sol sin ningún riesgo de olores o proliferación de insectos. Es decir, el manejo o disposición de lodos neutralizados es fácil y de ninguna manera se incrementa los costos de producción del agua tratada.

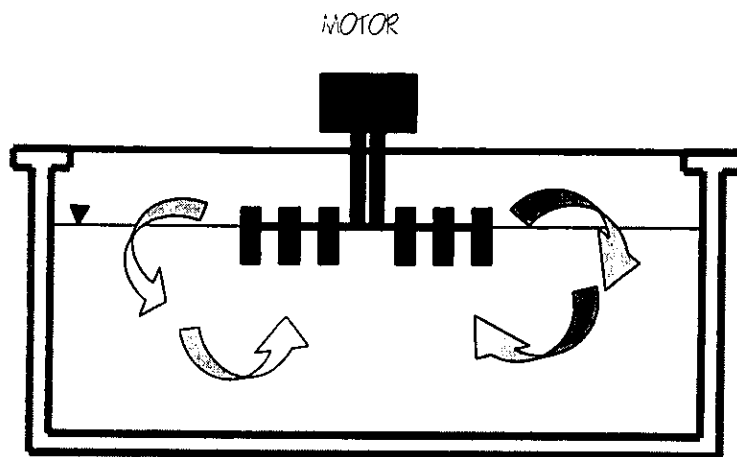


FIG. IV.2 Aireador mecánico de superficie.

IV. 5 CÁLCULO DEL VOLUMEN DE LOS TANQUES.

Tomando como base un flujo de diseño de 150 L/s tenemos un flujo diario de :

$$12,969 \text{ m}^3/\text{día}$$

se tiene un DBO5 del influente de 336.52 mg/L y un DBO5 de salida de 10 mg/L.

Por lo anterior resulta un 97 % de remoción de DBO5.

La tecnología del tanque único trabaja con una concentración de sólidos suspendidos en el licor mezclado de 5,100 mg/l equivalentes a:

$$66,096.00 \text{ kg/día}$$

en relación a los sólidos suspendidos volátiles en el licor mezclado MLVSS se tienen:

$$3,650.00 \text{ mg/l}$$

lo que da:

$$47,304.00 \text{ kg/día}$$

la DBO5 removida es igual a:

$$(336.52 - 10.00) * 12,969 = 4,231.70 \text{ kg/día}$$

la relación F/M es igual a:

$$(4,234.70 / 47,304.00) = 0.09$$

El valor anterior cae dentro del intervalo práctico establecido para plantas de lodos activados con aireación superficial.

El oxígeno bioquímico requerido para una remoción del 97 % de la DBO5 basado en datos de la literatura es de:

$$1.70 \text{ kg O}_2 / \text{kg de DBO}_5 \text{ removido}$$

Por lo tanto el oxígeno bioquímico total requerido es igual a:

$$(1.7 \cdot 4,234.70) = 7,193.89 \text{ kg / día}$$

En el proceso también se requiere oxígeno para la nitrificación el cual es de:

$$896.11 \text{ kg/día}$$

De lo anterior se tiene que se requieren:

$$8,090 \text{ kg de O}_2 \text{ / día}$$

de oxígeno total.

El ciclo de operación en el sistema de tanque único consta de las siguientes etapas:

Preaireación. Después de haberse sometido los lodos a un período anóxico al estar la turbina en reposo en las etapas de sedimentación y decantación, estos se oxigenan para prepararlos para recibir nuevamente la carga de agua contaminada. Cabe señalar que la velocidad de giro de la turbina es menor que las otras etapas ya que el nivel de agua en el digestor está en su punto mínimo y el oxígeno necesario se suministra a una menor velocidad de la turbina.

Llenado. En esta etapa, los lodos reciben la carga de agua contaminada y el proceso de digestión biológica se inicia. Cabe señalar que en esta etapa se logra la mineralización, nitrificación y desnitrificación de contaminantes en el agua residual. La turbina gira a mayor velocidad para suministrar el oxígeno necesario para la digestión. Cabe señalar que durante esta etapa se incrementan etapas anóxicas se corta duración a fin de lograr la desnitrificación.

Posaireación. En esta etapa, la aireación continua con objeto de lograr la máxima remoción de contaminantes y alcanzar una cierta neutralización de los lodos activados. Cabe señalar que en esta etapa también se intercalan etapas cortas de nitrificación a fin de abatir a un nivel mínimo el contenido de nutrientes en forma de nitratos y nitritos. La velocidad de giro de la turbina en esta etapa es menor que la utilizada durante el llenado, ya que las necesidades de oxígeno disminuyen.

Sedimentación. En esta etapa, la turbina se detiene a fin de permitir la sedimentación de los lodos y la separación de un colchón de agua tratada en la parte superior del tanque. Cabe señalar que los lodos en reposo forman un flóculo grande y pesado que arrastra un alto porcentaje de sólidos en suspensión, por lo que se logran concentraciones de sólidos suspendidos bastante bajas en el agua tratada extraída.

Decantación. En esta etapa y a través de una bomba centrífuga sumergible se extrae la capa de agua tratada intermedia entre los lodos sedimentados y un colchón de agua superficial que normalmente contiene las impurezas y natas flotantes

El ciclo de operación mas utilizado en el sistema de tanque de aireación es el que tiene una duración de 16 horas, las cuales se reparten de la siguiente manera:

- ✓ Preaireación: 1.00 hora
- ✓ Llenado: 3.20 horas intercalando etapas anóxicas de 15 minutos. Cada 45 minutos.
- ✓ Posaireación: 5.80 horas intercalando etapas anóxicas de 15 minutos. Cada 45 minutos.
- ✓ Sedimentación: 3.00 horas
- ✓ Decantación: 3.00 horas.

Tiempo total: 16.00 horas

De este tiempo la turbina funciona suministrando oxígeno en las etapas de posaireación, llenado y posaireación durante 10 horas. Como un ciclo que dura 16 horas nos permite llevar acabo un ciclo y medio por día, tenemos que la turbina funciona diariamente 15 horas.

De acuerdo con lo anterior y considerando la demanda de oxígeno por parte del proceso se tiene que suministrar:

$$53.33 \text{ kg de } O_2 / \text{ hr}$$

El máximo volumen que puede manejar la turbina sin perder eficiencia es de 3,300 m³ por lo que se tienen que construir tanques con ese volumen aproximadamente.

Las turbinas trabajan con buena eficiencia en tirantes de agua de 6.5 metros de altura (o sea una relación diámetro / profundidad mayor a 3). Por lo que el área del tanque debe ser de 507 m² aproximadamente.

El diseño hexagonal de los tanques permite optimizar espacio y materiales de construcción por lo que se tienen tanques hexagonales de 14 metros de lado que dan un área de 509 m² por una profundidad de 7 metros considerando 0.5 metros adicionales a los 6.5 metros en la parte superior del tanque.

CAPITULO V

GEOTECNIA Y MECANICA DE SUELOS

CAPITULO V

GEOTECNIA Y MECANICA DE SUELOS

V.1 DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

El sitio en estudio se localiza, al sur poniente de Guanajuato aproximadamente 300 metros aguas abajo del puente sobre el río Guanajuato del distribuidor Noria Alta colindando con los terrenos del Hotel Misión Guanajuato en la ex hacienda San Gabriel de Barrera.

Las coordenadas geográficas obtenidas con posicionador de satélite (GPS) son: altitud norte $21^{\circ} 00' 28''$, Longitud Oeste $101^{\circ} 15' 21''$ y una cota aproximada de 1920 metros sobre el nivel del mar.

El sitio en estudio se encuentra en la ladera de la margen izquierda del río Guanajuato y esta delimitada por el mismo río y la antigua carretera a Marfil, Gto., al oriente edificaciones y al poniente el Hotel Misión, Guanajuato.

Sobre la ladera se encuentran depósitos de escombro y materiales de corte del terreno natural esto en la parte alta, en la parte media y hasta el río existe un depósito de jal (desecho de molienda de mina) en algunas zonas junto al río y al poniente se aprecian afloramientos del conglomerado, existe vegetación compuesta por pirul, huizache y arbustos y la pendiente salvo en la parte media es pronunciada.

V.1.2 Trabajos de campo

Para la determinación de los valores mecánicos del jal, en un pozo a cielo abierto ubicado en la parte media de la ladera del terreno y con profundidad de 1.40 metros se hacen los siguientes trabajos:

- ✓ Muestreo alterado e inalterado del material.
- ✓ Prueba de penetración estándar a partir del fondo del pozo.

En el mismo sitio se amplió la excavación hasta 4.50 metros de profundidad, continuando el mismo material de jal y no se detecto nivel freático de agua.

La definición de la estratigrafía en el terreno se determinó apoyados en un recorrido geológico de la zona, en tres sondeos tipo pozos a cielo abierto, uno en la parte media de la ladera en el jal y dos en el cauce del río, así como por un estudio geofísico haciendo cinco sondeos eléctricos verticales (SEV) de

configuración Wenner en diferentes partes del terreno explorando hasta 35 metros de profundidad.

Pozo a cielo abierto. El pozo a cielo abierto permite observar directamente las características estratigráficas del suelo, rescatar muestras inalteradas de los estratos principales. Esta técnica de exploración y muestreo es particularmente recomendable en suelos secos y duros. La perforación puede hacerse manualmente o con máquinas con gran diámetro.

Prueba de penetración estándar. Esta prueba permite estimar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, mediante el número de golpes necesarios para hincar el penetrómetro estándar, y obtener muestras alteradas para identificar los suelos del sitio. Con estas pruebas se pueden conocer las condiciones estratigráficas del sitio, aprovechando las muestras alteradas para determinar las propiedades índice, usualmente el contenido natural de agua y los límites de consistencia, y estimando la resistencia al corte, mediante correlaciones empíricas con el número de golpes.

Las muestras rescatadas con el penetrómetro estándar siempre sufren distorsiones geométricas que alteran el acomodo estructural de sus partículas; por ello sólo pueden servir para identificar los suelos y para las pruebas índice que no requieran especímenes inalterados.

La clasificación de campo de los suelos muestreados permite elaborar la primera versión del perfil estratigráfico del sitio, que posteriormente se precisará y corregirá en el laboratorio.

La interpretación de los resultados de la prueba de penetración estándar se hace siempre a partir de relaciones empíricas es conveniente aclarar que ninguna de ellas ha sido comprobada para los suelos blandos, en los que el penetrómetro se hincan únicamente por el peso de las barras y martillo, no podrá establecerse ninguna correlación confiable debido a la falta de sensibilidad de esta prueba ante la baja resistencia al corte de la arcilla ($N=0$).

La prueba de penetración estándar, es aplicable solo en la etapa de exploración del subsuelo; la información que proporciona carece de confiabilidad necesaria para definir con precisión los parámetros de resistencia de los suelos; por tanto no debe aplicarse para el diseño geotécnico definitivo.

Sondeo eléctrico vertical. El objetivo de este sondeo es deducir las posibles características estratigráficas de un sitio y la posición del nivel freático, a partir de la interpretación de las resistividades medias en los suelos.

El campo eléctrico se induce al terreno con dos electrodos, denominados de corriente, que se hincan y conectan mediante el cable a la fuente de poder y el

amperímetro; entre estos electrodos se hincan dos de potencia conectados al voltímetro. Con el amperímetro se mide la intensidad de la corriente inducida al terreno y con el voltímetro la diferencia de potencia entre electrodos centrales.

La distancias entre electrodos puede variar dando lugar a diferentes arreglos, en el más usual, conocido como Wenner, los electrodos se instalan alineados con separación equidistante h ; con este arreglo la medición hecha es representativa del material a la profundidad h .

El sondeo eléctrico se realiza manteniendo el centro del arreglo Wenner fijo e incrementando la separación h ; se debe iniciar determinado la resistividad del estrato mas superficial; colocando los electrodos con una separación menor que el espesor del primer estrato. El arreglo de los electrodos se muestra en la figura V.1.

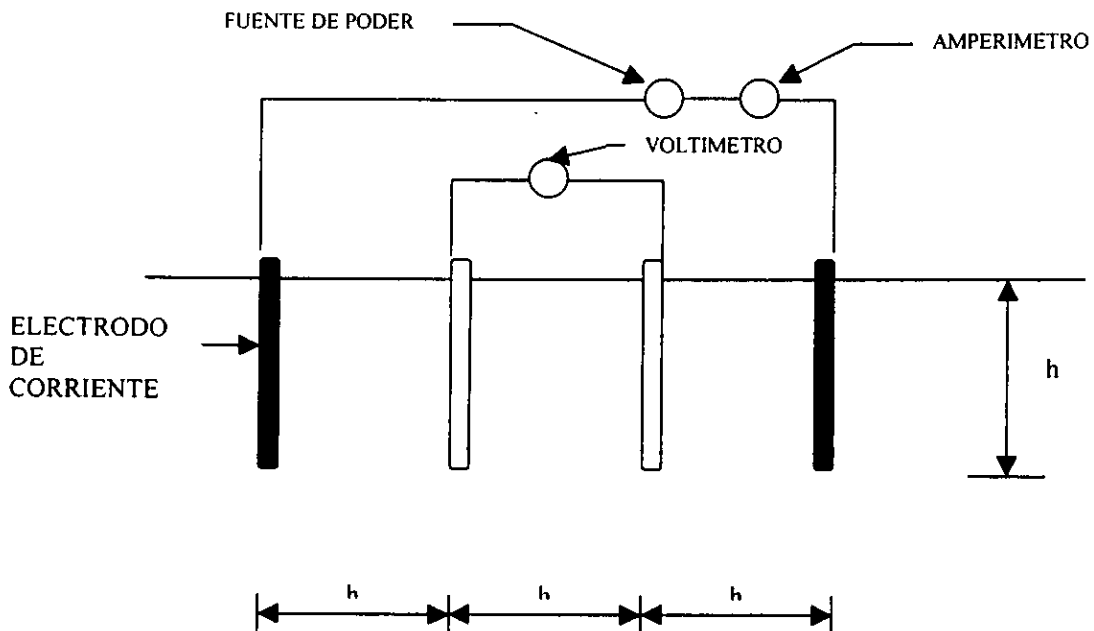


Fig.V.1 Arreglo Wenner.

El arreglo Wenner genera un campo eléctrico con profundidad h , ancho $0.75h$ y longitud $4.5h$. de la prueba se obtiene la diferencia de potencial V y la intensidad de la corriente I ; la resistividad aparente se obtiene mediante

$$\rho a = 2 \pi h \frac{V}{I}$$

Donde:

ρa	resistividad aparente a la profundidad h, en ohms-m,
V	diferencia de potencial, en volts,
I	intensidad de la corriente en amperes,
h	distancia entre electrodos en metros.

V.1.3 Trabajos de laboratorio y gabinete

Al material de jal se le determinaron los valores indice y granulometria para clasificarlo de acuerdo al sistema unificado de Suelos (SUCS), se determinó el peso volumétrico seco máximo, y el suelto para definir la compacidad relativa del material.

De la muestra inalterada se labrarón probetas que se sometieron a la prueba de carga triaxial no consolidada no drenada calculando con esto el ángulo de fricción interna y la cohesión.

Con los resultados de la Geofísica (SEV), el recorrido geológico y los pozos a cielo abierto se definieron tres secciones transversales de la estratigrafía.

V.2 GEOLOGÍA LOCAL

Superficialmente en el terreno se encuentran rellenos artificiales de escombros y material producto de excavación de terreno natural, un yacimiento de jal casi en toda la superficie y depósitos de materiales aluvial en el cauce del río, a estas capas les subyace conglomerados rojo de la formación de Guanajuato, que es de edad Eocénico Superior. La estructura de esta roca es a menudo fracturada pero su estratificación es gruesa con capas cada 30-50 centímetros de conglomerado franco. La velocidad sísmica es muy variable debido a variaciones en intemperismo y fracturamiento.

V.3 ESTRATIGRAFIA

Se dibujan tres secciones transversales del área basadas en la geofísica y los datos de geología existentes.

La sección A-A' sobre el cauce del río indica que el conglomerado aflora 12 metros al oeste del SEV-1 y su contacto profundiza hasta 15.0 metros aguas arriba donde se hicieron dos tajos en la zona del SEV-2.

La sección B-B' se definió con tres SEV de control y control geológico en ambos extremos, la clave de interpretación de los SEV. Es la proyección del echado desde el afloramiento sobre la carretera al norte, el echado coincide con la proyección del contacto con conglomerado fresco (600 ohm-m) en Sev 3 y 5, con esta información se proyecta el contacto desde Sev-1 de conglomerado fresco con fracturado hacia SEV-3.

La sección C-C' muestra el contacto a 7 metros con el conglomerado fresco en SEV-3, coincide con la proyección del echado desde el afloramiento al Noroeste. Los 7 metros de cubierta son relleno de jal y aluvión.

En este estudio se ha notado una variación muy grande en la resistividad de la formación conglomerado de Guanajuato por varios factores. La composición de la roca varía de arenisca a conglomerado de textura gruesa, las capas pueden ser de 5 centímetros hasta 1 metro, la roca puede encontrarse fresca o intemperizada, seca o húmeda. Aquí la composición y espaciamento entre las capas es constante pero la roca se encuentra seca, húmeda, fresca e intemperizada.

Las variaciones de la resistividad son de 60 a 1000 ohm-m, los rangos de variación representan las siguientes características.

RESISTIVIDAD (Ohm-m)	CONGLOMERADO
60-125	Húmedo y Fracturado
600-1000	Fresco y Macizo

En relación al río, su cauce fue movido hacia el Sur, forzándolo a cortar roca fresca sobre su meandro mientras fue relleno su antiguo cauce con escombros y jal.

La configuración del conglomerado que se encuentra bajo el aluvión en el cauce del río y bajo el relleno de jal y el escombros no es regular, ya que por el paso del río; sufrió un desgaste que formó oquedades y formas redondeadas en su parte

superior como se pudo apreciar en las excavaciones para el puente del distribuidor Noria alta en el año 1998.

Aunque en los perfiles se señala como una superficie lineal, la profundidad de contacto solo es verídica en los sitios de los SEV y en los afloramientos

V.4 Depósito de jales

El material de jal depositado en el terreno presentó los siguientes valores al realizar la prueba de carga triaxial y pesos volumétricos.

✓ Angulo de fricción interna	27.5°
✓ Cohesión (Kg/cm ²)	0.0
✓ Peso volumétrico (Kg/m ³)	1593.0
✓ Humedad natural	9.35 %
✓ Compacidad relativa	39 %

El valor obtenido para la fricción interna, coincide con el orden de los obtenidos con la prueba de penetración estándar de 28° a 1.60 metros y de 30° a 2.20 metros de profundidad. La obtención de la muestra para la prueba triaxial se localiza al centro del terreno 5.0 metros al Sur del SEV-3 señalando en el plano geológico y geofísico (anexo A) como tajo en jal.

V.4.1 Conglomerado rojo formación de Guanajuato

El conglomerado aun en condición de fracturamiento, intemperizado o humedad es una roca excelente para cimentaciones de todo tipo y por sus características de dureza se recomienda considerar una capacidad de carga de 4.0 Kg/cm².

Ante lo impráctico que podría resultar limpiar el cauce del río hasta la roca sana es recomendable explorar otras opciones para el apoyo de una estructura en esta zona, como sería apoyarse en material suelto esto es en el aluvión (gravas y arena) a una profundidad mínima de 4.0 metros; para lo cual se pueden considerar los siguientes valores para un estrato de esas características: Angulo de fricción interna 28° y un peso volumétrico de 1.5 ton/m³. Desde luego esta u otras opciones para el apoyo de cimentaciones estarán en función de las cargas y esfuerzos que se transmitan al suelo así como por el criterio y experiencia del calculista.

V.5 PRUEBAS DE LABORATORIO A JALES: DENSIDAD, PRUEBA DE CARGA,, PRUEBA DE CARGA AXIAL, COMPASIDAD RELATIVA Y PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR.

PLASTICIDAD

Para fracción de suelo menor que la malla No.40

Localización: Guanajuato, Gto.

Sondeo: Unico

Ensaye No. 200

Prof.(metros): 0.00-1.40

Muestra No.: Unica

Descripción: Material residual de procesos mineros "Jales"

Fecha: 24/06/99

UNIVERSIDAD DE GUANAJUATO
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

LABORATORIOS DE MECANICA DE SUELOS
LIMITES DE PLASTICIDAD

HUMEDAD NATURAL Y
CONTRACCION NATURAL

LIMITE LIQUIDO

PRUEB. No.	CAPS. No.	No. Golp.	PESO CAPSULA + SUELO HUM. gr.	PESO CAPSULA + SUELO SECO gr.	PESO DEL AGUA gr.	PESO DE LA CAPSULA gr.	PESO DEL SUELO SECO gr.	CONTENIDO DE AGUA (W) %	LL(No.w) %
1	25	25	47.99	42.83	5.16	14.28	28.55	18.07	18.07
2	20	25	47.69	42.55	5.10	13.97	28.58	17.98	17.98

LL%

18.03

T									
T									

LP%

N.P.

-	-	-	300.00	277.30	22.70			8.19	
---	---	---	--------	--------	-------	--	--	------	--

Wn%

8.19

	BARRA		LONG.INICIAL	LONG.FINAL	DIFERENCIA			CL%
-	7	-	9.95	9.87	0.08	-	-	0.08
-	14	-	9.97	9.85	0.12	-	-	1.20

CL%

1.00

CONTRACCION LINEAL CL%

1.00

HUMEDAD NATURAL Wn%

8.19

LIMITES DE CONSISTENCIA

LIMITE LIQUIDO LL%

18.03

INDICE PLASTICO Ip%

LIMITE PLASTICO Lp%

N.P.

MALLA No.	P RETENIDO gr.	P RETENIDO gr.	P ACUMULADO %	P PASA %	PESO HUMEDO (GR)	300.00
4	0	0.00	0.00	100.00	PESO HUMEDO (GR)	300.00
40	18.3	6.35	6.35	93.65	PESO SECO (gr)	288.00
200	200.9	69.76	76.11	23.89	W %	4.10
200	68.80					

Grava%= 0.00

Arena%= 76.11

Finos%= 23.89

DENSIDAD DE SOLIDOS

SONDEO UNICO

ENSAYE No 200

PROF. 0.00 - 1.40

DESCRIPCION: MATERIAL RESIDUAL DE PROCESOS MINEROS "JALES"

MATERIAL < MALLA No.4				MATERIAL > No. 4	
PRUEBA No.	1	2			
MATRAZ No.	1	1			
METODO DE EXTRAC. AIRE	-	-			
Wbws GR.	721.10	713.00		PESO GRAVA S. Y Ss gr.	
TEMPERATURA T°C	21.00	21.10		PESO GRAVA SECA gr.	
Wbw GR.	670.61	670.60		AGUA ABSORBIDA gr.	
CAPSULA No.	14.00	35.00		VOL. DESALOJADO c:c:	
W MUESTRA SECA + TARA gr	176.30	160.70		% DE ABSORCION	
TARA CAPSULA gr.	96.90	94.30		VOL. REAL DE SOLIDOS	
Ws = W - TARA CAPSULA	79.40	66.40		DENSIDAD DE LA MASA	
DENSIDAD	2.74	2.76	2.75	DENSIDAD DE SOLIDOS	

PROMEDIO DE DENSIDAD S_s:

TEMP. 1ra. MEDIDA		HORA		
TEMP. 2da. MEDIDA		HORA		
TEMP. AJUSTE MENISCO T°C		HORA		

Wbws = PESO MATRAZ + AGUA + MUESTRA A T°C

Wbw = PESO MATRAZ + AGUA A T°C DE LA CURVA DE DILATACION

Ws = PESO DEL SUELO SECADO AL HORNO

S.s. = DENSIDAD DEL AGUA A T°C

$$S.s. = \frac{Ws \cdot K}{Wbw + Ws - Wbws}$$

OBSERVACIONES:

PARA LA PRUEBA 1 K = 0.9980

PARA LA PRUEBA 2 K = 0.9980

CIRCULO DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL
 PRUEBAS NO CONSOLIDADAS NO DRENADAS

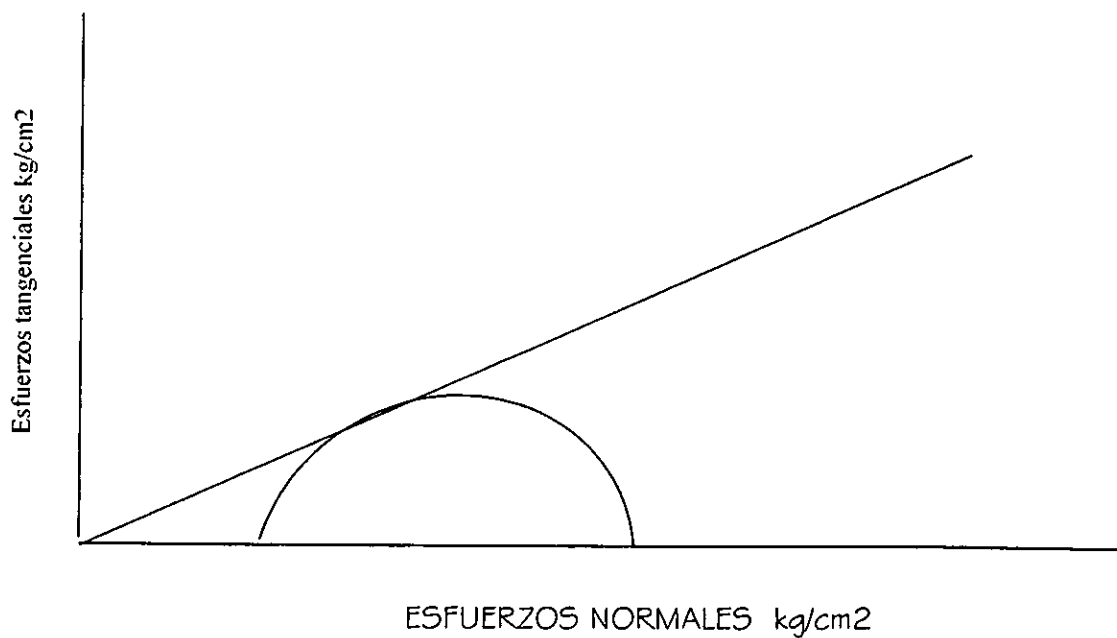
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES GUANAJUATO, GTO.

POZO No.
 PROFUNDIDAD
 MUESTRA No.
 ESTADO

$\phi = 27.5^\circ$
 $C = 0.0 \text{ KG/CM}^2$
 $\omega = 9.35 \%$
 Esc.: 1:20

PRUEBA No.	ω (%)	γ_m ton/m ³	γ_d Ton/m ³	σ_3 kg/cm ³	$\sigma_1 - \sigma_3$ kg/cm ³
1	7.12	1.646	1.537	0.25	0.38
2	9.25	1.660	1.519	0.75	1.49
3	11.69	1.925	1.724	1.30	2.24



UNIVERSIDAD DE GUANAJUATO
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
 LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y MATERIALES

SONDEO No. 1

ENSAYE No: 1/3

MUESTRA No. 1

PROF.MTS.: 0.80 - 1.00

COMPRESION TRIAXIAL

MEDIDAS DE LA MUESTRA

Ds = 3.64

As = 10.64 cm²

W = 134.80 gr

Dc = 3.56

Ac = 9.95 cm²

V = 81.91 cm³

Di = 3.49

Ai = 9.57 cm²

PESO VOLUMETRICOHUM. : 1.646 ton/m³

Hm=8.22

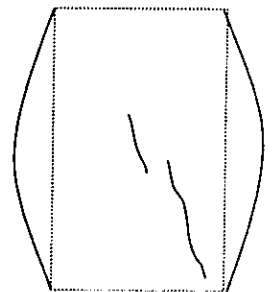
Am = 9.96 cm²

VELOCIDAD DE APLICACION DE LA CARGA: 1.2 mm/min

PRESION LATERAL INICIAL (kg/cm²) 0.25

PRESION LATERAL FINAL (kg/cm²) 0.25

LECTURA MICROM.	CARGA Kg.	DEFOR. TOTAL mm	DEFOR. UNITARIA	1-DEFOR. UNITARIA	Ac CM2	DEF.UNIT. %	ESFUERZO Kg/cm ²	CONTENIDO DE AGUA	
0.0	0.00	0.00	0.0000	1.0000	9.96	0.00	0.00	CAPSULA No.	
7.0	1.69	0.1	0.0012	0.9988	9.98	0.12	0.17	PESO CAP. + s.h.	150.9
9.0	1.97	0.2	0.0024	0.9976	9.99	0.24	0.20	PESO Cap. + s.s	146.9
13.5	2.59	0.3	0.0036	0.9964	10.00	0.36	0.26	PESO AGUA	4.0
16.0	2.93	0.4	0.0049	0.9951	10.01	0.49	0.29	PESO CAPSULA	90.7
18.0	3.21	0.5	0.0061	0.9939	10.03	0.61	0.32	PESO s.s	56.2
20.3	3.52	0.6	0.0073	0.9927	10.04	0.73	0.35	W %	7.12
22.0	3.76	0.7	0.0085	0.9915	10.05	0.85	0.37		
22.0	3.76	0.8	0.0097	0.9903	10.06	0.97	0.37		
22.0	3.76	0.9	0.0109	0.9891	10.07	1.09	0.37		
22.3	3.80	1.0	0.0122	0.9878	10.09	1.22	0.38		
22.7	3.85	1.1	0.0134	0.9866	10.10	1.34	0.38		
22.0	3.76	1.2	0.0146	0.9854	10.11	1.46	0.37		
20.0	3.48	1.3	0.0158	0.9842	10.12	1.58	0.34		
18.0	3.21	1.4	0.0170	0.9830	10.14	1.70	0.32		
15.0	2.79	1.5	0.0182	0.9818	10.15	1.82	0.28		
14.0	2.66	1.6	0.0195	0.9805	10.16	1.95	0.26		
14.0	2.66	1.7	0.0207	0.9793	10.18	2.07	0.26		
13.2	2.54	1.8	0.0219	0.9781	10.19	2.19	0.25		
13.0	2.52	1.9	0.0231	0.9769	10.20	2.31	0.25		
12.7	2.48	2.0	0.0243	0.9757	10.21	2.43	0.24		
12.0	2.38	2.1	0.0255	0.9745	10.23	2.55	0.23		



ESFUERZO MAXIMO (kg/cm²)

0.38

OBRA: PLANTA DE TRATAMIENTO DE GUANAJUATO, GTO.
LOCALIZACION: GUANAJUATO, GTO.

SONDEO No. 1
MUESTRA: 1

ENSAYE No.: 1/3
Prof. mts. : 0.80-1.00

FECHA: 03 DE AGOSTO DE 1999.

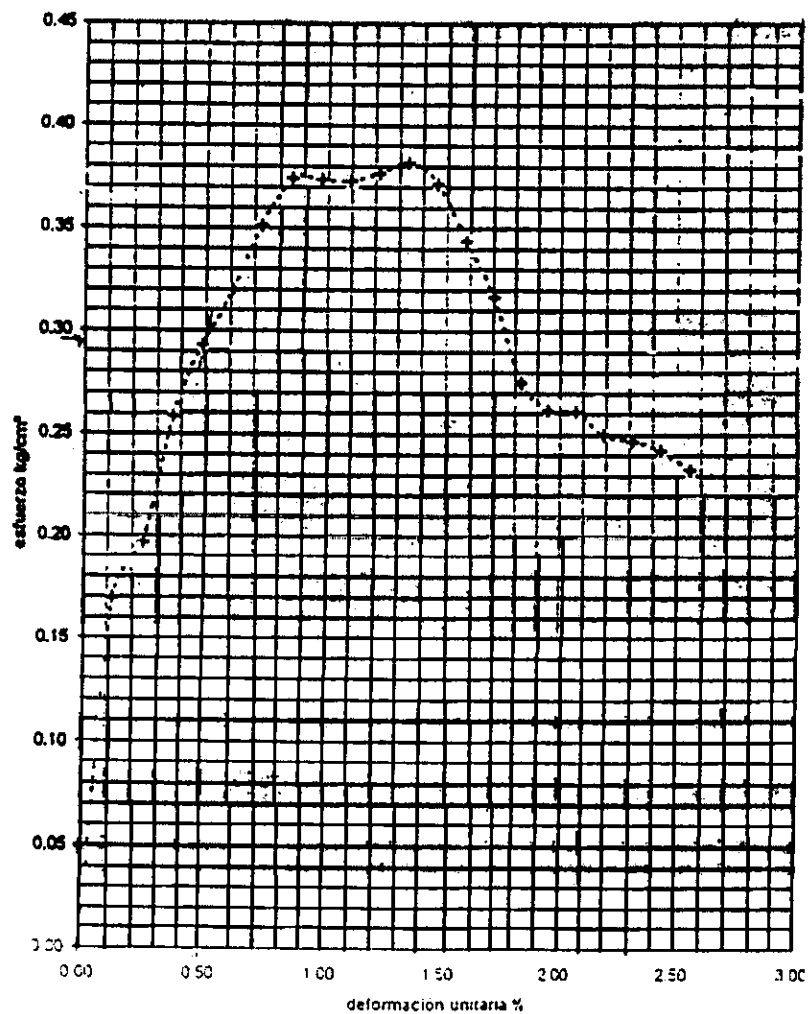


Fig. V.2 Diagrama de esfuerzo del ensaye 1.

COMPRESION TRIAXIAL

MEDIDAS DE LA MUESTRA

$D_s = 3.66$

$A_s = 10.52 \text{ cm}^2$

$W = 136.30 \text{ gr}$

$D_c = 3.58$

$A_c = 10.07 \text{ cm}^2$

$V = 82.13 \text{ cm}^3$

$D_i = 3.51$

$A_i = 9.68 \text{ cm}^2$

PESO VOLUMETRICOHUM. : 1.660 ton/m³

$H_m = 8.15$

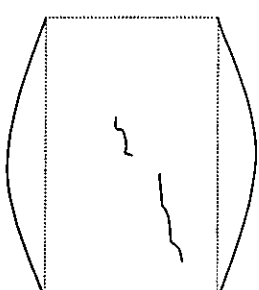
$A_m = 10.08 \text{ cm}^2$

VELOCIDAD DE APLICACIÓN DE LA CARGA: 1.2 mm/min

PRESION LATERAL INICIAL (kg/cm²) 0.75

PRESION LATERAL FINAL (kg/cm²) 0.75

CALIBRACION (gk/división) = 0.1379 X 0.7245

LECTURA MICROM,	CARGA Kg:	DEFOR. TOTAL Mm	DEFOR. UNITARIA	I-DEFOR. UNITARIA	A _c CM2	DEF.UNIT. %	ESFUERZO Kg/cm ²	CONTENIDO DE AGUA	
0	0.00	0.00	0.0000	1.0000	10.08	0.00	0.00	CAPSULA No.	
5	1.41	0.1	0.0012	0.9888	10.09	0.12	0.14	PESO CAP. + s.h.	15
8	1.83	0.2	0.0025	0.9975	10.10	0.25	0.18	PESO Cap. + s.s	15
13.4	2.57	0.3	0.0037	0.9963	10.11	0.37	0.25	PESO AGUA	
15	2.79	0.4	0.0049	0.9951	10.13	0.49	0.28	PESO CAPSULA	9
20	3.48	0.5	0.0061	0.9939	10.14	0.61	0.34	PESO s.s	6
24	4.03	0.6	0.0074	0.9926	10.15	0.74	0.40	W %	9.2
30	4.86	0.7	0.0086	0.9914	10.16	0.86	0.48	<p>ESQUEMA DE FALLA</p> 	
45.0	6.93	0.8	0.0098	0.9902	10.18	0.98	0.68		
58.0	8.72	0.9	0.0110	0.9890	10.19	1.10	0.86		
65.0	9.69	1.0	0.0123	0.9877	10.20	1.23	0.95		
71.00	10.52	1.1	0.0135	0.9865	10.21	1.35	1.03		
77.00	11.34	1.2	0.0147	0.9853	10.23	1.47	1.11		
81.00	11.89	1.3	0.0160	0.9840	10.24	1.60	1.16		
85.00	12.45	1.4	0.0172	0.9828	10.25	1.72	1.21		
88.00	12.86	1.5	0.0184	0.9816	10.27	1.84	1.25		
90.00	13.14	1.6	0.0196	0.9804	10.28	1.96	1.28		
92.00	13.41	1.7	0.0209	0.9791	10.29	2.09	1.30		
94.50	13.76	1.8	0.0221	0.9779	10.30	2.21	1.33		
97.00	14.10	1.9	0.0233	0.9767	10.32	2.33	1.37		
99.00	14.38	2.0	0.0245	0.9755	10.33	2.45	1.39		
100.0	14.51	2.1	0.0258	0.9742	10.34	2.58	1.40		
101.0	14.65	2.2	0.0270	0.9730	10.36	2.70	1.41		
102.0	14.79	2.3	0.0282	0.9718	10.37	2.82	1.43		
103.5	15.00	2.4	0.0294	0.9706	10.38	2.94	1.44		
104.0	15.07	2.5	0.0307	0.9693	10.40	3.07	1.45		
104.5	15.14	2.6	0.0319	0.9681	10.41	3.19	1.45		
105.0	15.20	2.7	0.0331	0.9669	10.42	3.31	1.46		
105.5	15.27	2.8	0.0344	0.9656	10.42	3.44	1.46		
106.3	15.38	2.9	0.0356	0.9644	10.45	3.56	1.47		
107.0	15.48	3.0	0.0368	0.9632	10.46	3.68	1.48		
107.8	15.59	3.1	0.0380	0.9620	10.48	3.80	1.49		
108.0	15.62	3.2	0.0393	0.9607	10.49	3.93	1.49		
107.0	15.48	3.3	0.0405	0.9595	10.50	4.05	1.47		
106.0	15.34	3.4	0.0417	0.9583	10.52	4.17	1.46		

106.1	15.36	3.5	0.0429	0.9571	10.53	4.29	1.46
103.0	14.93	3.6	0.0442	0.9558	10.54	4.42	1.42
101.0	14.65	3.7	0.0454	0.9546	10.56	4.54	1.39
100.0	14.51	3.8	0.0466	0.9534	10.57	4.66	1.37
97.0	14.10	3.9	0.0479	0.9521	10.58	4.79	1.33
93.0	13.55	4.0	0.0491	0.9509	10.60	4.91	1.28

UNIVERSIDAD DE GUANAJUATO ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y MATERIALES COMPRESION TRIAXIAL	SONDEO No. 1	ENSAYE No: 3/3
	MUESTRA No. 1	PROF.MTS.: 0.80 - 1.00

MEDIDAS DE LA MUESTRA

$D_s = 3.63$ $A_s = 10.35 \text{ cm}^2$ $W = 143.20 \text{ gr}$
 $D_c = 3.45$ $A_c = 9.35 \text{ cm}^2$ $V = 74.38 \text{ cm}^3$
 $D_i = 3.5$ $A_i = 9.62 \text{ cm}^2$ PESO VOLUMETRICOHUM. : 1.925 ton/m³
 $H_m = 7.78$ $A_m = 9.56 \text{ cm}^2$

VELOCIDAD DE APLICACIÓN DE LA CARGA: 1.2 mm/min

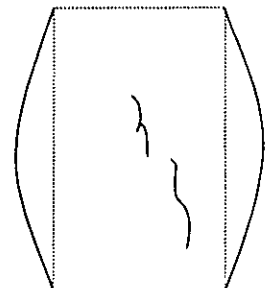
PRESION LATERAL INICIAL (kg/cm²) 1.30

PRESION LATERAL FINAL (kg/cm²) 1.30

CALIBRACION (qt/división) = 0.1379 X 0.7245

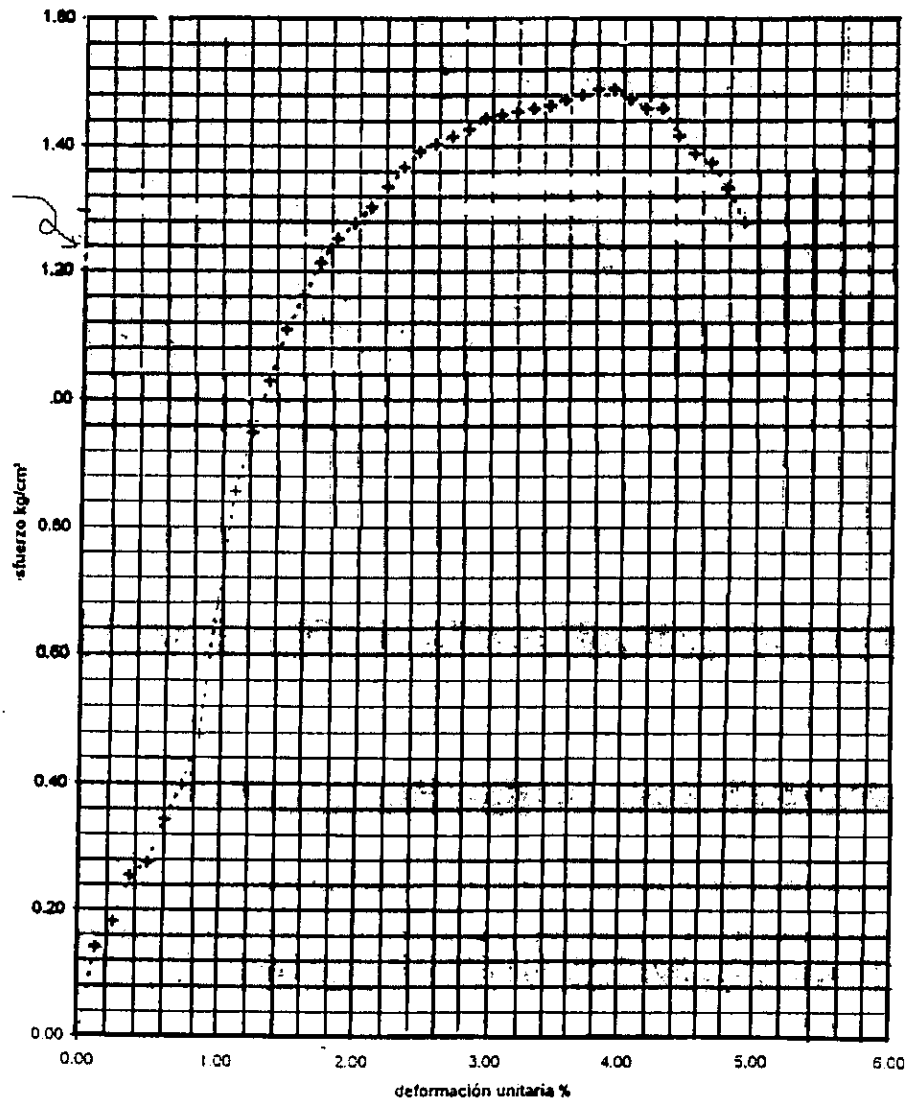
LECTURA MICROM.	CARGA Kg.	DEFOR. TOTAL Mm	DEFOR. UNITARIA	1-DEFOR. UNITARIA	Ac CM2	DEF.UNIT. %	ESFUERZO Kg/cm ²	CONTENIDO DE AGUA	
0.0	0.00	0.00	0.0000	1.0000	9.56	0.00	0.00	CAPSULA No.	
2.0	1.00	0.1	0.0013	0.9987	9.57	0.13	0.10	PESO CAP. + s.h.	150.20
5.0	1.41	0.2	0.0026	0.9974	9.59	0.26	0.15	PESO Cap. + s.s	143.90
10.0	2.10	0.3	0.0039	0.9961	9.60	0.39	0.22	PESO AGUA	6.30
22.0	3.76	0.4	0.0051	0.9949	9.61	0.51	0.39	PESO CAPSULA	990.00
34.0	5.41	0.5	0.0064	0.9936	9.62	0.64	0.56	PESO s.s	653.90
44.0	6.79	0.6	0.0077	0.9923	9.63	0.77	0.70	W %	11.69
52.0	7.90	0.7	0.0090	0.9910	9.65	0.90	0.82		
60.0	9.00	0.8	0.0103	0.9897	9.66	1.03	0.93		
66.0	9.83	0.9	0.0116	0.9884	9.67	1.16	1.02		
71.0	10.52	1.0	0.0129	0.9871	9.68	1.29	1.09		
77.0	11.34	1.1	0.0141	0.9859	9.70	1.41	1.17		
82.0	12.03	1.2	0.0154	0.9846	9.71	1.54	1.24		
87.0	12.72	1.3	0.0167	0.9833	9.72	1.67	1.31		
92.0	13.41	1.4	0.0180	0.9820	9.74	1.80	1.38		
94.0	13.69	1.5	0.0193	0.9807	9.75	1.93	1.40		
97.0	14.10	1.6	0.0206	0.9794	9.76	2.06	1.44		
99.0	14.38	1.7	0.0219	0.9781	9.77	2.19	1.47		
102.0	14.79	1.8	0.0231	0.9769	9.79	2.31	1.51		
105.0	15.20	1.9	0.0244	0.9756	9.80	2.44	1.55		
111.0	16.03	2.0	0.0257	0.9743	9.81	2.57	1.63		
115.0	16.58	2.1	0.0270	0.9730	9.83	2.70	1.69		
118.0	17.00	2.2	0.0283	0.9717	9.84	2.83	1.73		
121.0	17.41	2.3	0.0296	0.9704	9.85	2.96	1.77		
125.0	17.96	2.4	0.0308	0.9692	9.86	3.08	1.82		
127.0	18.24	2.5	0.0321	0.9679	9.88	3.21	1.85		
129.0	18.51	2.6	0.0334	0.9666	9.89	3.34	1.87		
130.0	18.65	2.7	0.0347	0.9653	9.90	3.47	1.88		
131.0	18.79	2.8	0.0360	0.9640	9.92	3.60	1.89		
130.0	18.65	2.9	0.0373	0.9627	9.93	3.73	1.88		
130.	18.65	3.0	0.0386	0.9614	9.94	3.86	1.88		
132.0	18.93	3.1	0.0398	0.9602	9.96	3.98	1.90		
140.0	20.03	3.2	0.0411	0.9589	9.97	4.11	2.01		
146.0	20.86	3.3	0.0424	0.9576	9.98	4.24	2.09		
148.0	21.13	3.4	0.0437	0.9563	10.00	4.37	2.11		

ESQUEMA DE FALLA



OBRA: PLANTA DE TRATAMIENTO DE GUANAJUATO, GTO.
LOCALIZACION: GUANAJUATO, GTO.
SONDEO No. 1
MUESTRA: 1

ENSAYE No.: 2/3
Prof. mts. : 0.80-1.00



--

Fig. V.3 Diagrama de esfuerzos del ensaye 2.

155.0	22.10	3.8	0.0488	0.9512	10.05	4.88	2.20
156.0	22.24	3.9	0.0501	0.9499	10.07	5.01	2.21
156.0	22.24	4.0	0.0514	0.9486	10.08	5.14	2.21
155.7	22.20	4.1	0.0527	0.9473	10.09	5.27	2.20
156.0	22.24	4.20	0.0540	0.9460	10.11	5.40	2.20
156.5	22.31	4.3	0.0553	0.9447	10.12	5.53	2.20
157.7	22.47	4.4	0.0566	0.9434	10.13	5.66	2.22
158.0	22.51	4.5	0.0578	0.9422	10.15	5.78	2.22
158.7	22.61	4.6	0.0591	0.9409	10.16	5.91	2.23
159.0	22.65	4.7	0.0604	0.9396	10.18	6.04	2.23
160.0	22.79	4.8	0.0617	0.9383	10.19	6.17	2.24
160.0	22.83	4.9	0.0630	0.9370	10.20	6.30	2.24
161.0	22.93	5.0	0.0643	0.9357	10.22	6.43	2.24
160.0	22.79	5.1	0.0656	0.9344	10.23	6.56	2.23
158.5	22.58	5.2	0.0668	0.9332	10.25	6.68	2.20
157.0	22.37	5.3	0.0681	0.9319	10.26	6.81	2.18
155.0	22.10	5.4	0.0694	0.9306	10.27	6.94	2.15
154.0	21.96	5.5	0.0707	0.9293	10.29	7.07	2.13
153.0	21.82	5.6	0.0720	0.9280	10.30	7.20	1.12
153.0	21.82	5.7	0.0733	0.9260	10.32	7.33	2.12

OBRA: PLANTA DE TRATAMIENTO DE GUANAJUATO, GTO.
LOCALIZACION: GUANAJUATO, GTO.

SONDEO No. 1
MUESTRA: 1

ENSAYE No.: 3/3
Prof. mts. : 0.80-1.00

FECHA: 03 DE AGOSTO DE 1999.

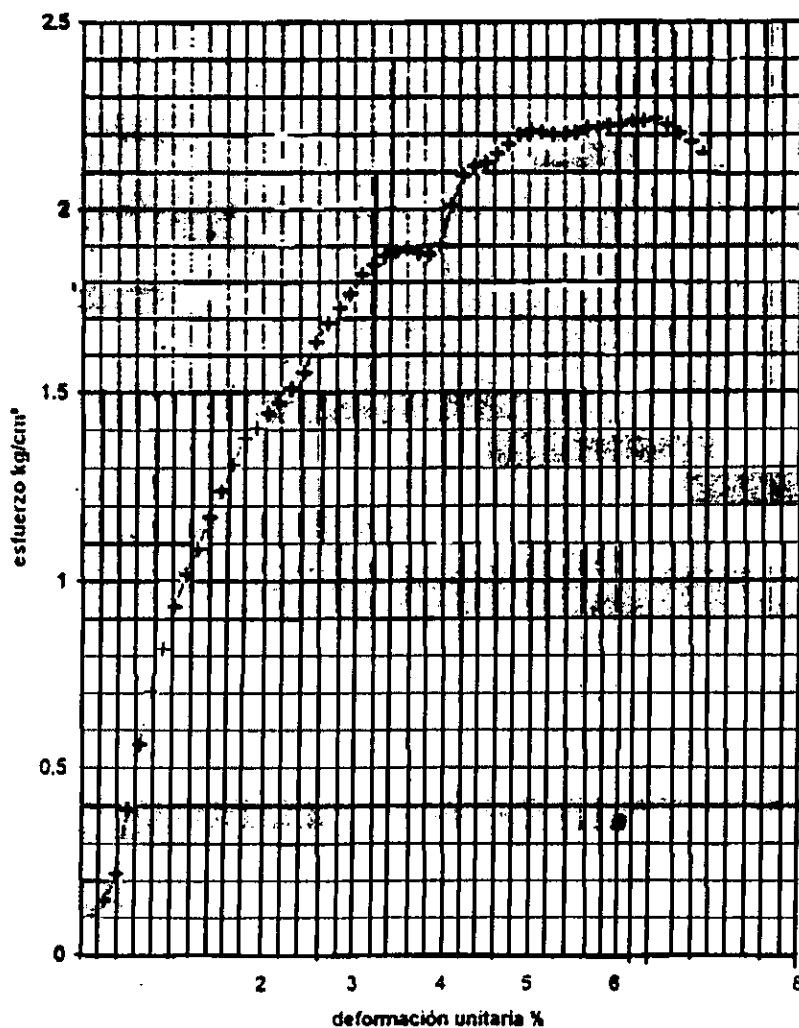


Fig. V.4 Diagrama de esfuerzos del ensaye 3.

DETERMINACION DEL PESO ESPECIFICO SECO MAXIMO PORTER

ENSAYE No.	200	
EQUPO No.		
PESO HUM. + MOLDE (gr)	10096	
PESO DEL MOLDE	5279	
PESO HUMEDO Wm (gr)	4817	
AGUA AGREGADA (ml)		
ALTURA DEL MOLDE (cm)	12.72	
ALTURA FALTANTE (CM)	0.3475	
ALTURA DEL MATERIAL (cm)	12.3725	
AREA DEL MOLDE (cm2)	196.06	
VOLUMEN DEL MATERIAL Vm (cm3)	2425.75	
PESO ESP. DE LA MUETRA HUM. (Ton/m3)	1.986	
PESO DE MAT.HUM. (gr)	300	
PESO DE MAT. SECO (gr)	283.4	
HUMEDAD OPTIMA (%)	5.86	
PESO ESP. SECO MAX. (TON/M3)	1.8876	

DETERMINACION DE LA COMPACIDAD RELATIVA

$$Cr \% = \frac{\left[(1/qd\text{ suelto}) * (1/qd\text{ nat.}) \right]}{\left[(1/qd\text{ suelto}) * (1/q\text{ compacto}) \right]} \times 100$$

$$qd\text{ suelto} = 1452\text{ kg/m}^3$$

$$qd\text{ nat.} = 1593\text{ kg/m}^3$$

$$qd\text{ compacto} = 1876\text{ kg/m}^3$$

$$Cr \% = 39$$

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
UNIVERSIDAD DE GUANAJUATO
REGISTRO DE EXPLORACION "PENETRACION ESTANDAR"

OBRA: PLANTA DE TRATAMIENTO

GUANAJUATO, GTO.

PENETROMETRO UTILIZADO:
MARTINETA DE 63.5 (140 LBS.)
ALTURA DE CAIDA 76 CM (30 PULG.)

MUESTRA No.	PROFUNDIDAD METROS		LONG. DE AVANCE METROS	RECUPERACION		NO. DE GOLPÈS			ANGULO DE FRICCIÒ N INTERNA	MUEST. Y AVANCE	DESCRIPCION
	DF	A		m	(%)	15 CM	30 CM	15 CM			
SONDEO 1											
1	1.40	2.00	-----	-----	-----	1	6	4	-----	28º	ARENA LIMOSA (DE GARNO FINO
2	2.00	2.60	-----	-----	-----	3	11	3	-----	30º	COMPASIDAD RELATIVA DE MUY SUELTA A
			--		--				-		SUELTA

V.6 DEFINICION DEL PERFIL ESTRATIGRAFICO.

De acuerdo a los estudios de geología y geofísica presentados junto con el estudio de mecánica de suelos, la interpretación del perfil estratigráfico es lo más aproximada y apegada a aquellos. Tomando en consideración que a pesar de dichos estudios tratan de ser lo más apegados a la realidad, el perfil estratigráfico tendrá ciertas variaciones, pero en general lo presentado en aquel se considera como definitivo.

Teniendo en cuenta lo anterior, y con lo descrito en los estudios de laboratorio de mecánica de suelos se define el perfil tomando lo siguiente: en la parte oeste de los tanques de aireación se encuentra con el conglomerado en una cantidad importante, partiendo del borde hacia el lado este, hasta aproximadamente 20 metros de longitud horizontal y con una profundidad promedio de 8 metros a partir de esta hacia abajo encontramos a una profundidad promedio de 15 metros el conglomerado fracturado, también a lo largo de todo el perfil estratigráfico, teniendo una pendiente ascendente del lado este hacia el oeste.

El presente perfil nos dá una idea de los posibles problemas que se pudieran presentar durante la construcción de dichos tanques de aireación, y así como durante la vida útil de los mismos. Dentro de los cuales podemos mencionar como los más importantes asentamientos inmediatos ya que la base más profunda del conglomerado. Nos proporciona una superficie estabilizadora de cargas.

A continuación se presenta un esquema representativo del perfil estratigráfico definitivo en el cual se toma en cuenta lo anteriormente descrito.

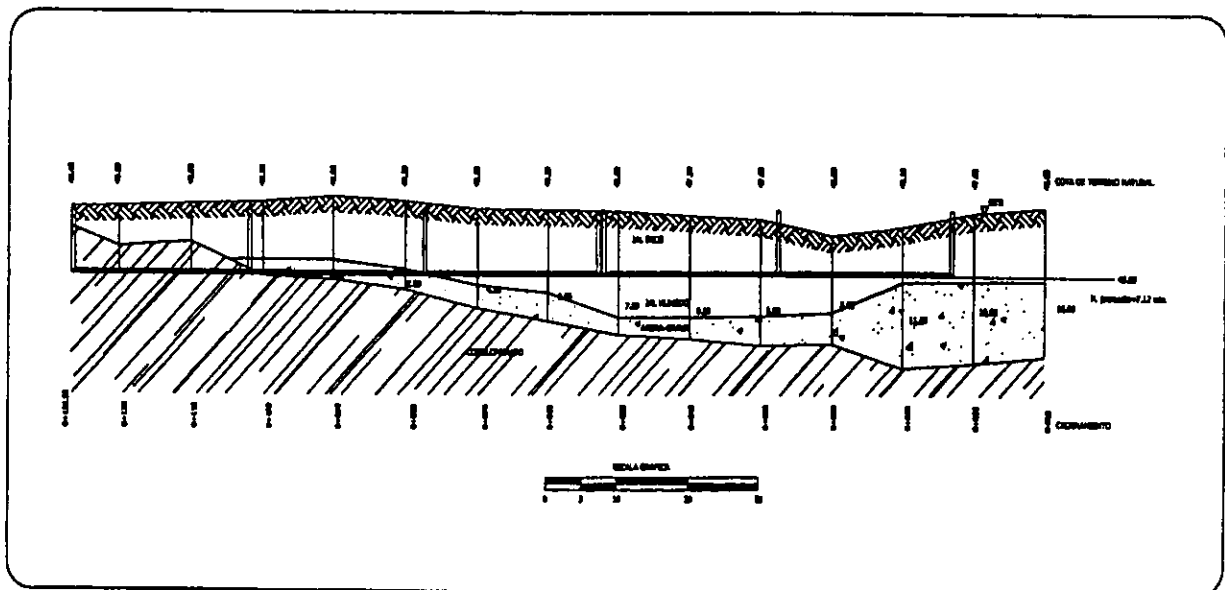


Fig.V.5 Perfil estratigráfico.

CAPITULO VI

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS TANQUES DE AIREACION

CAPITULO VI

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS TANQUES DE AIREACION

VI.1 Sistema estructural

En el diseño estructural se contemplan diferentes condiciones de carga actuando sobre los tanques, considerándose diversas combinaciones de tanques llenos y vacíos a fin de obtener las envolventes de diseño más desfavorables para cada elemento estructural.

El cálculo estructural se efectuará para la situación mas desfavorable, tanto de operación como de combinación de cargas; tomando en consideración que este tipo de terreno viene siendo un relleno de jal, el cual tiene comportamiento variado, con respecto a un suelo con características.

De acuerdo a las dimensiones proporcionadas por el proyecto para la planta de tratamiento, con respecto a la geometría y estructuración de la misma, se propone la cimentación que se presenta en el siguiente proyecto, quedando las dimensiones que resulten del cálculo.

Para el diseño estructural, los tanques se modelaron considerando que los muros están empotrados contra chaflanes en su extremo inferior y en su extremo superior simplemente apoyados en traveses de borde, que constituyen anillos de compresión y/o tensión según el caso.

Se considera que los muros trabajan a flexión prácticamente en una sola dirección (vertical), ya que la relación largo/alto de los mismos es mayor de 2 por lo que casi no existe trabajo de losa en dos direcciones. Esto se verificó revisando los muros como losas con tres lados empotrados y el extremo superior simplemente apoyado, sometidos a carga hidrostática, de acuerdo a la solución propuesta por Timoshenko y Woinowsky-krieger. El armado horizontal de los muros se proporciona para satisfacer los requisitos de momento indicados por la solución de losa mencionada y para control de agrietamiento en función de la separación de las juntas de construcción y/o de dilatación y contracción de acuerdo a las recomendaciones del comité ACI-350.

Debido a la posibilidad de que los tanques se prueben antes de rellenar alrededor de ellos, no se considera la contribución del suelo aledaño para tomar parte de los empujes hidrostáticos que actúan sobre los muros exteriores.

En el anexo B se realiza el diseño estructural con la ayuda de un software que utiliza el Manual de Grekow, para diseño de tanques de concreto armado.

VI. 2 Normas y reglamentos

El diseño se realizó siguiendo la hipótesis y recomendaciones del reglamento ACI-318 para las construcciones de concreto en lo general y del comité ACI-350 para el caso específico de estructuras sanitarias.

Para el diseño estructural, el dimensionamiento de los elementos y el detallado del refuerzo se siguieron las indicaciones del reporte "Environmental Engineering concrete Structures", publicado por el comité ACI-350.

De acuerdo al artículo 2.6.5 de la publicación mencionada se realizó el diseño por resistencia última, aplicando factores de carga para los empujes hidrostáticos y de tierra de $1.7 \times 1.3 = 2.21$, a fin de mantener bajos los esfuerzos del acero bajo condiciones de servicio y de esta manera controlar el desarrollo de grietas.

También se verificó que la distribución del acero no permita la aparición de grietas importantes separadas entre sí, que en su caso, más bien se dé la aparición de grietas de pequeña amplitud más uniformemente repartidas en la superficie del concreto, para lo anterior se utilizó, de acuerdo al artículo 2.6.6 del reporte mencionado, un valor de $Z=20,555 \text{ kg/cm}$.

El armado mínimo horizontal se determinó de acuerdo a ACI-350 para controlar los cambios volumétricos ocasionados por cambios de temperatura y/o contracción por secado, utilizándose una relación mínima de refuerzo de 0.0040 en muros y de 0.0035 en chaflanes y fondos.

VI.3 Materiales

Para el diseño estructural se consideraron los siguientes materiales:

CONCRETO

El concreto es un material compuesto, que consiste esencialmente de un medio aglutinante en el que se encuentran partículas o fragmentos de agregado. En el concreto hidráulico el aglutinante es una mezcla de cemento portland y agua.

El concreto que vaya a estar en contacto con aguas residuales deberá:

- a) Ser extremadamente denso e impermeable para minimizar la contaminación del abastecimiento de agua o del medio ambiente.
- b) Proporcionar la máxima resistencia al ataque de sustancias químicas, ya sean naturales o procesadas.
- c) Proporcionar superficies lisas con el objeto de minimizar la resistencia al flujo.

El concreto es un material particularmente adecuado para las estructuras sanitarias, ya que en condiciones de servicio no se alabea ni sufre cambios dimensionales significativos y, si se le ha diseñado y colado de manera adecuada, es casi impermeable y extremadamente resistente a la corrosión.

CEMENTO:

Para este proyecto se utilizará cemento Portland tipo II, para uso general, cuando se requiere una resistencia moderada a los sulfatos o un moderado calor de hidratación. Este cemento tiene uso generalizado en las estructuras que conforman las plantas de tratamiento de aguas residuales.

AGREGADOS:

Se seleccionarán agregados que tengan una baja contracción por secado y una baja absorción. Se recomienda el uso de agregados compuestos de materiales a base de sílice (cuarzo y feldespatos).

El tamaño nominal máximo de los agregados no debe ser mayor que un quinto de la menor distancia horizontal entre las caras de los moldes, un tercio del peralte del elemento, ni tres cuartos de la separación libre mínima entre las varillas de refuerzo, paquetes de varillas o cables tendones de presfuerzo.

AGUA:

El agua empleada en el mezclado del concreto deberá ser limpia y libre de cantidades perjudiciales de aceites, ácidos, sales, material orgánico y otras sustancias que pueden ser nocivas al concreto o al acero de refuerzo.

PROTECCION AL CONCRETO:

Las condiciones corrosivas que requieren se proteja la superficie del concreto, dan desde situaciones comparativas ligeras hasta muy severas, dependiendo del tipo de productos químicos que se usen y los desechos domésticos e industriales encontrados. El tipo de protección empleado contra el ataque de productos químicos también varía, de acuerdo con la clase y concentración del producto químico, la frecuencia del contacto y las condiciones físicas como temperatura, presión, desgaste mecánico o abrasión y ciclos del congelamiento y deshielo.

Existen muchos tipos de revestimientos protector que evitan el contacto de la superficie del concreto con el agente corrosivo. Para que estos revestimientos sean efectivos, deben garantizar una completa adherencia a la superficie del concreto y además de ser completamente impermeables.

Entre estas protecciones se encuentran varios revestimientos del tipo termoplásticos o termofraguante, cerámicas, morteros resistentes al ataque químico, películas o materiales de recubrimiento y barreras compuestas.

Si las condiciones son lo suficiente severas como para deteriorar un concreto de buena calidad, será difícil proporcionar protección completa y duradera, aún con esos tipos de revestimientos. En estos casos, se debe considerar la posibilidad de neutralizar esos líquidos de desecho, altamente agresivos.

Generalmente, las concentraciones normales de productos químicos usadas en plantas de tratamiento de aguas, para el control de coagulación, sabor, olor y desinfección, no afectan al concreto, excepto si se trata de alumbre líquido, que requiere de una barrera continua e inerte como PVC o el caucho por lo menos de 0.508 mm de espesor.

ACERO DE REFUERZO:

Para refuerzo del concreto deberán usarse varillas corrugadas de acero que cumplan con las normas NMX B6, B16, B32, y B294 y/o ASTM A615, A616, A617 y A706.

El acero utilizado para el proyecto de los tanques de aireación tendrá una resistencia de $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

VI.4 Cargas de diseño

Las acciones que pueden afectar y llevar aun comportamiento estructural no deseado a los tanques de aireación, incluyen tanto las cargas como las deformaciones impuestas. Las acciones se clasifican de acuerdo con la duración en que actúan con intensidad máxima. Así, pueden distinguirse las acciones permanentes, variables y accidentales.

Para el diseño de los tanques de aireación, se tomarán en cuenta los efectos de las cargas permanentes, variables y accidentales, o los que resulten de la combinación de carga más desfavorable que pueda presentarse durante su vida útil.

Acciones permanentes:

Las acciones permanentes son las que actúan en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad puede considerarse constante en el tiempo.

Las acciones permanentes que deberán tomarse en cuenta para el diseño de tanques son los siguientes:

Cargas muertas:

Las cargas muertas son los pesos de los elementos que componen el tanque y corresponden al valor calculado con las dimensiones establecidas en los planos estructurales y las densidades nominales de los materiales.

En las cargas muertas se deberá considerar el peso de los equipos incluyendo la carga dinámica del agua, el peso de las tuberías y del agua en su interior, válvulas, atraques y silletas, tomando en consideración las futuras ampliaciones.

Cargas del agua:

Para determinar la magnitud de las cargas debidas al agua, se deberá considerar la altura del agua en el recipiente hasta el nivel de vertido de excedencias con los siguientes valores volumétricos:

Aguas claras	1.000 kg/m ³
Aguas negras sin tratar	1.010 kg/m ³
Gravilla excavada del desarenador	1.760 kg/m ³
Cieno digerido, aeróbico	1.040 kg/m ³
Cieno digerido, anaeróbico	1.120 kg/m ³
Cieno engrosado o deshidratado, dependiendo Del contenido de humedad	960 a 1360 kg/m ³

Cargas del terreno:

En el análisis de los muros exteriores de los recipientes enterrados o semienterrados, se deberá tener en cuenta el empuje activo del terreno y considerando la sobrecarga que pueda presentarse por efecto de cargas vivas rodantes.

Acciones variables:

Las acciones variables inciden sobre el recipiente en un lapso considerable pero con una intensidad que varía de manera significativa con el tiempo, como la carga viva y los efectos de los cambios de temperatura. Además, se incluyen en este tipo de cargas a las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo; y las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo, incluso los efectos dinámicos que puedan presentarse debido a vibraciones, impacto o frenaje.

Para efectos de diseño se consideran las siguientes cargas:

- ✓ Peso propio de los tanques.
- ✓ Empujes activos el suelo.
- ✓ Presión hidrostática del agua en los tanques.

ALTURA (METROS)	PROFUNDIDAD AGUA (METROS)	PROFUNDIDAD SUELO (METROS)	PRESION HIDROSTATICA (KG/M2)	PRESION SUELO (KG/M2)	W _{AGUA} FRANJA DE 1M (KG/M)	W _{SUELO} FRANJA DE 1M (KG/M)
7.25	0.25	0.00	250.00	0.00	552.50	0.00
6.75	0.75	0.00	750.00	0.00	1657.50	0.00
6.25	1.25	0.00	1250.00	0.00	2762.50	0.00
5.75	1.75	0.00	1750.00	0.00	3867.50	0.00
5.25	2.25	0.25	2250.00	170.83	4972.50	377.53
4.75	2.75	0.75	2750.00	512.48	6077.50	1132.58
4.25	3.25	1.25	3250.00	854.13	7182.50	1887.64
3.75	3.75	1.75	3750.00	1195.79	8287.50	2642.69
3.25	4.25	2.25	4250.00	1537.44	9392.50	3397.75
2.75	4.75	2.75	4750.00	1879.10	10497.50	4152.80
2.25	5.25	3.25	5250.00	2220.75	11602.50	4907.86
1.75	5.75	3.75	5750.00	2562.40	12707.50	5662.91
1.25	6.25	4.25	6250.00	2904.06	13812.50	6417.97
0.75	6.75	4.75	6750.00	3245.71	14917.50	7173.03
0.25	7.25	5.25	7250.00	3587.37	16022.50	7928.08

Tabla VI. I Presiones hidrostática y empujes de suelo a diferentes profundidades.

Resultados del estudio de mecánica de suelos.

Angulo de fricción interna	26.00
Constante $N\phi$	2.5611
Constante para empuje activo	0.3905
Cohesión (kg/m ²)	0.00
Peso volumétrico del suelo	1750.00
Profundidad del tanque (metros)	7.50
Altura del tanque sobre el terreno (metros)	2.00
Factor de carga para cargas última	2.21

VI.5 Análisis estructural

De acuerdo con lo anterior se elaboraron modelos para análisis en computadora, considerándose una franja de un metro de ancho que cruza los tanques de lado a lado, a fin de poder determinar los momentos en los chaflanes y en el fondo de los tanques.

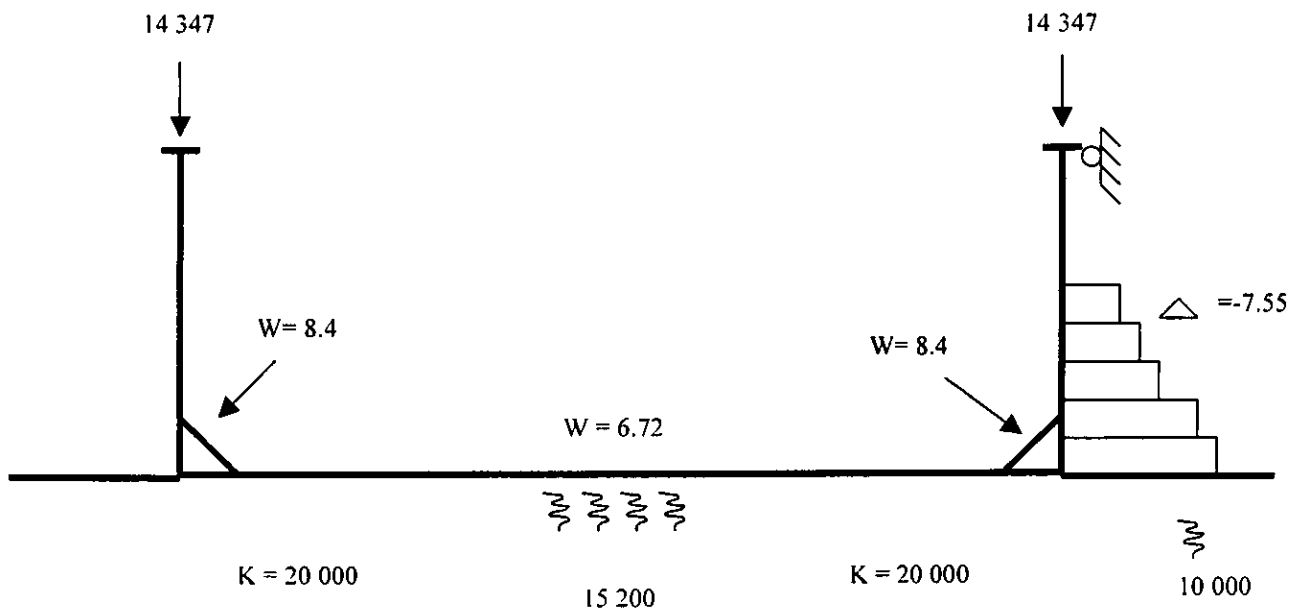


Fig VI.1. Condiciones de cargas actuantes: tanque interior/externo vacío y aledaño lleno, así como los resortes que representan el suelo calculado, utilizando una $K=4\text{ kg/cm}^2/\text{cm}$.

Como verificación se realizaron análisis del muro considerado como una losa empotrada en tres lados y el extremo superior articulado, en ambos casos bajo la acción de carga hidrostática.

En estos análisis puede observarse una adecuada correspondencia con los valores obtenidos con el modelo de franja que se utilizó, considerando que en estos casos se consideró el chaflán a 1.20 m del nivel superior del fondo y en el modelo de franja se consideró el chaflán a 1.00 m del eje del fondo, por lo que se explican las diferencias en los resultados.

En la realidad se decidió colocar el chaflán a 1.20 m del nivel superior del fondo, por lo que el momento máximo de empotramiento de los muros a los chaflanes serán más cercanos a los valores obtenidos en los análisis considerando el muro como losa.

ALTURA	CASO 1	CASO 2	CASO 3	CASO 4	CASO 5	CASO 6
750	0	0	0	0	-	-
700	483,125	590,087	483,656	590,312	-	-
650	938,610	1,152,550	939,686	1,152,982	-	-
600					-	-
550	1,656,158	2,084,023	1,658,297	2,084,888	-	-
500	1,862,981	2,397,786	1,865,649	2,398,873	-	-
450	1,931,672	2,573,468	1,934,880	2,574,748	-	-
400	1,834,558		1,838,321		-	-
350	1,544,110	2,399,855	1,548,385	2,401,586	-	-
300	1,032,626	1,995,347	1,037,448	1,997,302	-	-
250	272,522	1,342,217	277,887	1,344,389	-	-
200	763,838	412,872	757,950	415,236	-	-
150	2,104,089	820,411	2,097,657	817,825	-	-
100		2,385,152		2,382,363	-	-
50	1,318,618	710,899	1,314,479	709,238	-	-
0	325,578	590,308	350,541	592,307	-	-

Tabla VI.2 Momentos en muro interior (kg-cm).

ALTURA	CASO 1	CASO 2	CASO 3	CASO 4	CASO 5	CASO 6
750	0	0	0	0	0	0
700	648,781	144,634	-	-	638,827	143,223
650	1,269,924	289,269	-	-	1,250,001	286,450
600			-	-		
550	2,318,744	578,540	-	-	2,278,949	572,898
500	2,691,234	718,452	-	-	2,641,466	711,380
450	2,925,546	839,482	-	-	2,865,851	830,991
400		922,695	-	-		912,845
350	2,869,225		-	-	2,789,681	
300	2,523,286	900,384	-	-	2,433,934	887,750
250	1,928,689	757,044	-	-	1,829,584	743,045
200	1,057,934	500,451	-	-	948,967	485,104
150	116,824	111,708	-	-	235,586	95,002
100	1,623,580	459,721	-	-	1,751,565	480,867
50	1,263,580	110,090	-	-	1,339,496	105,527
0	1,206,323	50,791	-	-	1,245,647	81,051

Tabla VI.3 Momentos en muro exterior (kg-cm).

MUROS	CASO 1	CASO 2	CASO 3	CASO 4	CASO 5	CASO 6
INTERIOR	436,417	264,017		261,525	-	-
EXTERIOR	425,972	167,299	-	-		176,771

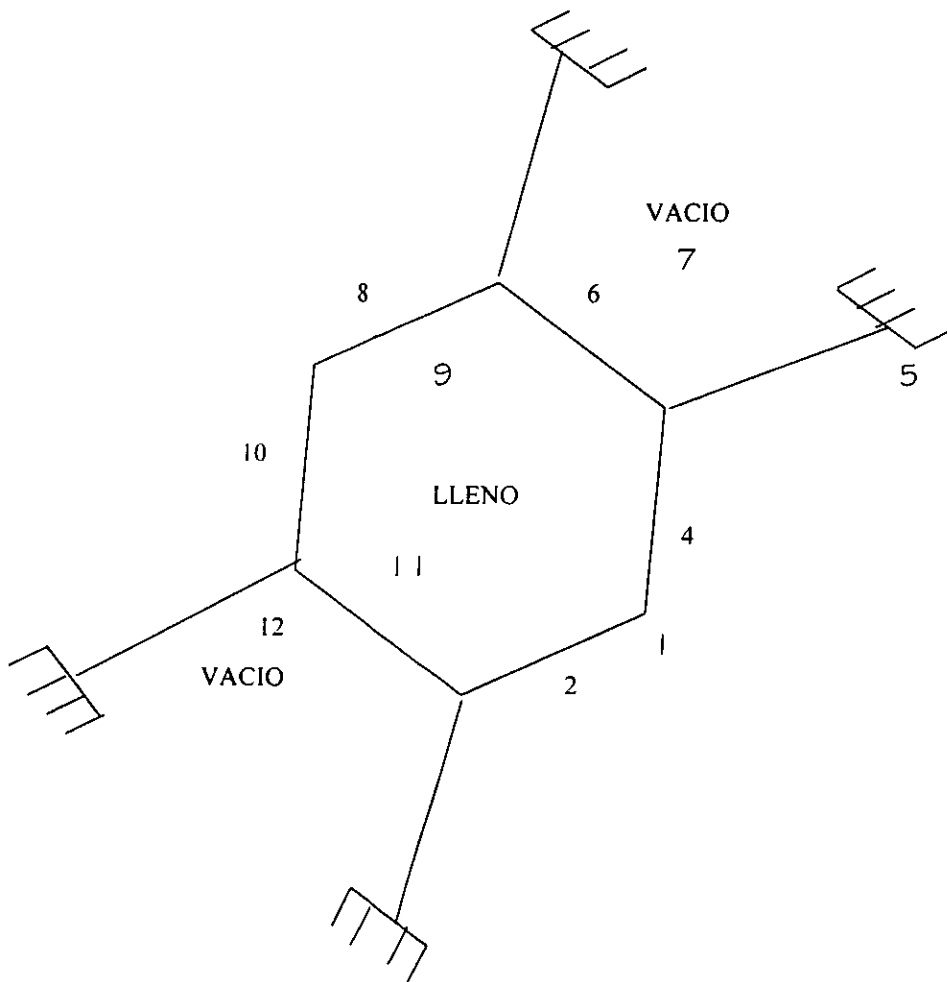
Tabla VI.4 Momento en chaflanes (kg-cm).

DISTANCIA	CASO 1	CASO 2	CASO 3	CASO 4	CASO 5	CASO 6
0	325,575	159,561	-326,282	108,247	950,735	9,950
50						
100	-1,187,179	-1,905,825	1,449,350	-1,881,465		-1,002,590
150	-733,031	-1,119,564	701,260	-1,106,795	1,202,702	-590,202
200	-262,366	-554,181	242,971	-546,379	658,002	292,930
250	-17,222	-190,278	7,562	-186,390	286,162	-101,060
300	74,352	5,345	-77,553	6,632	41,488	2,466
350	80,480	81,414	-80,258	81,326	-22,836	43,000
400	51,240		-49,735	89,048	-44,053	47,673
450	16,011	68,906	-14,405	68,260	-30,673	36,933
500	-12,003	42,368	-13,210	41,882	-7,287	23,035
550	-29,553	20,762	30,279	20,472	13,680	11,672
600	-38,210	6,977	38,544	6,843	28,000	4,397

Tabla VI.4 Momentos en fondo extremo exterior (kg-cm).

DISTANCIA	CASO 1	CASO 2	CASO 3	CASO 4	CASO 5	CASO 6
0	91,529	-10,620	326,328	-107,111	945,110	-14,712
50	-454,007	332,776	-447,684	671,481	-467,621	334,642
100	-1,895,998	956,215	-1,448,755	1,902,854		964,583
150	-1,191,821	554,534	-700,943	1,114,981	-1,231,828	560,019
200	-655,308	269,019	-242,827	549,804	-678,181	272,154
250	-287,406	87,733	7,527	187,057	-297,786	89,156
300	73,960	-79,993	77,532	-7,237	-76,582	-7,634
350	20,554	-44,950	80,222	-82,268	21,702	-44,106
400	42,467	-46,558	49,701		44,789	-46,877
450	29,792	-35,308	14,382	-68,807	31,947	-35,603
500	6,926	-21,651	-13,224	-42,173	8,429	-21,857

Tabla VI.5 Momentos en fondo extremo interior (kg-cm).



VI.2. Condiciones de carga en anillos formados por las traves de borde de los tanques.

MOMENTOS EN TRABES DE BORDE

CASO	AL CENTRO	EN EXTREMO
1	11,865,665	22,718,368
2		
3	9,550,812	22,703,814
4	10,307,050	22,585,936
5		22,517,480
6	8,509,490	21,962,788
7	12,038,894	
8	12,038,984	22,737,888
9	8,907,607	21,597,732
10	8,808,302	21,697,066

Tabla VI.6 Momento en traves tipo (kg-cm).

CASO	AL CENTRO	EN EXTREMO
1		22,415,315
2	10,895,802	
3	2,265,864	5,420,102
4	2,073,689	5,470,918
5	10,951,026	22,517,482
6		5,273,369
7	-	-
8	-	-
9	-	-
10	-	-

Tabla VI.7 Momento en trabe colindante (kg-cm).

VI.6 Diseño estructural.

Mecánica de determinación de armados:

Los armados por flexión se determinaron de acuerdo al siguiente procedimiento:

$$M_u = f b d^2 f' c w (1 - 0.59)$$

por lo que

$$\frac{M_u}{f b d^2 f' c} = w - 0.59w$$

de donde

$$0.59 w - w + \frac{M_u}{f b d^2 f' c} = 0$$

resolver la cuadrática para el índice de refuerzo "w"

determinar $r = \frac{w f' c}{f_y}$

determinar $A_s = r b d$

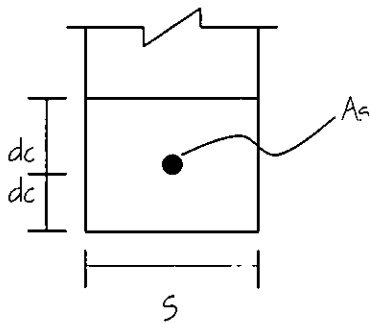
Los armados por temperatura y contracción se determinaron de acuerdo a ACI - 350 para tener un a relación de refuerzo mínima de 0.00040 en muros y fondo, es decir:

$$A_{st} = 0.0040 b t$$

excepto en chaflanes donde se utilizó

$$A_{st} = 0.0035 b t$$

La verificación de los esfuerzos de trabajo para control de agrietamiento se hizo como sigue.



$$f_s = \frac{Z}{(dc A)} < 0.6 f_y = 2,520$$

$$A = 2 dc S$$

$$dc = 5 \text{ cm si el recubrimiento es mayor (ACI-350)}$$

$$r = A_s / bd$$

$$E_c = 15\,000 \quad f'_c = 15,000 \times 250 = 237\,170 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2\,039\,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 2\,039\,000 / 237\,170 = 8.6$$

$$k = 2rn + rn^2 - rn$$

$$j = 1 - k/3$$

$$f_s = M / A_s j d$$

Lo anterior con $Z = 20\,555 \text{ kg/cm}$ de acuerdo a ACI-350 para condiciones sanitarias.

$$\text{M momento bajo cargas de servicio} = \frac{M_u}{2.21}$$

DETERMINADO DE ARMADOS EN MUROS

Para estos muros se tiene:

$$\begin{aligned} \text{espesor } t &= 50 \text{ cms} \\ \text{peralte } d &= 43 \text{ cms} \end{aligned}$$

ARMADOS POR FLEXION VERTICAL

Se considera un momento último de 3 125 000 kg-cm debido a que el chaflán esta a 1.30 m y no a 1.0 m como en el modelo y de acuerdo al análisis de losa.

$$M_u = 3\,125\,000 \text{ kg}^* \text{ cm} / \text{ m}$$

por consiguiente con

$$\begin{aligned} b &= 100 \text{ cm} \\ d &= 43 \text{ cm} \\ f'_c &= 250 \text{ cm} / \text{ cm}^2 \\ f_y &= 4200 \text{ kg} / \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

se tiene:

$$\frac{M_u}{f_b d^2 f'_c} = \frac{3\,125\,000}{0.9 \times 100 \times 43^2 \times 250} = 0.07511$$

por lo que $w = 0.078777$

$$y r = \frac{0.078777 \times 250}{4200} = 0.00468$$

por lo tanto:

$$A_s = 0.0047 \times 100 \times 43 = 20.14 \text{ cm}^2$$

usando 1 varilla #5 a cada 10 cms se tiene:

$$A_s = (100/10) \times 19.8 \text{ cm}^2 / \text{ m} \approx 20.14 \text{ por lo tanto esta bien.}$$

ARMADO HORIZONTAL POR FLEXION

$$M = 1'845,991 \text{ KG*CM/ M} \quad \text{del análisis de la losa}$$

por consiguiente con

$$h = 100 \text{ cm}$$

$$d = 43 \text{ cm}$$

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

se tiene:

$$\frac{Mu}{fbd^2f'c} = \frac{1'845,991}{0,9 \times 100 \times 43^2 \times 250} = 0,04437$$

por lo que $w = 0,04560$

$$r = \frac{0,04560 \times 250}{4200} = 0,0027$$

por lo tanto $As = 0,0027 \times 100 \times 43 = 11,61 \text{ cm}^2/\text{m}$

usando 1 varilla #5 a cada 20 cm mas 1 baston #5 a cada 20 cm, en las esquinas.

$$As = [2(1,98)][100/20] = 19,8 \text{ cm}^2/\text{m} \gg 20 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{por lo tanto esta bien.}$$

VERIFICACION DE ESFUERZOS DE TRABAJO

$$A_s = 1.98 \text{ CM}^2$$

$$d_c = 5.0 \text{ cm}$$

$$S = 10 \text{ cm}$$

$$A = 2 \times 5 \times 10 = 100 \text{ cm}^2$$

$$f_s = \frac{20555}{(5 \times 100)^{1.5}} = 2589 \text{ kg/cm}^2 / \text{m por lo tanto usar } f_s = 2520$$

$$A_s = 1.98 \times 10 = 19.8 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$r = \frac{19.8}{100 \times 43} = 0.0046$$

$$rn = 0.0046 \times 8.6 = 0.0396$$

$$k = 2 \times 0.0396 + 0.0396^2 - 0.0396 = 0.2446$$

$$j = 1 - \frac{0.2446}{3} = 0.9185$$

$$f_s = \frac{3125000}{2.21 \times 19.8 \times 0.9185 \times 43} = 1808 \text{ kg/cm}^2 < 2520 \text{ kg/cm}^2 \therefore \text{OK.}$$

DETERMINADO DE ARMADOS EN CHAFLANES

ESPESOR $t = 20 \text{ cm}$

PERALTE $d = 13 \text{ cm}$

ARMADO POR FLEXION

$$M = 467,277 \text{ kg}^* \text{ cm} / \text{ m}$$

por consiguiente con

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 18 \text{ cm}$$

$$f'c = 250 \text{ kg} / \text{ cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg} / \text{ cm}^2$$

se tiene:

$$\frac{Mu}{\phi b d^2 f'c} = \frac{467,277}{0.9 \times 100 \times 18^2 \times 250} = 0.0641$$

por lo que $w = 0.0667$

y:

$$\rho = \frac{0.0667 \times 250}{4200} = 0.0040$$

$$As = 0.0040 \times 100 \times 18 = 7.2 \text{ cm}^2 / \text{ m}$$

usando varillas del #5 a cada 20 cm.

$$As = 5 \times 1.98 = 9.9 \text{ cm}^2 / \text{ m} > 7.20 \text{ cm}^2 / \text{ m}$$

por lo tanto esta bien.

ARMADO POR CONTRACCION Y TEMPERATURA

$$A_{st} = 0.0035 \times 100 \times 20 = 7.0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

usando 2 vs #5 a cada 25 cm

$$A_{st} = [2(1.98)][100/25] = 15.84 \text{ cm}^2/\text{m}^2 > 7.0 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ por lo tanto esta bien.}$$

VERIFICACION DE ESFUERZOS

$$A_s = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$d_c = 5.0 \text{ cm}$$

$$A = 2 \times 5 \times 20 = 200 \text{ cm}^2$$

$$f_s = \frac{20555}{(5 \times 200)^{1/3}} = 2055.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ por lo tanto usar } f_s = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = 1.98 \times 5 = 9.9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho = \frac{9.9}{100 \times 18} = 0.0055$$

$$\rho_n = 0.0055 \times 8.6 = 0.0473$$

$$k = 2(0.0473) + (0.0473)^2 - 0.0473 = 0.2639$$

$$j = 1 - \frac{0.2639}{3} = 0.912$$

$$f_s = \frac{467,277}{2.21 \times 9.9 \times 0.912 \times 18} = 1301 \text{ kg/cm}^2 < 2520 \text{ kg/cm}^2 \text{ por lo tanto esta bien}$$

DETERMINADO DE ARMADOS EN FONDO EXTREMO

PARA LOS EXTREMOS DEL FONDO SE TIENE:

$$\text{ESPESOR } t = 40 \text{ cm}$$

$$\text{PERALTE } d = 33 \text{ cm}$$

ARMADO POR FLEXION

$$M_u = 1'957,068 \text{ kg}^* \text{ cm} / \text{ m}$$

$$\text{con } b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 33 \text{ cm}$$

$$f'_c = 250 \text{ kg} / \text{ cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg} / \text{ cm}^2$$

$$\frac{M_u}{\phi b d^2 f'_c} = \frac{1957068}{0.9 \times 100 \times 33^2 \times 250} = 0.0799$$

$$\text{por lo que } w = 0.0840$$

$$y \quad \rho = \frac{0.0840 \times 250}{4200} = 0.0050$$

$$\text{por lo tanto } A_s = 0.0050 \times 100 \times 33 = 16.5 \text{ cm}^2 / \text{ m}$$

usando 1 vs #5 a cada 10 cm

$$A_s = 1.98 \times \frac{100}{10} = 19.8 \text{ cm}^2 > 16.5 \text{ cm}^2 \text{ por lo tanto esta bien}$$

ARMADO POR CONTRACCION Y TEMPERATURA

$$A_{st} = 0.0040 \times 100 \times 40 = 16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

con 2 vs #5 a cada 25 cms.

$$A_{st} = 2(1.98) \times (100/25) = 15.84 \text{ cm}^2/\text{m} \approx 16.0 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ por lo tanto esta bien}$$

VERIFICACION DE ESFUERZOS DE TRABAJO

$$A_s = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$d_c = 5.0 \text{ cm}$$

$$s = 10.0 \text{ cm}$$

$$A = 2 \times 5 \times 10 = 19.8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$f_s = \frac{20555}{(5 \times 100)^{1/3}} = 2.589 \text{ kg/cm}^2 \therefore \text{usar } f_s = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = 1.98 \times 10 = 19.8 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{19.8}{100 \times 33} = 0.0060$$

$$\rho n = 0.0060 \times 8.6 = 0.0516$$

$$k = 2 \times 0.0516 + 0.0516^2 - 0.0516 = 0.2738$$

$$j = 1 - \frac{0.2738}{3} = 0.9087$$

$$f_s = \frac{1957068}{2.21 \times 19.8 \times 0.9087 \times 33} = 1491 \text{ kg/cm}^2 < 2520 \therefore \text{esta bien}$$

DETERMINADO DE ARMADOS EN FONDO CENTRO

ESPESOR $t = 20 \text{ cm}$

PERALTE $d = 13$

ARMADO POR FLEXION

$$M_u = 89,867 \text{ KG*CM}$$

con $b = 100 \text{ cm}$

$$d = 13 \text{ cm}$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

se tiene

$$\phi \frac{M}{bd^2 f'_c} = \frac{89,867}{0.9 \times 100 \times 13^2 \times 250} = 0.02363$$

por lo que $w = 0.0240$

$$y \quad \rho = \frac{0.024 \times 250}{4200} = 0.001428$$

por lo tanto

$$A_s = 0.001427 \times 100 \times 13 = 1.85 \text{ cm}^2/\text{m}$$

usando 1 vs del #3 a cada 20 cm.

$$A_s = 0.71 \times 5 = 3.55 \text{ cm}^2/\text{m} > 1.85 \text{ por lo tanto esta bien.}$$

ARMADO POR CONTRACION Y TEMPERATURA

$$A_s = 0.71 \text{ cm}$$

$$d_c = 5.0 \text{ cm}$$

$$S = 20.0 \text{ cm}$$

$$A = 2 \times 5 \times 20 = 200 \text{ cm}^2$$

$$f_s = \frac{20.555}{(5 \times 200)^{1/3}} = 2055.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = 5 \times 0.71 = 3.55 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{3.55}{100 \times 13} = 0.00273$$

$$\rho n = 0.00273 \times 8.6 = 0.0235$$

$$k = \sqrt{2(0.0235) + 0.0235^2} - 0.0235 = 0.1945$$

$$j = 1 - \frac{0.1945}{3} = 0.9352$$

$$f_s = \frac{89.867}{2.21 \times 3.55 \times 0.9352 \times 13} = 942 \text{ kg/cm}^2 < 2055 \text{ kg/cm}^2 \text{ por lo tanto esta bien}$$

DETERMINADO DE ARMADOS EN TRABES DE BORDE

Para estas traves y con objeto de tomar en cuenta la contribución del acero en todas las capas se determinó la capacidad en flexión usando un programa de computadora.

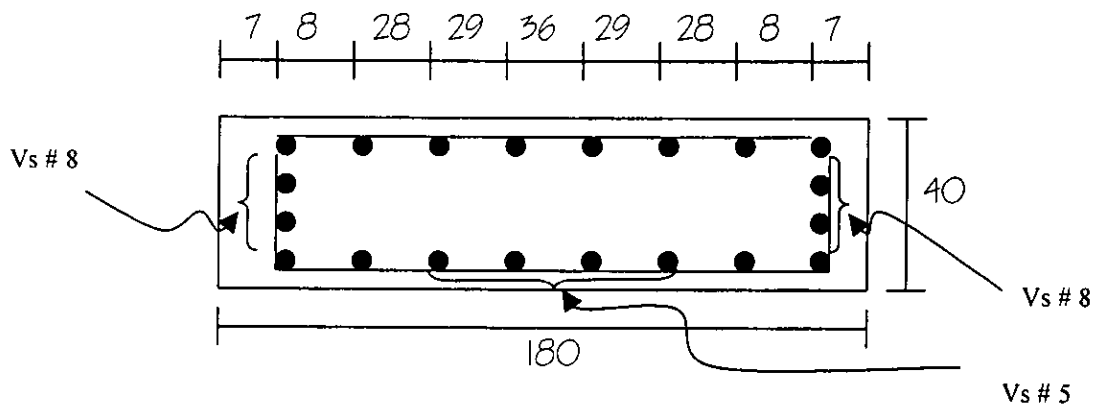
TRABES TIPO

Momento en apoyo $M_{u1} = 23\ 831\ 840\ \text{kg}\cdot\text{cm}$

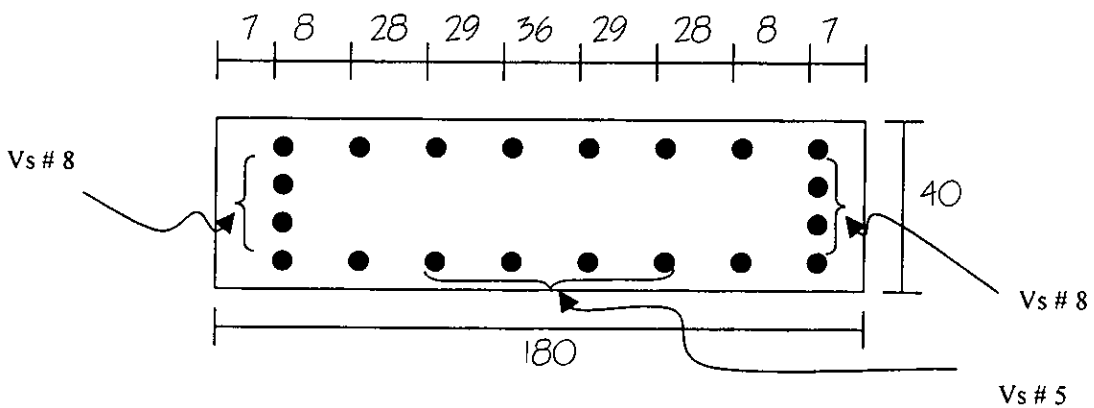
Momento al centro $M_{u2} = 12\ 505\ 542\ \text{kg}\cdot\text{cm}$

se propone la siguiente sección transversal:

EN APOYO



AL CENTRO



CAPITULO VII

REVISION DE LA ESTABILIDAD DE LOS TANQUES DE AIREACION

CAPITULO VII

REVISION DE LA ESTABILIDAD DE LOS TANQUES DE AIREACION

VII.1 GENERALIDADES

El presente estudio tiene como objetivo verificar que los esfuerzos (capacidad de carga) así como de las deformaciones (asentamientos), dado que el material de desplante, por tratarse de un jal, usualmente no es considerado un buen material de soporte, pero en este caso, debido a que se tiene la necesidad de excavar para poder alojar estas estructuras podrá notarse que las cargas que se aplicarán sean sumamente pequeñas y las losas de fondo de estos tanques de aireación trabajaran como losas de cimentación parcialmente compensada.

La losa de fondo será desplantada sobre material inerte con un espesor de 50 centímetros en el centro y 40 centímetros en los extremos, debiendo compactarse en 2 capas al 95 % de su PVS (Peso Volumétrico Seco) debiendo también compactarse el terreno inmediato inferior cuando menos al 90 % de su PVSM (Peso Volumétrico Seco Máximo).

Para el análisis o revisión de la cimentación se considera la situación mas desfavorable, dado que existen las siguientes condicionantes:

- a) De acuerdo al perfil estratigráfico del sitio, nos encontramos una variedad no solo de materiales sino de la potencia (espesor) de las capas, lo que hará que no se puedan implementar las teorías existentes salvo que se idealice a un espesor promedio.
- b) La forma de los tanques (hexagonal) deberá idealizarse también para que puedan emplearse teorías conocidas tanto para el calculo de capacidad de carga como para la determinación de los asentamientos.
- c) Para el calculo de la capacidad de carga y análisis de asentamientos no se tomara en cuenta el espesor de la capa de material inerte que presentará el esfuerzo y los disminuirá ejerciendo una acción menor a la calculada, lo cual, nos proporciona un factor de seguridad adicional.
- d) En todos los análisis se considerará la situación mas desfavorable a efecto de que los demás casos queden englobados en una situación de seguridad.
- e) Para los análisis de capacidad de carga y asentamientos se consideraran elementos aislados, situación que no se presentará realmente dado que todos se

encuentran unidos en grupos de tres elementos, habiéndose dejado una junta constructiva.

Por todo lo anterior, la revisión será de carácter simplista sin que esto signifique o merme validez su contenido ya que se emplean teorías recomendadas por la practica y la experiencia.

VII.2 Cargas de diseño

En base a los resultados proporcionados en el diseño de los tanques de aireación de la planta de tratamiento de la ciudad de Guanajuato, anexo C (cantidades de acero y de concreto), tenemos los siguientes datos:

- ✓ Acero de refuerzo en 6 tanques: 271,640 kg.
- ✓ Concreto: 2,831 m³

También determinamos el área de desplante correspondiente a cada tanque como sigue:

$$A = \frac{Pa}{2}$$

$$A = \frac{[(6)(16m)](15m)}{2}$$

$$A = 720 \text{ m}^2$$

Donde:

P= perímetro del hexágono.

a= apotema del hexágono.

I. Carga muerta.

- a) Peso del concreto por tanque.

Considerando el peso específico del concreto como $\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$.

Tenemos:

$$\begin{aligned}W_c &= \rho_c V_c \\W_c &= (2400 \text{ kg/m}^3)(2831 \text{ m}^3) \\W_c &= 6,794.40 \text{ ton.}\end{aligned}$$

Por lo tanto el peso del concreto por tanque será:

$$W_c/\text{tanque} = 6,794.40 \text{ ton.} / 6$$

$$W_c/\text{tanque} = 1,132.40 \text{ ton.}$$

Y la presión del concreto será:

$$P_c/\text{tanque} = 1,132.40 \text{ ton.} / 720 \text{ m}^2.$$

$$P_c/\text{tanque} = 1.57 \text{ ton.}$$

Peso del acero por tanque.

$$W_s/\text{tanque} = W_s / 6$$

$$W_s/\text{tanque} = 271,640 \text{ kg.} / 6$$

$$W_s/\text{tanque} = 45.30 \text{ ton.}$$

Y la presión del tanque será:

$$P_s/\text{tanque} = 45.30 \text{ ton.} / 720 \text{ m}^2.$$

$$P_s/\text{tanque} = 0.06 \text{ ton/m}^2.$$

2. Carga viva.

Se considerara el deposito en su condición vacío y lleno, siendo esta condición la mas desfavorable para los propósitos de estabilidad.

a) Presión debida al agua.

Considerando que la altura máxima que puede tener el agua es de:

$$H = 7.3 \text{ metros.}$$

$$P = \gamma_{\text{agua}} H$$

$$P = (1000 \text{ kg/m}^3)(7.3)$$

$$P = 7.3 \text{ ton/m}^2.$$

3. Cargas accidentales.

- Sismo.- Por tratarse de una región asísmica, de acuerdo al reglamento (Manual de Obras Civiles de C.F.E.), no se considera su efecto en el análisis.
- Carga de viento.- De acuerdo a la ubicación de los depósitos, los cuales estarán semienterrados, no es apropiado considerar acciones del viento.
- Descarga.- como consecuencia de que los tanques de aireación van semienterrados, existe un valor de descarga correspondiente al terreno que sacaremos para llegar al nivel de desplante.

La descarga es variable, debido a lo irregular de la topografía y del perfil estratigráfico, por lo que, como es un parámetro a disminuir en las cargas de diseño, emplearemos el valor menor de descarga estimado de todas las secciones.

DESCARGA DE CADA SECCION					
SECCION	MATERIAL	PESO ESPECIFICO (TON/M3)	PROFUNDIDAD	PRESION DE DESCARGA (TON/M2)	PRESION DE DESCARGA TOTAL (TON/M2)
O + 000	JAL	1.60	5.30	-8.48	-8.48
O + 010	JAL	1.60	3.60	-5.76	-5.76
O + 020	JAL	1.60	5.60	-8.96	-8.96
O + 030	JAL	1.60	7.60	-12.16	-12.16
O + 040	JAL	1.60	5.10	-8.16	-8.16
O + 050	JAL	1.60	5.40	-8.64	-8.64
O + 060	JAL	1.60	5.80	-9.28	-9.28
O + 070	JAL	1.60	5.80	-9.28	-9.28
O + 080	JAL	1.60	6.60	-10.56	-10.56
O + 090	JAL	1.60	7.30	-11.68	-11.68
O + 100	JAL	1.60	6.60	-10.56	-10.56
O + 110	JAL	1.60	4.60	-7.36	-----
	CONGLOMERADO	2.00	1.70	-3.40	-10.76
O + 120	JAL	1.60	5.00	-8.00	-----
	CONGLOMERADO	2.00	1.00	-2.00	-10.00
O + 126.5	JAL	1.60	2.60	-4.16	-----
	CONGLOMERADO	2.00	3.40	-6.80	-10.96

Tabla VII. I Descarga en distintas secciones.

----- NO CONSIDERADOS PORQUE SE AUMENTARAN EN CONGLOMERADO.

El valor de descarga considerado será:

$$\sigma_{DESCARGA} = -5.756 \text{ ton/ m}^2.$$

4. Carga total de diseño para revisión de estabilidad de la cimentación de los tanques de aireación.

CARGAS / TANQUE	(TON / M ²)
CARGA MUERTA.	1.63
CARGA VIVA.	7.30
CARGAS ACCIDENTALES.	0.16
DESCARGA.	-5.75
CARGA NETA DE DISEÑO	3.33

Tabla VII.2. Resumen de cargas.

Por lo tanto , se considerara una *carga neta de diseño de 3.50 ton/m²*.

VII.3 INTERPRETACIÓN DEL ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

La interpretación del estudio de mecánica de suelos consiste en tomar la información necesario para la aplicación de nuestro problema en particular.

Para esta revisión, los aspectos más relevantes son el conocimiento:

Perfil estratigráfico.

Propiedades índice de los estratos.

Propiedades físicas.

Propiedades mecánicas dentro de las cuales consideramos como indispensables parámetros de la:

- ✓ Ley de resistencia al esfuerzo corte
- ✓ Relación esfuerzo-deformación

Los parámetros mecánicos relacionados con el tipo de material y propiedades físicas nos permitirán calcular la capacidad de carga y evaluar los asentamientos.

VII.3.1 Definición de los parámetros de diseño

Los parámetros de diseño que se requieren son los que se presentan a continuación:

- ✓ Angulo de fricción interna.
- ✓ Peso específico del estrato de desplante.
- ✓ Relación esfuerzo-deformación y deformación unitaria
- ✓ Cohesión, etc.

Angulo de fricción interna.

El ángulo de fricción interna que se define, es para la capa de jal, sobre la cual prácticamente se va a cimentar la estructura general.

El ángulo de fricción interna reportado por el laboratorio de mecánica de suelos es de $\phi = 27.5^\circ$. Para efectos de cálculo la determinación de capacidad de carga se tomará como $\phi = 25^\circ$, como límite desfavorable en dicho cálculo.

Peso específico de estrato de desplante.

De acuerdo a lo reportado por el laboratorio de mecánica de suelos, se presenta para el jal un peso específico de 1.6 ton/m³, que es la zona sobre la cual se desplantarán los tanques de aireación.

Del estudio de mecánica de suelos, se obtienen los presentes valores de esfuerzo y de deformaciones unitarias.

Para tal efecto se considera lo siguiente; el sondeo fue único presentándose como reporte los resultados de tres muestras de las cuales se obtiene lo que a continuación se presenta.

Se dan las gráficas de esfuerzo-deformación, de las cuales se obtienen las siguientes relaciones:

MUESTRA	σ (kg/cm ²)	ϵ (%)
1	0.295	0.50
2	1.25	1.80
3	1.80	3.0

Presentándose en todos ellos falla frágil.

Tomando un promedio de los valores anteriores tenemos:

$$= \frac{0.295+1.125+1.80}{3} = 1.12 \text{ kg / cm}^2$$

$$\varepsilon = \frac{0.50+1.80+3.0}{3} = 1.77\%$$

Así pues los valores de esfuerzo y deformación unitaria a tomar serán:

$$\sigma = 1.12 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\varepsilon = 1.77 \%$$

Módulo de elasticidad.

El módulo de elasticidad se puede obtener fácilmente a partir de dos datos anteriores aplicando simplemente la fórmula siguiente:

$$\sigma = \varepsilon E$$

de donde al despejar se obtiene lo siguiente:

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{1.12 \text{ kg / cm}^2}{0.0177} = 63.28 \text{ kg / cm}^2$$

Cohesión.

La cohesión que se presenta en el terreno en cuestión es de 0.0 kg /cm². Lo que indica que se trata de un suelo friccionante.

Humedad natural y compacidad relativa.

La humedad relativa es: 9.35 %

La compacidad relativa: 39 %

Para el conglomerado rojo (formación Guanajuato) se considera una capacidad de carga de 4.0 kg/cm²; lo que representa una excelente base para cimentaciones de todo tipo.

El peso específico del conglomerado se toma del orden de:

$$\gamma = 2 \text{ ton/m}^2.$$

VII.4 ESTABILIDAD POR ESFUERZOS

Para la deformación de la estabilidad de la estructura, se toman en cuenta los esfuerzos que se presentan del suelo así como de la misma estructura.

El esfuerzo provocado por la estructura y del suelo se definen como a continuación se presenta.

VII.4.1 Determinación de la capacidad de carga

Tomando en consideración la teoría de Terzaghi para suelos friccionantes se tiene lo siguiente:

$$q_u = \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Donde: q_u es la capacidad de carga última.

γ es el peso específico del suelo

D_f es la profundidad de desplante

N_q y N_γ son factor de forma

B es el ancho

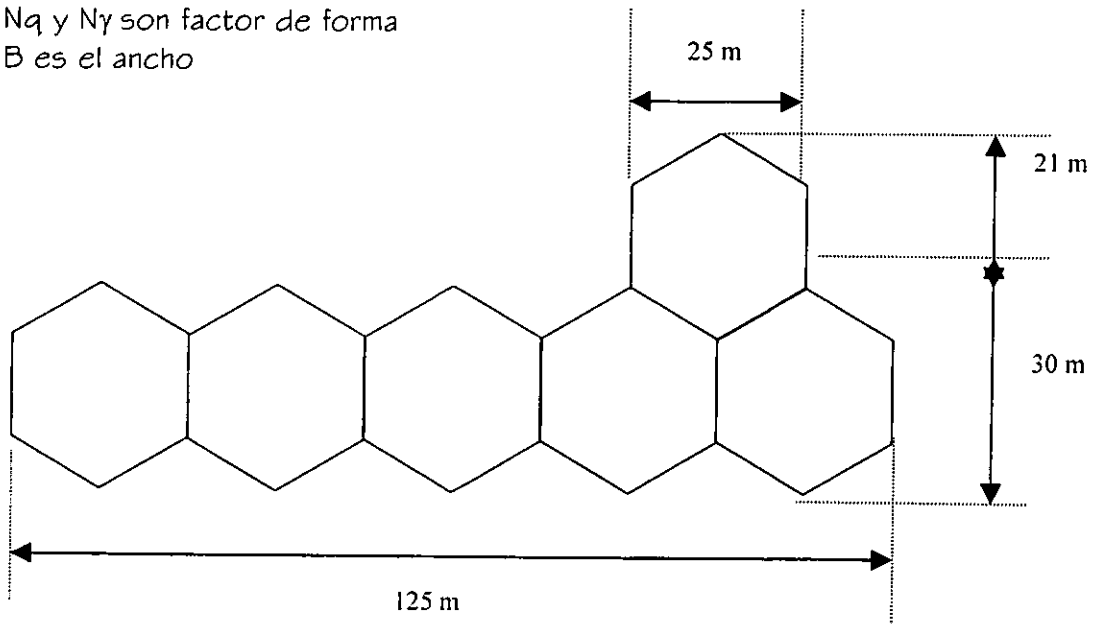


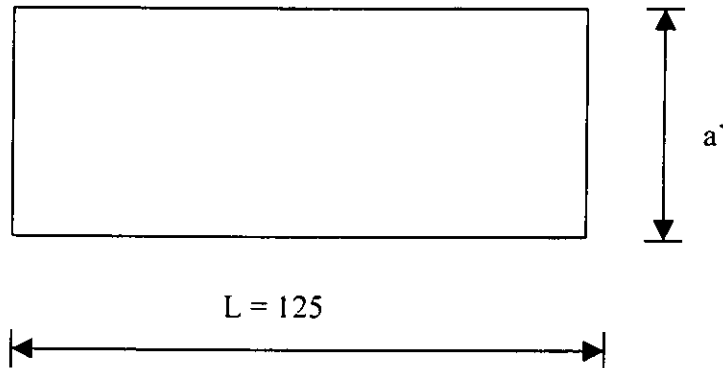
FIGURA. VII.1 Parámetros necesarios para cada término en el cálculo de la capacidad de carga

Para el ancho B se tomará en consideración lo siguiente:

Area total:

$$A_T = (25)(21) + (125)(30) = 4,275 \text{ m}^2.$$

Así pues, se toma en consideración un ancho promedio de:



$$a' = A_{TOTAL} \div L = 4,275 \text{ m}^2 / 125 \text{ m} = 34.2 \text{ metros.}$$

De este modo tenemos que $B = 34.2$ metros

Y tomando en cuenta que se consideró $\gamma_{JAL} = 1.6 \text{ ton/m}^3$, $\phi = 25^\circ$ y profundidad de desplante $D_f = 4.80$ metros.

Los parámetros de forma a considerar obtenidos de la gráfica correspondiente para la fórmula de Terzaghi son los siguientes:

$$N_q = 12.5$$

$$N_\gamma = 10$$

La capacidad de carga última es:

$$q_{ULT} = 1.6 (4.80) (12.5) + 0.5 (1.6) (34.2) (10)$$

$$q_{ULT} = 96 + 273.6 = 369.6 \text{ ton/m}^2.$$

Si tomamos un factor de seguridad de 5 para considerar las posibles condiciones extremas.

La capacidad de carga admisible será de:

$$q_{adm} = \frac{369.6 \text{ ton/m}^2}{5} = 73.92 \text{ ton/m}^2$$

VII.4.2 Análisis de la estabilidad

De acuerdo a los resultados anteriores, se presenta lo siguiente:

Con el valor de carga que se obtuvo en la sección VII.2 y con el valor de la capacidad de carga admisible se podrá tener la siguiente comparación:

$$\sigma_{\text{TOTAL DE DISEÑO}} = (\text{No. Tanques}) (\text{carga de diseño / tanque})$$
$$\sigma_{\text{TOTAL DE DISEÑO}} = (6) (3.50) = 21.00 \text{ ton/m}^2.$$

Realizando la comparación, tenemos que:

$$q_{\text{adm}} = 73.92 \text{ ton / m}^2. > \sigma_{\text{TOTAL DE DISEÑO}} = 21.00 \text{ ton/m}^2.$$

Lo que nos proporciona una estabilidad completa y nos indica que no tendremos una falla por capacidad de carga, queriendo decir con esto que los esfuerzos provocados por la estructura son estructuralmente soportados por el terreno.

VII.5 ESTABILIDAD POR DEFORMACIONES

Dentro de la estabilidad por deformaciones, lo más interesante e importante para tomar en consideración son los asentamientos que se pueden presentar en la estructura.

Los asentamientos que se tomarán en consideración son los inmediatos, ya que dentro de el material sobre el que se cimentará la estructura presenta las características que facilitan este tipo de asentamientos.

Con lo anterior descrito, y de acuerdo a la distribución estructural de los tanques de aireación, se analiza la estabilidad por deformación, tomando en consideración dos bloques, principalmente.

Cada bloque presenta las características geométricas siguientes:

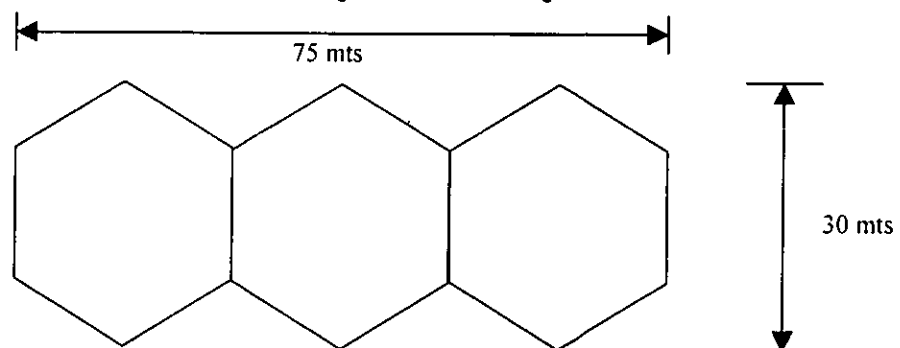


Figura. VII.2. Representación del bloque I.

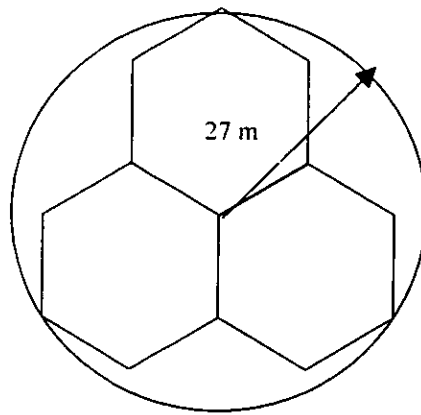


Figura VII.3. Representación geométrica del bloque II.

Lo anterior se justifica por la junta constructiva que se presenta entre los dos bloques que se muestran, por lo que lo importante, es que para el caso de asentamientos, los dos trabajan como independientes.

Las cargas de diseño se consideran iguales a las que se determinan en el apartado VII.2 por ser estas en definitiva las cargas máximas que se presentan en la vida útil de los tanques de aireación, en el momento inmediato superior al de construcción.

Los asentamientos que se consideran para este caso en particular serán sólo los asentamientos inmediatos, como se mencionó anteriormente, para los cuales se presentan los cálculos correspondientes.

VII.5.1 CÁLCULO DE LOS ASENTAMIENTOS

BLOQUE I

Para el bloque I, tomamos en consideración dos dimensiones que a continuación se presentan:

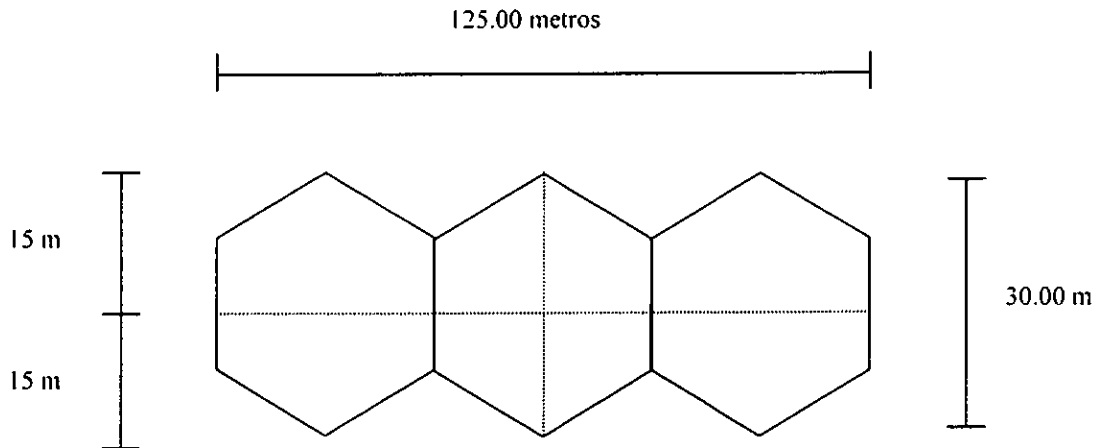


Figura VII.4. Dimensiones del bloque I.

El asentamiento inmediato queda definido por la siguiente expresión:

$$S_{d1} = C'_{d1} p B \frac{1 - \mu^2}{E}$$

Donde:

S_{d1} asentamiento inmediato.

C'_{d1} parámetro que depende de la forma del área cargada y posición del punto en análisis, además tomar en cuenta la rigidez.

P magnitud de la carga uniformemente distribuida.

B dimensión característica del área cargada.

E módulo de Young.

μ relación de poisons. Obtenido de:

$$\mu = \frac{Ka}{1 + Ka}$$

donde:

$$Ka = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Con lo anterior tenemos los siguientes datos:

$$\varphi = 30^\circ$$

$$Ka = \tan^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = 0.333$$

$$\mu = \frac{0.333}{1 + 0.333} = 0.2$$

Estratificación.

Para la estratificación se toma como valor extremo un promedio de las profundidades que se tienen a lo largo del perfil estratigráfico, que es de $H_{prom} = 7.10$ metros.

Factores de forma.

$$\frac{L}{B} = \frac{175}{30} = 5.83$$

$$\frac{H}{B} = \frac{7.10}{30} = 0.24$$

Con estos valores, se obtiene el correspondiente a $C'a$ el cual es $C'a = 0.23$.

Modulo de elasticidad.

De acuerdo a lo obtenido en la sección VII.3.1; se tiene que:

$$E = 63.28 \text{ kg/cm}^2.$$

Con lo que los asentamientos para el primer bloque son admisibles y respecto a lo que se presenta en la recomendación constructiva en el apartado VII.6.

BLOQUE II

Para el bloque II se toma en cuenta la misma expresión de asentamiento inmediato, donde los valores son practicamente los mismos a excepción de la dimensión característica del área cargada, lo cual se toma como se presenta a continuación.

$$S_d = C_d p B \frac{1 - \mu^2}{E}$$

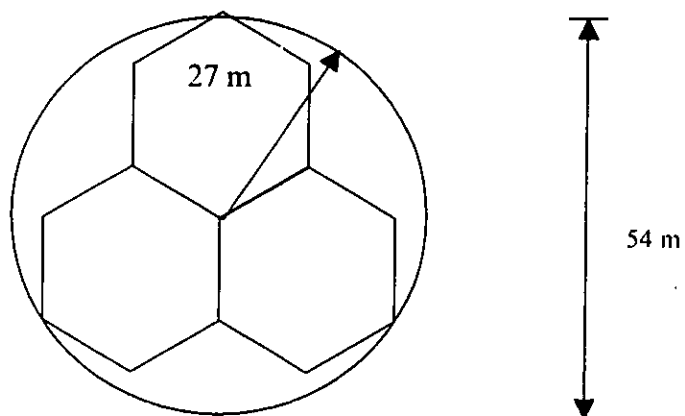


Figura VII.5. Dimensiones del bloque II.

Así pues, se tienen los siguientes valores:

$$P = 3.5 \text{ ton/m}^2$$

$$B = 54 \text{ metros}$$

$$\mu = 0.25$$

$$E = 63.28 \text{ kg/cm}^2 = 632.8 \text{ ton/m}^2$$

Factores de forma

$$\frac{\mu}{B} = \frac{7.10}{54} = 0.131$$

Para obtener C'_d se hace una regla de tres:

$$\begin{array}{cc} 0.1 & 0.09 \\ 0.131 & C'_d \end{array}$$

$$\text{Por lo tanto } C'_d = 0.12$$

Así pues, el asentamiento inmediato es:

$$S_d = (0.12)(3.5)(54) \left[\frac{1 - 0.25^2}{632.8} \right] = 0.0336 \text{ metros}$$

El asentamiento final es entonces:

$$S_d = 3.36 \text{ centímetros.}$$

Con lo anterior y tomando el asentamiento más desfavorable $S_d=3.5$ centímetros, se puede decir que está dentro de lo aceptable de acuerdo al Reglamento del Distrito Federal, y del cual se hace mención en los párrafos siguientes.

Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones.

La revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límite de falla consistirá, de acuerdo con los artículos 193 y 223 del Reglamento del D.F., en comparar la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño, afectando la capacidad de carga neta de la cimentación con un factor de resistencia y las acciones de diseño, con sus respectivos factores de carga, lo cual ya fue revisado en las secciones anteriores.

La revisión de la cimentación ante estados límite de servicio se hará tomando en cuenta los límites indicados en la siguiente tabla.

MOVIMIENTOS VERTICALES (HUNDIMIENTO)		
CONCEPTO		LÍMITE
VALOR MEDIO EN EL PREDIO	CONSTRUCCIONES AISLADAS	30 cm.
ASENTAMIENTO	CONSTRUCCIONES COLINDANTES	15 cm.

Tabla VII.3 Límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación.

De acuerdo a lo anterior, el asentamiento máximo permisible que se puede aceptar en la estructura analizada, es de 15 cm.

Se puede observar al comparar este dato con los resultados obtenidos, que los asentamientos que se presentaran en la estructura son aceptables y se encuentran dentro de lo permitido, por lo que no representa riesgo el no tomar medidas extremas de precaución para tal efecto.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Es de suma importancia la construcción del sistema de tratamiento seleccionado los beneficios que proporcionará a la población; sin embargo, si no se dispone de una infraestructura diseñada y construida en forma apropiada, que considere las características del terreno para la cimentación, tales como de agresividad de las aguas residuales y los procedimientos de construcción que tiene influencia en el funcionamiento hidráulico, eficiencia del tratamiento y durabilidad de las estructuras, la operación de una planta puede representar un fracaso total.

Los proyectos estructurales, hidráulicos, de instalaciones eléctricas, así como las construcciones de plantas de tratamiento de aguas residuales deben ser realizados por técnicos que conozcan este campo, puesto que no se trata de una obra civil mas, sino de instalaciones con un alto grado de especialización, como las presas y los puentes.

En cuanto a la geotécnica y en especial para el caso de la estabilidad por esfuerzos (verificación de la capacidad de carga) puede notarse que no existe ningún problema dado que los esfuerzos que resistir el terreno de cimentación en la condición más favorable superan con mucho a los esfuerzos que soportará la estructura.

En cuanto a los asentamientos puede notarse que los valores son muy reducidos, lo cual aunado a que la estructura se encuentra suficientemente armada para evitar agrietamientos proporciona una amplia seguridad al respecto.

Debido a lo estricto de los requisitos de servicio de los tanques de aireación, es necesario que se instaure un adecuado procedimiento constructivo y con una adecuada supervisión. La calidad del concreto es muy importante, por lo que deberá ejercer un control de calidad muy cuidadoso durante la construcción, con el objeto de obtener un concreto impermeable, con las características de calidad y resistencia adecuada.

Para el diseño estructural de tanques hechos de concreto reforzado, existe varias publicaciones útiles de la Portlan Cement Association. Las recomendaciones contenidas en las publicaciones antes mencionadas pueden requerir de algunos ajustes para que cumplan con el reglamento ACI 318 así como el reglamento de construcción aplicable en la localidad.

Los tanques que se encuentran bajo el nivel del terreno por lo general se prueban para determinar su hermeticidad antes de colocar el relleno y, siempre que sea pertinente, hay que considerar esta condición en el diseño estructural.

Los tanques de gran diámetro se expanden y se contraen de manera considerable a medida que se llenan o se vacían; la conexión entre la cimentación y el muro deben permitir ese tipo de movimientos, o bien ser lo bastante fuerte como para resistirlo sin agrietarse.

Algunas recomendaciones aquí vertidas podrán parecer exageradas, pero están basadas en experiencias reales. Es cierto que algunas de ellas incrementan la inversión inicial o en apariencia dificultan los procedimientos de construcción, pero a fin de cuentas es en beneficio del sistema general y, ante las enormes inversiones esfuerzos que aplica la ejecución de este tipo de obras, bien vale la pena prevenir gastando un poco más al principio, que construir plantas que representen inversiones útiles, grandes costos de operación, fracasos técnicos y el desaliento y reclamo general de la sociedad a la que se pretende beneficiar.

ANEXOS

CICLO DE OPERACION CON DURACION DE 16 HS																													
HORAS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	1	2	3	4	5
DIGESTOR 1	PREAIREACION	LLENADO				POSAIREACION				SEDIMENTACION				DESCARGA				PREAIREACION	LLENADO				POSAIREACION				SEDIMENTACION		
DIGESTOR 2	DECANTACION		PREAIREACION	LLENADO			POSAIREACION				SEDIMENTACION				DESCARGA		PREAIREACION	LLENADO			POSAIREACION								
DIGESTOR 3	SEDIMENTACION		DECANTACION		PREAIREACION	LLENADO			POSAIREACION				SEDIMENTACION				DESCARGA		PREAIREACION	LLENADO			POSAIREACION						
DIGESTOR 4	POSAIREACION			SEDIMENTACION		DECANTACION		PREAIREACION	LLENADO			POSAIREACION				SEDIMENTACION				DESCARGA		PREAIREACION	LLENADO						
DIGESTOR 5	POSAIREACION				SEDIMENTACION			DECANTACION		PREAIREACION	LLENADO			POSAIREACION				SEDIMENTACION				DESCARGA							
SILO DE LODOS	AIREACION	PARO	AIREACION	PARO	AIREACION	PARO	AIREACION	PARO	AIREACION	PARO	AIREACION	PARO	AIREACION	PARO	AIREACION	PARO	AIREACION	PARO	AIREACION	PARO	AIREACION	PARO	AIREACION	PARO	AIREACION	PARO	AIREACION	PARO	

ETAPA	HORAS
PREAIREACION	1.00
LLENADO	3.20
SEDIMENTACION	5.80
DECANTACION	3.00
AIREACION EN SILO	2.00
PARO TURBINA EN SILO	1.00

ANEXO A. DIAGRAMA DE CICLOS DE OPERACIÓN DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

ANEXO B

DISEÑO ESTRUCTURAL POR MEDIO DE LA FORMULA DE GREKOW HECHA EN UNA
HOJA DE CALCULO PARA TANQUES DE CONCRETO.

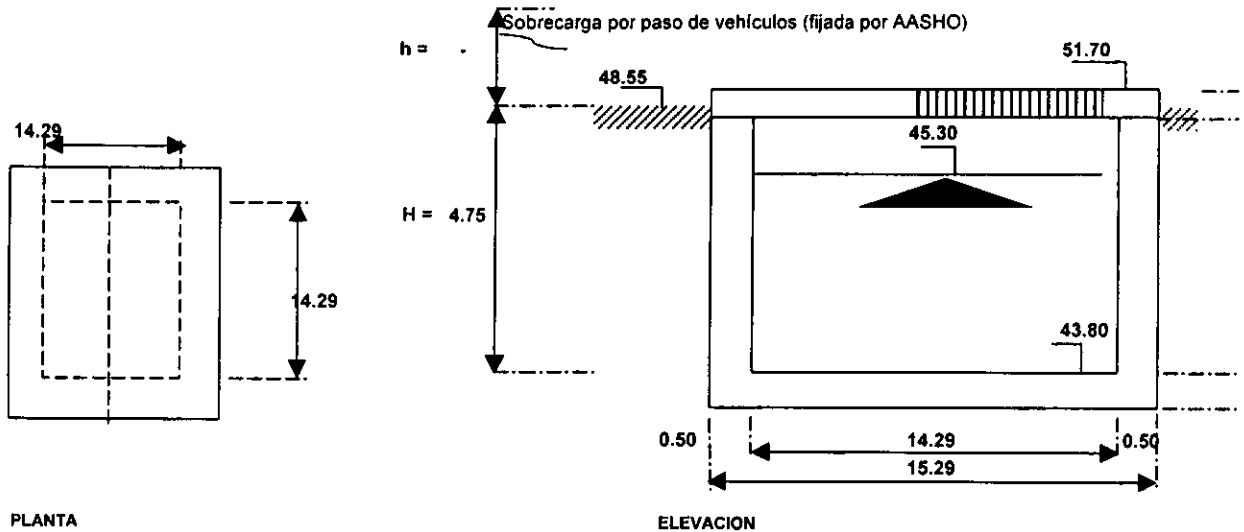
DISEÑO ESTRUCTURAL

PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS

DATOS BASICOS DE CALCULO:

W (peso volumétrico del concreto) =	2,400.00 kg/m ³	Cota de terreno natural =	48.55 m.s.n.m.m.
Df0-1 (profundidad del 1er. estrato) =	8.00 m	Cota superior de muro =	51.70 m.s.n.m.m.
γ_{0-1} (peso volumétrico del terreno) =	1,750.00 kg/m ³	Cota de losa de fondo =	43.80 m.s.n.m.m.
ϕ_{0-1} (ángulo de fricción del terreno) =	26.00	Esp. de muro =	0.50 m
Df1-4 (profundidad del 2do. estrato) =	8.00 m	Espesor de losa de cubierta =	-
γ_{0-4} (peso volumétrico del terreno) =	1,550.00 kg/m ³	Esp. de losa de fondo =	0.20 m
ϕ_{1-4} (ángulo de fricción del terreno) =	24.00	Tirante de agua =	1.50 m
γ (agua sucia tratada) =	1,010.00 kg/m ³	Ancho interior del tanque =	14.29 m
Sobrecarga por paso de vehículo =	- m	Largo interior del tanque =	14.29 m
f'c =	250.00 kg/cm ²	Ancho de espalón (losa) =	- m
fs =	1,265.00 kg/cm ²	Coefficiente sísmico =	0.10
Es =	2,039,000.00 kg/cm ²	Capacidad de carga del terreno =	16.70 ton/m ²
fy =	4,200.00 kg/cm ²	Ancho de losa :	- m
Empleando Var. No. (refuerzo principal) =	7.00	Recubrimiento en muro =	5.00 cm
Empleando Var. No. (refuerzo por temperatura) =	7.00	Recubrimiento en losa de fondo =	5.00 cm
		Recubrimiento losa de cubierta =	4.00 cm

DISEÑO DE MUROS



PLANTA

ELEVACION

DISEÑO DE MUROS LATERALES

Para el diseño de este cárcamo

Caso 1. REVISION DE LOS MUROS CON TANQUE VACIO CON RELLENO EXTERIOR

De acuerdo al texto "Mecánica de Suelos II" de Juárez Badillo A. Rico

EMPUJE DE TIERRAS SOBRE ELEMENTOS DE SOPORTE

Según Rankine, $p_t = K_a \gamma_w H$

p_t = Presión de terreno a la profundidad "H", en kg/m².

K_a = Coeficiente de empuje activo = $\tan^2(45^\circ - \phi_{prom}/2)$ = 0.370

γ_w = Peso volumétrico del suelo, en kg/m³.

H = Profundidad del punto a partir del nivel del terreno, en m.

NOTA : Los valores de γ_w y ϕ empleados en

Presión efectiva :

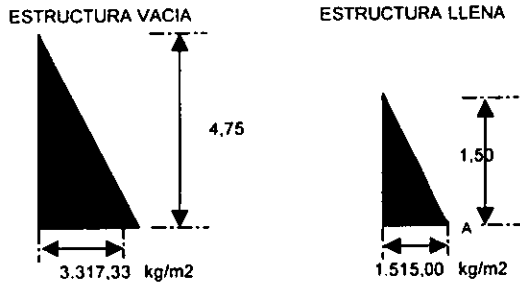
$$\begin{aligned} \text{En } H + h &= 4,75 \text{ m (con sobrecarga de vehiculo)} \\ p_t &= K_a \cdot g_w \cdot \text{prom} (H+h) = 3.317,33 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Caso 2. REVISIÓN DE LOS MUROS CON TANQUE LLENO SIN RELLENO EXTERIOR

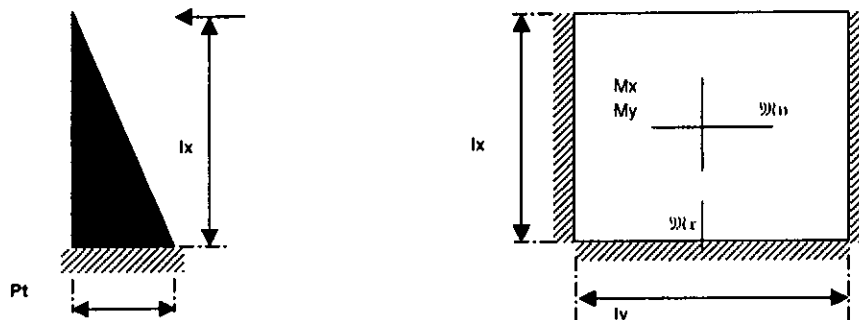
Presión efectiva

$$\begin{aligned} \text{En } H_1 &= 1,50 \text{ m} \\ p_a &= g \cdot H_1 = 1.515,00 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

DIAGRAMA DE PRESIONES



Los momentos en un muro o tablero están distribuidos como se ilustra enseguida :



Coefficientes para momentos para recipientes con muros empotrados. (Manual de Grekow, pp. 505)

ESTRUCTURA VACIA

PLACA 1. $l_x = 4,75 \text{ m}$
 $l_y = 14,29 \text{ m}$
 $l_x/l_y = 0,33$

Momentos	0,70	0,33	0,90
	x/a	x/a	x/a
M_x	-0,05050	-0,07182	-0,03890
$M_{x\text{máx}}$	-0,03470	-0,04224	-0,03060
M_y	-0,03470	-0,04224	-0,03060
$M_{x\text{máx}}$	0,01790	0,02930	0,01170
M_x	0,01790	0,03021	0,01120
$M_{y\text{máx}}$	0,00880	0,00549	0,01060
M_y	0,00880	0,00549	0,01060

ESTRUCTURA LLENA

$l_x = 1,50 \text{ m}$
 $l_y = 14,29 \text{ m}$
 $l_x/l_y = 0,10$

Momentos	0,50	0,10	0,60
	x/a	x/a	x/a
M_x	-0,06140	-0,08076	-0,0585
$M_{x\text{máx}}$	-0,03620	-0,03778	-0,0358
M_y	-0,03620	-0,03778	-0,0358
$M_{x\text{máx}}$	0,02510	0,03853	0,0217
M_x	0,02510	0,03853	0,0217
$M_{y\text{máx}}$	0,00580	0,00185	0,0068
M_y	0,00440	-0,00508	0,0068

Donde :

- M_x y M_y : Momentos flectores en el tramo en el centro de la placa y en las direcciones l_x y l_y .
- $M_{x\text{máx}}$ y $M_{y\text{máx}}$: Momentos flectores en los apoyos en el medio de los lados (l_x y l_y) en las direcciones l_x y l_y .
- $M_{x\text{máx}}$ y $M_{y\text{máx}}$: Momentos flectores máximos en el tramo en las direcciones l_x y l_y .
- $M_{x\text{máx}}$: Momento flector máximo en el apoyo en la dirección l_x .
- $M_{y\text{máx}}$: Momento flector máximo en el centro del tramo a lo largo del lado empotrado.
- $M_{x\text{máx}}$ y $M_{y\text{máx}}$: Momento flector máximo en el apoyo en los vértices de la placa, donde se unen sus lados empotrados y empotrados.

Momentos : M = Coef. x pt12

Empleando var. No. 7,00

PLACA 1.

ESTRUCTURA VACIA

	Momento (kg-m)	As (cm2)	Esp. (cm)
M_r	-3.779,79	7,77	49,00
$M_{m\acute{a}x.}$	-2.597,20	5,34	72,00
M_b	-2.597,20	5,34	72,00
$M_{x\acute{m}a}.$	1.339,77	2,75	140,00
M_x	1.339,77	2,75	140,00
$M_{y\acute{m}a}.$	658,66	1,35	286,00
M_y	658,66	1,35	286,00

ESTRUCTURA LLENA

	Momento (kg m)	As (cm2)	Esp. (cm)
M_r	-209,30	0,43	902,00
$M_{m\acute{a}x.}$	-123,40	0,25	1530,00
M_b	-123,40	0,25	1530,00
$M_{x\acute{m}a}.$	85,56	0,18	2207,00
M_x	85,56	0,18	2207,00
$M_{y\acute{m}a}.$	19,77	0,04	9551,00
M_y	15,00	0,03	12590,00

* Los valores de los coeficientes se han obtenido por interpolaci3n lineal de los presentados en las tablas

Constantes de c3lculo :

$$f'c = 250,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 2.31.5 \times 4270 \times (f'c)^{1/2} = 235.499,31 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.45 \times f'c = 112,50 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 1.265,00 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Esfuerzo)}$$

$$n = E_s / E_c = 8,66$$

$$k = 1 / (1 + (f_s/nf_c)) = 0,435$$

$$j = 1 - k/3 = 0,855$$

$$K = 0.5 f_c k j = 20,92 \text{ kg/cm}^2$$

EMPUJE DE TERRENO :

$$M_{m\acute{a}x} : M = 3.779,79 \text{ kg-m}$$

EMPUJE DE AGUA :

$$M_{m\acute{a}x} : M = 209,30 \text{ kg-m}$$

Peralte por cortante :

Al considerar la adherencia si se emplean varillas del No. 7,00

$$u = 3.2 (f'c)^{1/2} / D = 22,79 \text{ kg/cm}^2 < 35 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Se tomar3 } u = 22,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Sigma \phi = \zeta / u \phi \delta = 9,31 \text{ cm}$$

Peralte por momento :

$$dM = (M_{m\acute{a}x.} / Kb)^{1/2} = 13,44 \text{ cm}$$

$$dDISE\tilde{N}O = 45,00 \text{ cm}$$

$$r = 5,00 \text{ cm}$$

(Recubrimiento)

$$h = 50,00 \text{ cm}$$

$$\text{Por cortante : } V_{m\acute{a}x} = 7.878,67 \text{ kg}$$

$$v = V / b j d = 2,05 \text{ kg/cm}^2 < v_c = 0.5 (f'c)^{1/2} = 7,91 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{CORRECTO}$$

AREA DE REFUERZO MINIMO

Area de acero por temperatura :

$$A_{st} = 0.0025bd = 11,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Empleando var. No. 7,00} \quad A_s = 3,88 \text{ cm}^2$$

$$\text{Var. No. 7 @} \quad 34,00 \text{ cm}$$

Por adherencia :

$$u_p = 3.2 (f'c)^{1/2} / D = 22,79 \text{ kg/cm}^2 < 35,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Se tomar3 } u_p = 22,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Sigma \phi = \zeta / u_p \phi \delta = 9,00 \text{ cm}$$

$$\text{varillas var. No. 7,00 }^a \quad 77,00 \text{ cm. (espaciamiento m3ximo entre varillas)}$$

DISEÑO DE LOSA DE FONDO

Considerando momentos debidos al sismo, con respecto al desplante de la base:

ELEMENTO	CARGA (kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (kg-m)
Peso de muros :	812.815,20	4,150	337.318,31
Peso losa de superior :	-	8,100	-
Peso losa de fondo :	112.216,37	0,100	1.122,16
$\Sigma =$	925.031,57		
Peso del agua :	309.369,21	0,950	29.390,08
Suma de cargas verticales =	1.234.400,78		367.830,55

Area de la base A = 233,78 m²

Momento de inercia base : (sentido corto por ser desfavorable y menor)

I = 4.554,58 m⁴

Excentricidad = e = 0,30 < 2,55 m CORRECTO

Esfuerzos sobre el terreno :

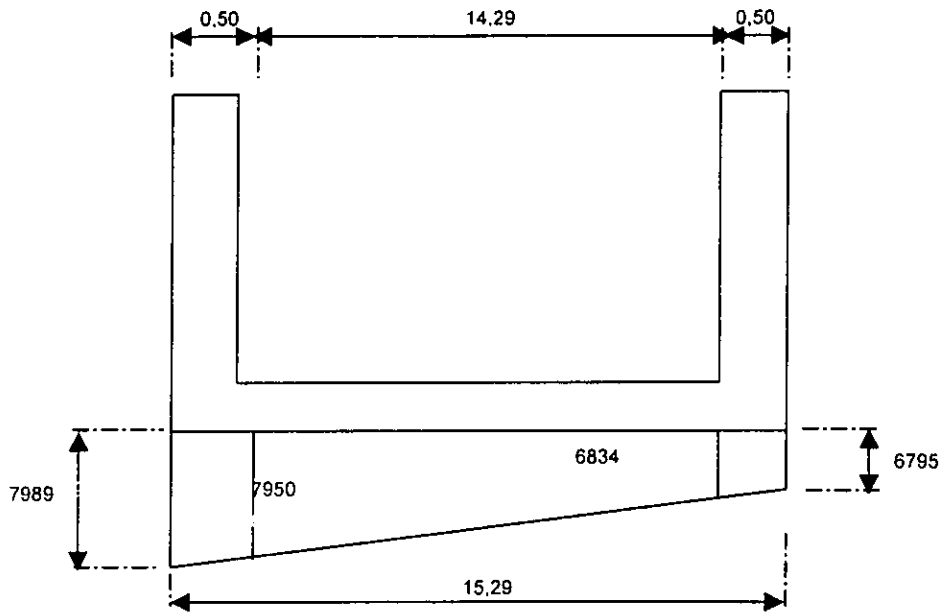
P = Sfuerzas x F.S. = Sfuerzas x 1.4 = 1.728.161,09 kg

f = P/A ± My/I

f máx. = 7,99 ton/m² < 16,70 ton/m² CORRECTO

f mín. = 6,79 ton/m² < 16,70 ton/m² CORRECTO

FATIGAS SOBRE EL TERRENO



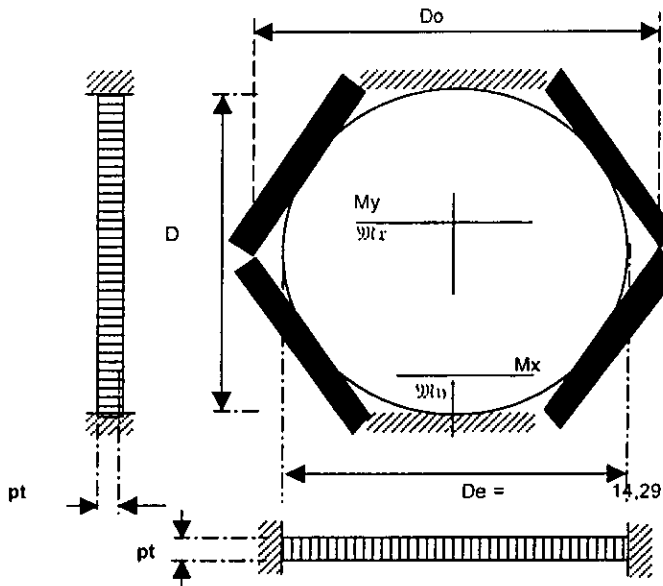
Si consideramos el esfuerzo sobre el terreno por sólo el peso propio sin agua en el tanque, se tiene :

f = P/A = 3.974,14 kg/m²

Si consideramos el esfuerzo sobre el terreno con peso propio y agua en el tanque, se tiene :

f = P/A = 5.300,28 kg/m²

Los momentos en la losa de fondo o un tablero están distribuidos como se ilustra enseguida :



PLACA 2.
 $l_x = 14.29 \text{ m}$
 $l_y = 14.29 \text{ m}$
 $l_x/l_y = 1.00$

Momentos	1,00 x/a
M_x	-0,07939
M_y	-0,07939
M_x	0,06807
M_y	0,06807

$D_e = 15,4332$
 $D = 14,29$

Empleando var. No. 7,00

Momentos : $M = \text{Coef.} \times \text{pt}^2$

	Momento (kg-m)	As (cm ²)	Esp. (cm)
M_x	-64.431,50	93,08	4,00
M_y	-64.431,50	93,08	4,00
M_x	55.239,62	79,80	4,00
M_y	55.239,62	79,80	4,00

ESTRUCTURA VACIA

	Momento (kg m)	As (cm ²)	Esp. (cm)
M_x	-85.931,80	124,14	3,00
M_y	-85.931,80	124,14	3,00
M_x	73.672,66	106,43	3,00
M_y	73.672,66	106,43	3,00

ESTRUCTURA LLENA

Peralte por momento :

$$dM = (M_{\text{máx.}} / K_b) / 2 = 64,09 \text{ cm}$$

$$d \text{ DISEÑO} = 64,00 \text{ cm}$$

$$r = 5,00 \text{ cm}$$

(Recubrimiento)

$$h = d + r = 69,00 \text{ cm}$$

ANALISIS DE ESTRUCTURA VACIA (se analiza como marco vertical).

Al consultar los momentos verticales del tablero correspondiente al muro y losa de fondo, se tiene la siguiente distribución de momentos en la estructura.

Fuerza por CM+CV+SISMO (kg/m)	1.714,80	733,92	1.714,80
Presión o empuje del terreno (kg/m ²)	1.814,07	3.974,14	1.814,07



	MURO		LOSA DE FONDO		MURO	
	2039000,00	2039000,00	2039000,00	2039000,00	2039000,00	2039000,00
Es (kg/cm2)						
Longitud (m)	7,90		14,79		7,90	
Momento de inercia (cm4)	1041666,67	66666,67	66666,67	1041666,67		
ngdeces	1,00	0,38	0,27	0,27	0,38	1,00
factor		0,58	0,42	0,42	0,58	
momento por CM+CV+SISMO		-1807,16	13378,39	-13378,39	1807,16	
momento terreno con sismo		-2833,95	0,00	0,00	2833,95	
Momento de empotramiento	0,00	-4841,11	13378,39	-13378,39	4841,11	0,00
1ra Distribución	0,00	-5102,97	-3634,30	3634,30	5102,97	0,00
Momento final (kg-m)	0,00	-9.744,09	9.744,09	-9.744,09	9.744,09	0,00
Visost (kg)	2709,38	10837,54	5427,34	5427,34	10837,54	2709,38
Vhip (kg)	-1233,43	-1233,43	0,00	0,00	1233,43	1233,43
Vfinal (kg)	1475,96	9604,11	5427,34	5427,34	12070,96	3942,81

Longitud (m)		7,90		14,79		7,90
Momento en extremos (kg-m)	0,00		-9744,09 9744,09		-9744,09 9744,09	0,00
Momento en el centro (kg-m)		6378,43		6689,194578		6378,43

Datos		6378,43	-9744,09	9744,09	6689,19	-9744,09	9744,09	6378,43	0,00
Mmáx (kg-m)	0,00	6378,43	-9744,09	9744,09	6689,19	-9744,09	9744,09	6378,43	0,00
fs (kg/cm2)	1265,00	1265,00	1265,00	1265,00	1265,00	1265,00	1265,00	1265,00	1265,00
l	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85
K (kg/cm2)	20,92	20,92	20,92	20,92	20,92	20,92	20,92	20,92	20,92
d (cm)	0,00	17,00	21,00	21,00	17,00	21,00	21,00	17,00	0,00
dDISEÑO (cm)	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00
r (cm)	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
h (cm)	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00
fc (kg/cm2)	250,00	250,00	250,00	250,00	250,00	250,00	250,00	250,00	250,00
Ec (kg/cm2)	2039000,00	2039000,00	2039000,00	2039000,00	2039000,00	2039000,00	2039000,00	2039000,00	2039000,00
As (cm2)	0,00	23,59	36,04	36,04	24,74	36,04	36,04	23,59	0,00
Var No	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
As var (cm2)	1,99	1,99	1,99	1,99	1,99	1,99	1,99	1,99	1,99
Var No	-	-	6,00	6,00	-	6,00	6,00	-	-
As var (cm2)	-	-	2,87	2,87	-	2,87	2,87	-	-
Asistal var (cm2)	1,99	1,99	4,86	4,86	1,99	4,86	4,86	1,99	1,99
Esp (cm)	13,5	13,5	13,5	13,5	13,5	13,5	13,5	13,5	13,5
No var	8,42	8,42	8,42	8,42	8,42	8,42	8,42	8,42	8,42
Astemp	6,25	6,25	6,25	6,25	6,25	6,25	6,25	6,25	6,25
As var (cm2)	1,99	1,99	1,99	1,99	1,99	1,99	1,99	1,99	1,99
Var No	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
Esp (cm)	31,8	31,8	31,8	31,8	31,8	31,8	31,8	31,8	31,8
No var	4,14	4,14	4,14	4,14	4,14	4,14	4,14	4,14	4,14

ANALISIS DE ESTRUCTURA LLENA (se analiza como marco vertical)

Al consultar los momentos verticales del tablero correspondiente al muro y losa de fondo, se tiene la siguiente distribución de momentos en la estructura.

Fuerza por CM+CV+SISMO (kg/m)	1 714,80	733,92	1 714,80
Presión o empuje del terreno (kg/m2)	828,47	5 300,28	828,47



	MURO		LOSA DE FONDO		MURO	
	2039000,00	2039000,00	2039000,00	2039000,00	2039000,00	2039000,00
Es (kg/cm2)						
Longitud (m)	7,90		14,79		7,90	
Momento de inercia (cm4)	1041666,67	66666,67	66666,67	1041666,67		
ngdeces	1,00	0,38	0,27	0,27	0,38	1,00
factor		0,58	0,42	0,42	0,58	
momento por CM+CV+SISMO		-1807,16	13378,39	-13378,39	1807,16	
momento terreno con sismo		-115,45	0,00	0,00	115,45	
Momento de empotramiento	0,00	-1922,61	13378,39	-13378,39	1922,61	0,00
1ra Distribución	0,00	-6690,71	-4765,07	4765,07	6690,71	0,00
Momento final (kg-m)	0,00	-8.613,32	8.613,32	-8.613,32	8.613,32	0,00
Visost (kg)	2709,38	10837,54	5427,34	5427,34	10837,54	2709,38
Vhip (kg)	-1090,29	-1090,29	0,00	0,00	1090,29	1090,29
Vfinal (kg)	1819,09	9747,24	5427,34	5427,34	11927,83	3799,68

Longitud (m)		7,90		14,79		7,90
Momento en extremos (kg-m)	0,00		-8613,32 8613,32		-8613,32 8613,32	0,00
Momento en el centro (kg-m)		6378,43		6689,194578		6378,43

Datos		6378,43	-8613,32	8613,32	6689,19	-8613,32	8613,32	6378,43	0,00
Mmáx (kg-m)	0,00	6378,43	-8613,32	8613,32	6689,19	-8613,32	8613,32	6378,43	0,00
fs (kg/cm2)	1265,00	1265,00	1265,00	1265,00	1265,00	1265,00	1265,00	1265,00	1265,00
l	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85
K (kg/cm2)	20,92	20,92	20,92	20,92	20,92	20,92	20,92	20,92	20,92
d (cm)	0,00	17,00	20,00	20,00	17,00	20,00	20,00	17,00	0,00
dDISEÑO (cm)	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00
r (cm)	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
h (cm)	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00
fc (kg/cm2)	250,00	250,00	250,00	250,00	250,00	250,00	250,00	250,00	250,00
bs un metro =	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
Ec (kg/cm2)	2039000,00	2039000,00	2039000,00	2039000,00	2039000,00	2039000,00	2039000,00	2039000,00	2039000,00
As (cm2)	0,00	23,59	31,86	31,86	24,74	31,86	31,86	23,59	0,00
Var No	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
As var (cm2)	1,99	1,99	1,99	1,99	1,99	1,99	1,99	1,99	1,99
Var No	-	-	5,00	5,00	-	5,00	5,00	-	-

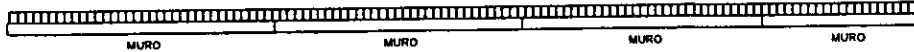
As var (cm2)	-	-	1.99	1.99	-	1.99	1.99	-	-
Astotal var (cm2)	1.99	1.99	3.98	3.98	1.99	3.98	3.98	1.99	1.99
Esp (cm)	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5
No var	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00
Astemp	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25
As var (cm2)	1.99	1.99	1.99	1.99	1.99	1.99	1.99	1.99	1.99
Var No	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
Esp (cm)	31.8	31.8	31.8	31.8	31.8	31.8	31.8	31.8	31.8
No var	4.14	4.14	4.14	4.14	4.14	4.14	4.14	4.14	4.14

Por cortante $V_{m\acute{a}x} = 12\ 070.96$ kg
 $v = V / b j d = 2.21$ kg/cm2 < $v_c = 0.5 (f'c) / 2 = 7.91$ kg/cm2 CORRECTO

ANALISIS DE ESTRUCTURA VACIA (se analiza como marco horizontal)

Al consultar los momentos horizontales del tablero correspondiente al muro, se tiene la siguiente distribución de momentos en la estructura

Fuerza por CM+CV+SISMO (kg/m)	948,00	474,00	948,00	474,00
Presión o empuje del terreno (kg/m)	1.358,15	679,08	1.358,15	679,08

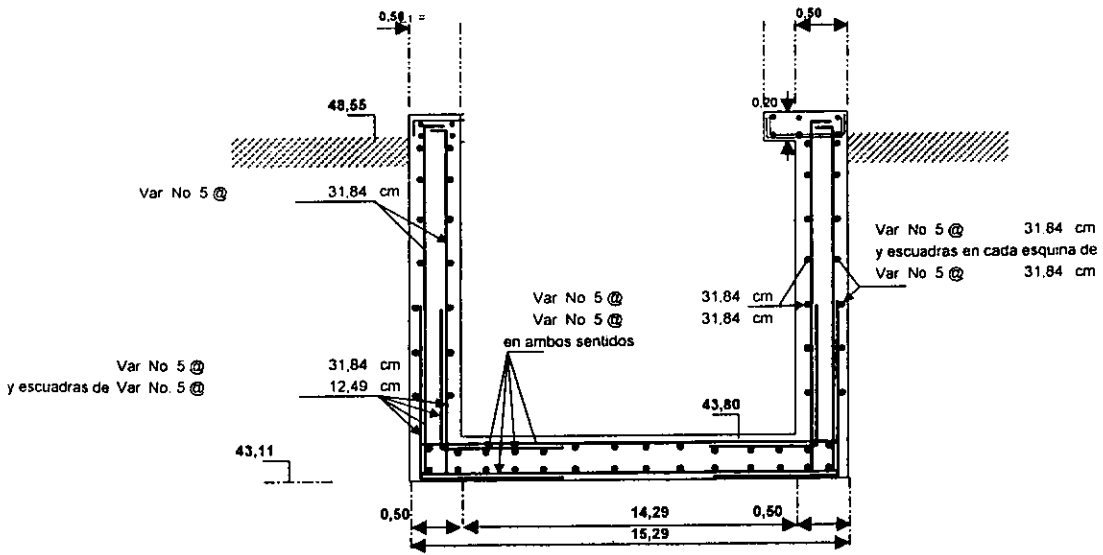


	2039000,00	2039000,00	2039000,00	2039000,00	2039000,00	2039000,00	2039000,00	2039000,00
Longitud (m)	14,29		14,29		14,29		14,29	
Momento de inercia (cm4)	1041666,67	1041666,67	1041666,67	1041666,67	1041666,67	1041666,67	#####	1041666,67
ngidecas	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28
factor	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
momento por CM+CV+SISMO	16132,12	-16132,12	8066,06	-8066,06	16132,12	-16132,12	8066,06	-8066,06
momento terreno con sismo	115,45	-115,45	115,45	-115,45	115,45	-115,45	115,45	-115,45
Momento de empotramiento	16247,57	-16247,57	8181,51	-8181,51	16247,57	-16247,57	8181,51	-8181,51
1ra. Distribución	-4033,03	4033,03	4033,03	-4033,03	-4033,03	4033,03	4033,03	-4033,03
1er. Transporte								
2da Distribución								
Momento final (kg-m)	12.214,54	-12.214,54	12.214,54	-12.214,54	12.214,54	-12.214,54	12.214,54	-12.214,54
Visost (kg)	6773,46	6773,46	3386,73	3386,73	6773,46	6773,46	3386,73	3386,73
Vhip (kg)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vfinal (kg)	6773,46	6773,46	3386,73	3386,73	6773,46	6773,46	3386,73	3386,73

Longitud (m)	14,29		14,29		14,29		14,29	
Momento en extremos (kg-m)	12214,54	-12214,54	12214,54	-12214,54	12214,54	-12214,54	12214,54	-12214,54
Momento en el centro (kg-m)	8066,06		4033,03		8066,06		4033,03	

Datos	12214,54	8066,06	-12214,54	12214,54	4033,03	-12214,54	12214,54	8066,06	-12214,54	12214,54
Mmáx.(kg-m)	12214,54	8066,06	-12214,54	12214,54	4033,03	-12214,54	12214,54	8066,06	-12214,54	12214,54
fs (kg/cm2)	1265,00	1265,00	1265,00	1265,00	1265,00	1265,00	1265,00	1265,00	1265,00	1265,00
J	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85
K (kg/cm2)	20,92	20,92	20,92	20,92	20,92	20,92	20,92	20,92	20,92	20,92
d (cm)	24,00	19,00	24,00	24,00	13,00	24,00	24,00	19,00	24,00	24,00
dDISEÑO (cm)	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00
r (cm)	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
h (cm)	50,00	50,00	50,00	50,00	50,00	50,00	50,00	50,00	50,00	50,00
f'c (kg/cm2)	250,00	250,00	250,00	250,00	250,00	250,00	250,00	250,00	250,00	250,00
b= un metro =	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
Ec (kg/cm2)	2039000,00	2039000,00	2039000,00	2039000,00	2039000,00	2039000,00	2039000,00	2039000,00	2039000,00	2039000,00
As (cm2)	25,10	16,57	25,10	25,10	8,29	25,10	25,10	16,57	25,10	25,10
Var No	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
As var (cm2)	1,99	1,99	1,99	1,99	1,99	1,99	1,99	1,99	1,99	1,99
Var No	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
As var. (cm2)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Astotal var. (cm2)	1,99	1,99	1,99	1,99	1,99	1,99	1,99	1,99	1,99	1,99
Esp (cm)	7,9	7,9	7,9	7,9	7,9	7,9	7,9	7,9	7,9	7,9
No var	13,61	13,61	13,61	13,61	13,61	13,61	13,61	13,61	13,61	13,61
Astemp.	11,25	11,25	11,25	11,25	11,25	11,25	11,25	11,25	11,25	11,25
As var (cm2)	1,99	1,99	1,99	1,99	1,99	1,99	1,99	1,99	1,99	1,99
Var. No	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
Esp (cm)	17,7	17,7	17,7	17,7	17,7	17,7	17,7	17,7	17,7	17,7
No var	6,65	6,65	6,65	6,65	6,65	6,65	6,65	6,65	6,65	6,65

Por cortante Vmáx = 6 773,46 kg
 $v = V / b \cdot d = 1,76 \text{ kg/cm}^2 < v_c = 0,5 (f'c) / 2 = 7,91 \text{ kg/cm}^2$ CORRECTO



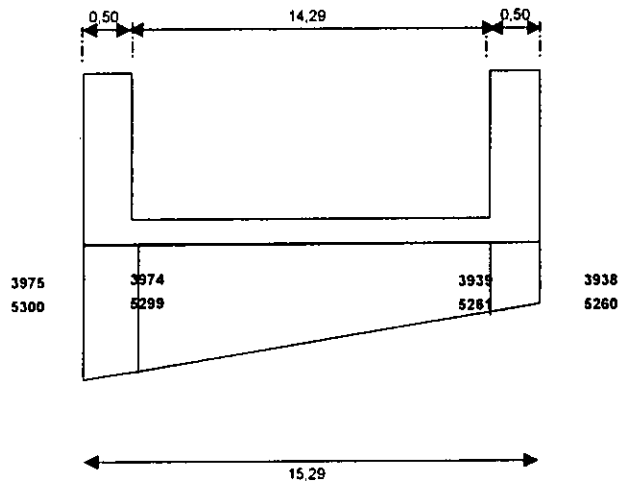
$P = S_{fuerzas} \times F C = S_{fuerzas} \times 14 = 1\,295\,044,20 \text{ kg}$
 $f = P/A \pm My/I$
 $f_{\text{máx}} = 6,09 \text{ ton/m}^2 < 16,70 \text{ ton/m}^2 \text{ CORRECTO}$
 $f_{\text{mín}} = 4,99 \text{ ton/m}^2 < 16,70 \text{ ton/m}^2 \text{ CORRECTO}$

VACIA

$P = S_{fuerzas} \times F C = S_{fuerzas} \times 14 = 925\,031,57 \text{ kg}$
 $f = P/A \pm My/I$
 $f_{\text{máx}} = 3,98 \text{ ton/m}^2 < 16,70 \text{ ton/m}^2 \text{ CORRECTO}$
 $f_{\text{mín}} = 3,94 \text{ ton/m}^2 < 16,70 \text{ ton/m}^2 \text{ CORRECTO}$

LLENA

$P = S_{fuerzas} \times F C = S_{fuerzas} \times 14 = 1\,234\,400,78 \text{ kg}$
 $f = P/A \pm My/I$
 $f_{\text{máx}} = 5,30 \text{ ton/m}^2 < 16,70 \text{ ton/m}^2 \text{ CORRECTO}$
 $f_{\text{mín}} = 5,26 \text{ ton/m}^2 < 16,70 \text{ ton/m}^2 \text{ CORRECTO}$



No. De Var.	Área		cm2	kg/m	Rasape mínimo (m)		
	m	pulg			s/gancho	c/gancho	
2	0.0064	1/4	0,32	0.251	0,36	0,24	Var No 2 @
2.5	0.0079	5/16	0,49	0,384	0,45	0,30	Var. No 2.5 @
3	0.0095	3/8	0,71	0,557	0,43	0,29	Var. No 3 @
4	0.0127	1/2	1,27	0,996	0,57	0,38	Var. No 4 @
5	0.0159	5/8	1,99	1,560	0,72	0,48	Var. No 5 @
6	0.0191	3/4	2,87	2,250	0,86	0,57	Var. No 6 @
7	0.0222	7/8	3,88	3,066	1,00	0,67	Var. No 7 @
8	0.0254	1	5,07	3,975	1,15	0,77	Var. No 8 @
9	0.0286	1 1/8	6,41	5,075	1,29	0,86	Var. No 9 @
10	0.0318	1 1/4	7,94	6,225	1,43	0,96	Var. No 10 @
11	0.0349	1 3/8	9,58	7,511	-	-	Var. No 11 @
12	0.0381	1 1/2	11,40	8,938	1,72	1,16	Var. No 12 @

LOSA PERIMETRALMENTE AISLADA

	Mom. Neg.	Mom. Pos.
0,50	0,055	0,083
0,55	0,054	0,082
0,60	0,053	0,080
0,65	0,050	0,076
0,70	0,047	0,072
0,75	0,045	0,068
0,80	0,043	0,064
0,85	0,041	0,061
0,90	0,038	0,057
0,95	0,036	0,054
1,00	0,033	0,050
	0,033	0,055

LOSA PERIMETRALMENTE CONTINUA

	Mom. Neg.	Mom. Pos.
0,50	0,083	0,062
0,55	0,068	0,055
0,60	0,063	0,047
0,65	0,059	0,044
0,70	0,055	0,041
0,75	0,052	0,039
0,80	0,048	0,036
0,85	0,044	0,033
0,90	0,040	0,030
0,95	0,037	0,028
1,00	0,033	0,025
	0,033	0,025

Flechas y momentos	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	1,11	1,25	1,43	1,67	2,00
W _r	-0,06140	-0,05650	-0,05050	-0,04450	-0,03890	-0,03400	-0,03620	-0,03840	-0,04060	-0,04280	-0,04480
W _{umáx}	-0,03620	-0,03580	-0,03470	-0,03280	-0,03060	-0,02850	-0,03240	-0,03660	-0,04130	-0,04590	-0,04980
W _u	-0,03620	-0,03580	-0,03470	-0,03280	-0,03060	-0,02830	-0,03130	-0,03450	-0,03750	-0,03970	-0,04120
W _{r mín.}	0,02510	0,02170	0,01790	0,01420	0,01170	0,00950	0,00960	0,00940	0,00930	0,00920	0,00920
M _x	0,02510	0,02170	0,01790	0,01420	0,01120	0,00860	0,00790	0,00730	0,00530	0,00340	0,00170
M _{y máx.}	0,00580	0,00680	0,00880	0,01000	0,01060	0,01050	0,01260	0,01470	0,01680	0,01970	0,02290
M _y	0,00440	0,00680	0,00880	0,01000	0,01060	0,01050	0,01260	0,01470	0,01670	0,01890	0,02020

Flechas y momentos	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	1,11	1,25	1,43	1,67	2,00
W _r	-0,08180	-0,07820	-0,07230	-0,06520	-0,05800	-0,05060	-0,05320	-0,05510	-0,05610	-0,05620	-0,05590
W _u	-0,05590	-0,05620	-0,05610	-0,05510	-0,05320	-0,05060	-0,05800	-0,06520	-0,07230	-0,07820	-0,08180
M _x	0,03990	0,03660	0,03210	0,02710	0,02220	0,01760	0,01650	0,01440	0,01160	0,00760	0,00380
M _y	0,00380	0,00760	0,01160	0,01440	0,01650	0,01760	0,02220	0,02710	0,03210	0,03660	0,03990

Flechas y momentos	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	1,11	1,25	1,43	1,67	2,00
W _r	-0,08180	-0,07820	-0,07230	-0,06520	-0,05800	-0,05060	-0,05320	-0,05510	-0,05610	-0,05620	-0,05590
W _u	-0,05590	-0,05620	-0,05610	-0,05510	-0,05320	-0,05060	-0,05800	-0,06520	-0,07230	-0,07820	-0,08180
M _x	0,03990	0,03660	0,03210	0,02710	0,02220	0,01760	0,01650	0,01440	0,01160	0,00760	0,00380
M _y	0,00380	0,00760	0,01160	0,01440	0,01650	0,01760	0,02220	0,02710	0,03210	0,03660	0,03990

ANEXO C

CANTIDADES DE ACERO Y CONCRETO

ACERO DE REFUERZO
MUROS INTERIORES Y SUS CHAFLANES

VARILLA TIPO	DIAMETRO No.	CANTIDAD PZAS.	LONGITUD CM	PESO TOTAL KG
V1	#5	360.00	849.00	4768.00
V2	#5	365.00	663.00	3775.00
H5	#5	350.00	1567.00	8556.00
D1	#5	730.00	307.00	3496.00
D2	#5	730.00	283.00	3223.00
H4	#5	70.00	1406.00	1535.00
SUBTOTAL MUROS INTERIORES				25353.00

MUROS EXTERIORES Y SUS CHAFLANES

VARILLA TIPO	DIAMETRO No.	CANTIDAD PZAS.	LONGITUD CM	PESO TOTAL KG
V1	#5	1728.00	849.00	22886.00
V2	#5	1752.00	663.00	18121.00
H5	#5	840.00	1567.00	20534.00
H11	#5	840.00	1518.00	19892.00
D1	#5	1752.00	307.00	8391.00
D2	#5	1752.00	283.00	7735.00
H4	#5	336.00	1406.00	7370.00
SUBTOTAL MUROS EXTERIORES				104929.00

CONEXIONES DE MUROS

VARILLA TIPO	DIAMETRO No.	CANTIDAD PZAS.	LONGITUD CM	PESO TOTAL KG
B1	#5	1505.00	120.00	2817.00
B2	#5	2170.00	120.00	4062.00

MUROS COLINDANTES Y SUS CHAFLANES

VARILLA TIPO	DIAMETRO No.	CANTIDAD PZAS.	LONGITUD CM	PESO TOTAL KG
V1	#5	144.00	849.00	1907.00
V2	#5	146.00	663.00	1510.00
H5	#5	70.00	1567.0	1711.00
H11	#5	70.00	1518.00	1658.00
D1	#5	146.00	307.00	699.00
D2	#5	146.00	283.00	645.00
H4	#5	28.00	1394.00	609.00
SUBTOTAL MUROS COLINDANTES				8739.00

FONDO

VARILLA TIPO	DIAMETRO No.	CANTIDAD PZAS.	LONGITUD CM	PESO TOTAL KG
F1	#3	60.00	480.00	160.00
F2	#3	48.00	800.00	214.00
F3	#3	48.00	1080.00	289.00
F4	#3	48.00	1360.00	364.00
F5	#3	72.00	1620.00	650.00
F6	#3	72.00	1960.00	786.00
F7	#3	378.00	2160.00	4548.00
F8	#3	138.00	2440.00	1876.00
F9	#3	96.00	2240.00	1198.00
F10	#3	84.00	2080.00	973.00
F11	#3	84.00	1920.00	898.00
F12	#3	96.00	1760.00	941.00
F13	#3	84.00	1560.00	730.00
F14	#3	60.00	1280.00	428.00
H10	#5	284.00	408.00	1808.00
H9	#5	284.00	395.00	1750.00
H6	#5	3408.00	465.00	24722.00
H7	#5	3408.00	443.00	23552.00
H1	#5	710.00	700.00	7754.00
H2	#5	710.00	716.00	7930.00
SUBTOTAL FONDO				81571.00

TRABES

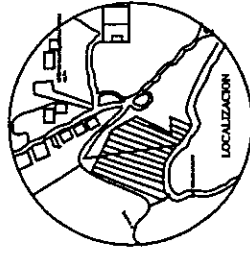
VARILLA TIPO	DIAMETRO No.	CANTIDAD PZAS.	LONGITUD CM	PESO TOTAL KG
T1	#8	116.00	1710.00	7885.00
T2	#8	116.00	1697.00	7825.00
T3	#5	58.00	1665.00	1506.00
T4	#5	58.00	1671.00	1512.00
T5	#5	58.00	1690.00	1529.00
T6	#5	58.00	1556.00	1408.00
T7	#8	238.00	1524.00	14418.00
T9	#5	8.00	1668.00	208.00
T10	#5	16.00	537.00	134.00
T11	#5	4.00	1622.00	101.00
T12	#5	4.00	1589.00	99.00
T13	#5	4.00	1657.0	103.00
T14	#8	16.00	467.00	117.00
T15	#8	8.00	1517.00	482.00
E1	#3	1479.00	276.00	2274.00
E2	#3	118.00	214.00	141.00
E3	#3	1597.00	44.00	391.00
SUBTOTAL FONDO				40133.00

CANTIDADES TOTALES DE MATERIALES

ACERO DE REFUERZO (KG)	TOTAL
MUROS EXTERIORES	104929.00
MUROS INTERIORES	25353.00
MUROS CLINDANTES	8739.00
CONEX. DE MURO	6879.00
TRABES	40133.00
FONDO	85571.00
TOTAL	<u>271604.00</u>

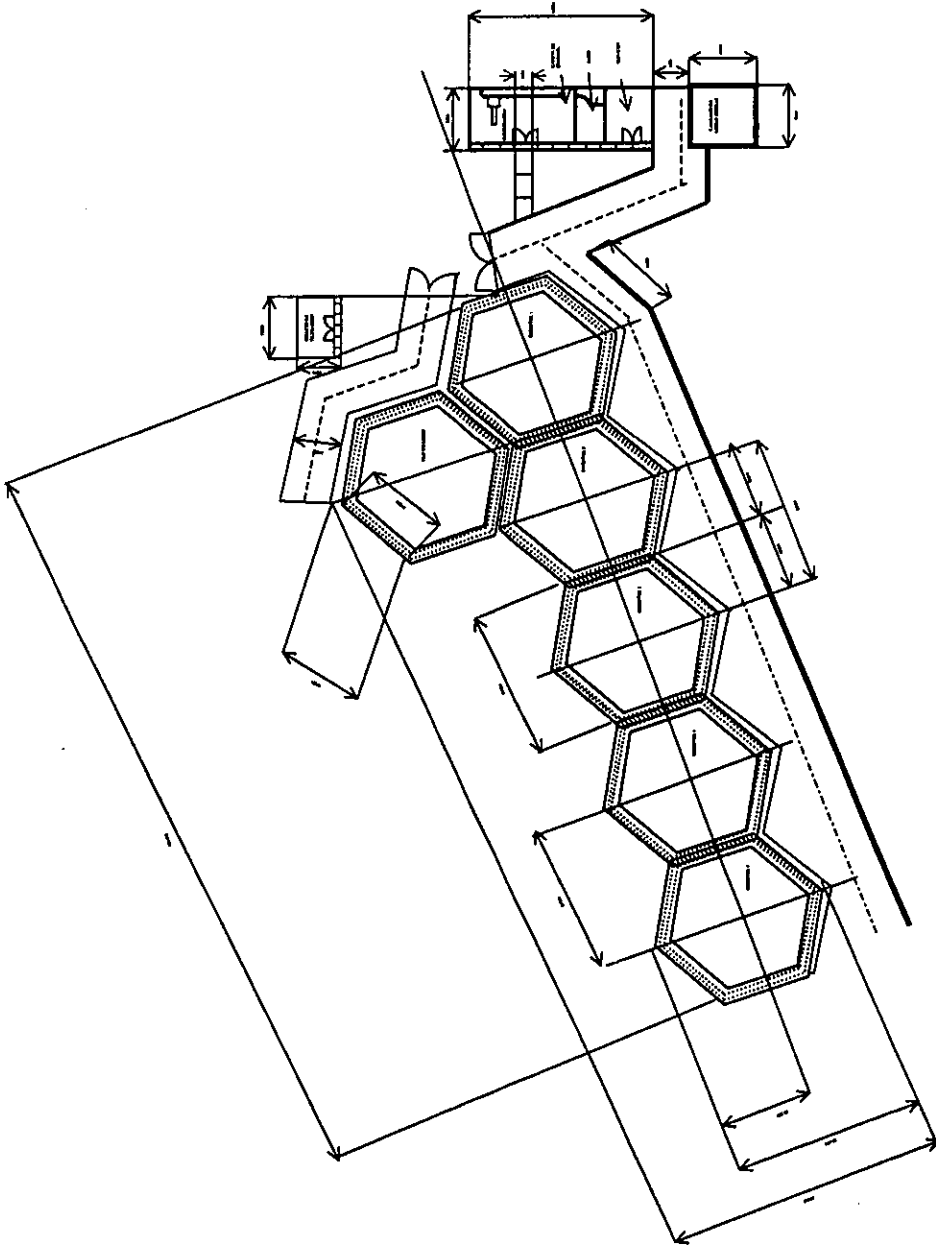
CONCRETO (M3)	TOTAL
FONDO	829.00
CHAFLAN	122.00
MUROS	1565.00
TRABES	315.00

ANEXO D
PLANO EN CONJUNTO
PLANO ESTRUCTURAL GENERAL.



NOTAS GENERALES

- 1.- COTACIONES EN MILIMETROS
- 2.- NO TOMAR MEDIDAS A ESCALA
- 3.- ESTE DISEÑO DE CONJUNTO SE ACOPIA CON LAS NORMAS DE CONSTRUCCION PARA LAS PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES Y SISTEMAS AFINES.
- 4.- EL PROCESO EMPLEADO EN ESTE DISEÑO CORRESPONDE A LA TECNOLOGIA DE LAS PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE LA CIUDAD DE GUANAJUATO



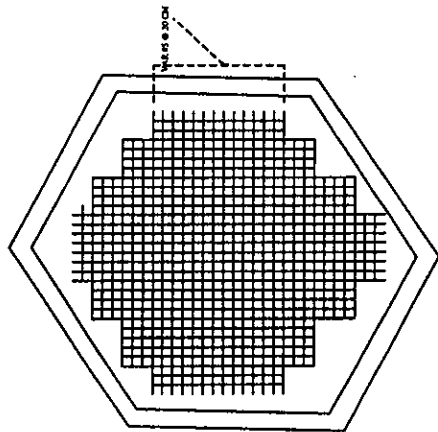
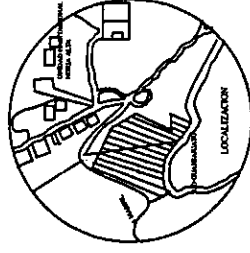
JUAN ELIO ZAMUDIO SANCHEZ

EVALUACION ESTRUCTURAL DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE LA CIUDAD DE GUANAJUATO

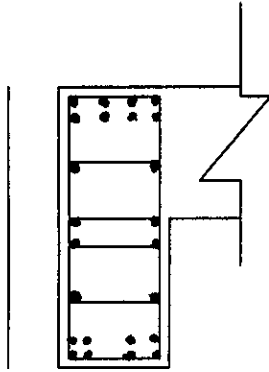
ARREGLO GENERAL DE AREAS Y EDIFICIOS

DISEÑO	ACOTACIONES	AGOSTO 2000
ZAMUDIO	MM	
REVISO	ESCALA	
ING. ANTONIO LEAL	1 : 30	
APROBADO		
ING. JOSE MELORADO		

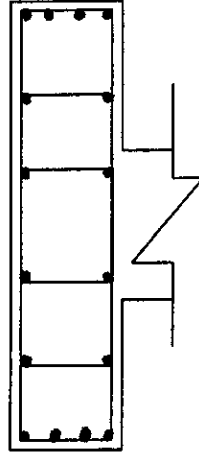




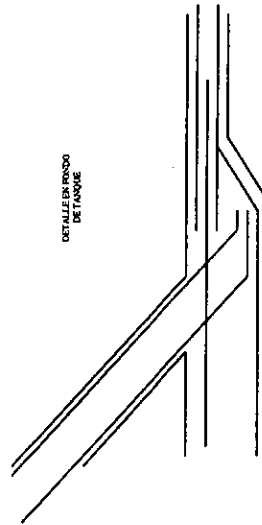
ARMADO EN LOSA DE FONDO



TANQUE CILINDRICO



TANQUE TIPO



DETALLE EN FONDO DE TANQUE

NOTAS GENERALES

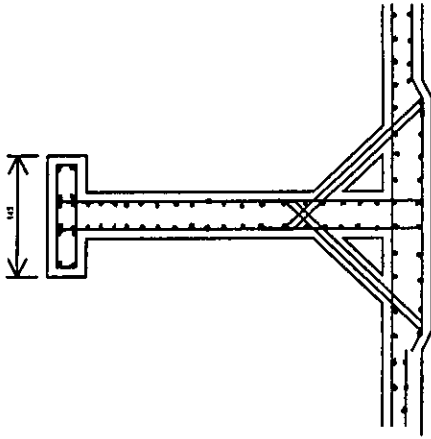
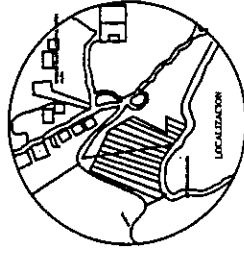
- 1.- ACOTACIONES EN MILIMETROS.
- 2.- NO TOMAR MEDIDAS A ESCALA.
- 3.- ESTE DIBUJO SE COMPLEMENTA CON LAS NORMAS DE CONSTRUCCION PARA LAS PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES Y SISTEMAS AFINES.
- 4.- EL PROCESO EMPLEADO EN ESTE DISEÑO CORRESPONDE A LA TECNOLOGIA DE LA EMPRESA MOENSA BIOGEST Y SE HA DESARROLLADO PARA USO EXCLUSIVO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS DE LA CIUDAD DE GUANAJUATO.

DIBUJO	ACOTACIONES
ZAMUDIO	MM.
REVISO	ESCALA
ING. ANTONIO	1 : 300
J. JAL.	AGOSTO 2000
PROYECTO	
ING. FERRER MORALES	

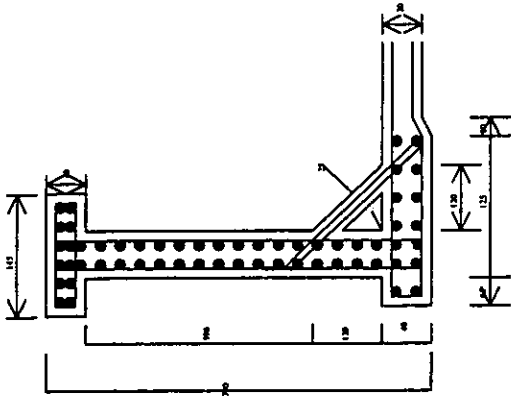
JUAN ELIGIO ZAMUDIO SANCHEZ
 EVALUACION ESTRUCTURAL DE LA PLANTA DE
 TRATAMIENTO DE LA CIUDAD DE GUANAJUATO, GTO

ESTRUCTURAL
 LOSA DE FONDO Y TRABES

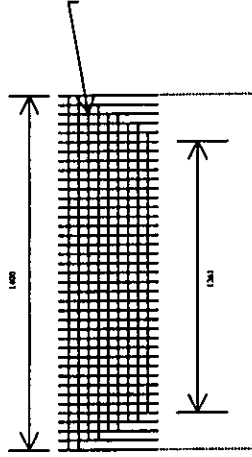




CORTE DE MURO EXTERIOR

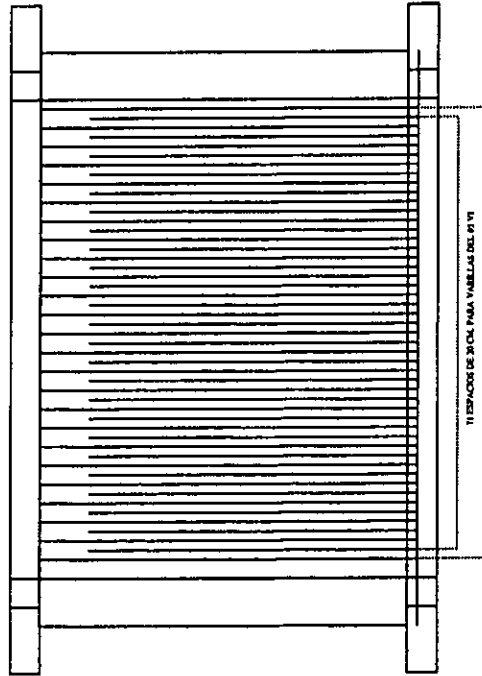


CORTE DE MURO EXTERIOR



T1 ESPACIO DE 30 CM PARA VARELLAS DEL #1 Y T2.

VISTA FRONTAL DE CHAPLAN



T1 ESPACIO DE 30 CM PARA VARELLAS DEL #1 Y T2

T2 ESPACIO DE 30 CM PARA VARELLAS DEL #1 Y T2 Y #10

ALZADO FRONTAL DE PAREDA EN MURO

NOTAS GENERALES

- 1.- ADOPTACIONES EN MILIMETROS
- 2.- NO TOMAR MEDIDAS A ESCALA.
- 3.- ESTE DIBUJO SE COMPLEMENTA CON LAS NORMAS DE CONSTRUCCION PARA LAS PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES Y SISTEMAS AERIOS.
- 4.- EL PROCESO EMPLEADO EN ESTE DISEÑO CORRESPONDE A LA TECNOLOGIA DE LA EMPRESA MOROSA BRUGEST Y SE HA DESARROLLADO PARA USO EXCLUSIVO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS DE LA CIUDAD DE GUANAJUATO

DIBUJO	ZAMUDIO	ACOTACIONES	MML	JUAN ELIGIO ZAMUDIO SANCHEZ
REVISO	ING. ANDRÉS LEAL	ESCALA	1:300	EVALUACION TECNICA TORRETTA PARA EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE LA CIUDAD DE GUANAJUATO
OPINION	ING. JOSE MORALES		AGOSTO 2000	
				ESTRUCTURAL Muros interiores y exteriores

BIBLIOGRAFIA

INSTITUTO NACIONAL DE ESTADISTICA GEOGRAFICA E INFORMATICA. GUAJUATO.

Población y Vivienda 1995. Perfil sociodemográfico. Primera edición

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS.

Normas de Proyecto para Obras de Alcantarillado Sanitario en localidades Urbanas de la República Mexicana. Dirección de Agua Potable y Alcantarillado.

ACTUALIDAD Y GEOGRAFIA DEL MUNICIPIO DE GUANAJUATO.

Izaurre Mendoza Miguel.

Ediciones de H. Ayuntamiento de Guanajuato. 1984.

GUIA ROJI

Plano turístico de la ciudad de Guanajuato.

METCALFT AND EDDY

WASTERWATER ENGINEERING TREATMENT

Disposaland Reuse

Tercera Edición, 1991

Mc Graw Hill

ANALISIS DE LA PROBLEMÁTICA DEL AGUA Y PERPECTIVAS PARA LA MODERNIZACION DE SU USO EN GUANAJUATO.

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS. INSTITUTO NACIONAL DE INVESTIGACIONES FORESTALES Y AGROPECUARIAS DE GUANAJUATO, CAMPO EXPERIMENTAL BAJIO. CELAYA GTO.

MANUAL DE DISEÑO DE RECIPIENTES

Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento

Subdirección General Técnica, Comisión Nacional del Agua.

Gerencia de Ingeniería básica y Normas Técnicas.

PROYECTO TIPO PARA EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN COMUNIDADES RURALES Y ZONAS MARGINADAS.

Secretaría de desarrollo urbano y ecología, subsecretaría de ecología.

Dirección general de prevención y control de la contaminación ambiental.

ESTRUCTURAS SANITARIAS DE CONCRETO PARA EL MEJORAMIENTO DEL AMBIENTE.

Instituto Mexicano Del Cemento Y del Concreto, A.C.

Primera edición.

REVISTA DE INGENIERIA AMBIENTAL "PANORAMA"

Obra civil de plantas de tratamiento, "FACTORES QUE AFECTAN EL FUNCIONAMIENTO"

Por: Ing. Rodrigo Murillo Fernández.

TESIS PROFESIONAL:

SECRETARIA DE LA DEFENSA NACIONAL.

UNIVERSIDAD DEL EJERCITO Y FUERZA AEREA. ESCUELA MILITAR DE INGENIEROS.

PROYECTO PARA UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN APOYO DE LAS INSTALACIONES DE LA B.A.M. No. 1.

CAP. 1/O.2PDS. MARIO ALBERTO CALDERON JUARDO.

REGLAMENTO DE CONSTRUCCION PARA EL DISTRITO FEDERAL, Y SUS NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS.

REGLAMENTO DE CONSTRCCIONES DE CONCRETO REFORZADO Y COMENTARIOS ACI-318-89.

Softwares

Manual de grekow

Staad III.

Ver. 21