



BUAP

BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE PUEBLA

Facultad de Ingeniería

Secretaría de Investigación y Estudios de Posgrado

**ESTUDIO SOBRE LAS OBRAS DE PROTECCIÓN
PARA ESCURRIMIENTOS PLUVIALES QUE
IMPACTAN EL RELLENO SANITARIO DE
CHILTEPEQUE EN EL ESTADO DE PUEBLA.**

TESIS

Para obtener el grado de:

MAESTRO EN INGENIERÍA AMBIENTAL

Presenta:

VICTOR MANUEL JIMÉNEZ MARTÍNEZ

Director de tesis:

MTRO. CONSTANTINO GUTIÉRREZ PALACIOS

Puebla, Pue.

Junio 2016



BUAP

OFICIO SIEP No. 0695/ 2016

C. JOSÉ VÍCTOR MANUEL JIMÉNEZ MARTÍNEZ

Maestría en Ingeniería, opción terminal Ambiental
Presente.

El suscrito M.I. Fernando Daniel Lazcano Hernández, Director de la Facultad de Ingeniería, de acuerdo a su solicitud de cambio de Tema de Tesis, le autoriza desarrollar el tema intitulado: ***“Estudio sobre las obras de protección para escurrimientos pluviales que impactan el relleno sanitario de Chiltepeque en el Estado de Puebla”***, para obtener el grado de Maestro en Ingeniería Ambiental. Asignándose como Asesor de Tesis al Mtro. Constantino Gutiérrez Palacios.

Sin otro particular, reciba un cordial saludo.

ATENTAMENTE

“Pensar bien, para vivir mejor”

Puebla, Puebla a 16 de mayo de 2016

M.I. FERNANDO DANIEL LAZCANO HERNÁNDEZ

Director de la Facultad de Ingeniería

C.c.p. Mtro. Constantino Gutiérrez Palacios. Asesor de tesis.

C.c.p. Archivo

ABH/MPGA/dsm.

CM

60
AÑOS DE
AUTONOMÍA
UNIVERSITARIA

Facultad
de Ingeniería

Bld. Valsequillo y Av. San Claudio
s/n, edif. ING 4, Col. San Manuel,
Ciudad Universitaria,
Puebla, Pue. C.P. 72570
01 (222) 229 55 00 Ext. 7610

M.I. FERNANDO DANIEL LAZCANO HERNÁNDEZ
DIRECTOR DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA, BUAP
PRESENTE.

El que suscribe la presente Mtro. Constantino Gutiérrez Palacios, asesor del tema de tesis titulado: **“ESTUDIO SOBRE LAS OBRAS DE PROTECCION PARA ESCURRIMIENTOS PLUVIALES QUE IMPACTAN EL RELLENO SANITARIO DE CHILTEPEQUE UBICADO EN EL ESTADO DE PUEBLA”**, presentado por José Víctor Manuel Jiménez Martínez, pasante de la maestría en Ingeniería Ambiental, me permito informarle que después de haber revisado la tesis antes mencionada, no tengo inconveniente alguno en autorizar la impresión del mismo.

Hago de su conocimiento para los efectos y fines académicos a que haya lugar.

ATENTAMENTE

Puebla, Pue., a 27 de Mayo de 2016.

Mtro. Constantino Gutiérrez Palacios
Asesor de tesis

- c.c.p. Dr. Alejandro Bautista Hernández, Secretario de Investigación y Estudios de Posgrado.
- c.c.p. Dra. Martha Patricia González Aráoz, Coordinador de la maestría en Ingeniería Opción Terminal en ambiental.
- c.c.p. José Víctor Manuel Jiménez Martínez.- Pasante de la Maestría en Ingeniería Ambiental
- c.c.p. Archivo.

DEDICATORIAS

A mis padres que siempre han estado presentes para apoyarme a cumplir con mis objetivos

A mi esposa Carmina que siempre me ha brindado su apoyo

A mis hijos Lucia, Daniela y Víctor

A mis amigos por su amistad

A cada una de las personas que han formado parte de mi vida.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco al M.C. Constantino Gutiérrez Palacios, por su apoyo para realizar este trabajo.

A la Benemérita Universidad Autónoma de Puebla. Por permitirme continuar con mi formación académica.

A los profesores que contribuyeron para concluir esta etapa de mi formación académica.

A mis amigos y compañeros de la maestría que siempre me han apoyado.

A mis compañeros de trabajo que me apoyaron para la conclusión de esta trabajo.

Índice

CAPITULO I. INTRODUCCIÓN	9
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	11
JUSTIFICACIÓN	12
HIPOTESIS	13
OBJETIVOS	13
CAPITULO I. GENERALIDADES.....	14
1.1 Antecedentes	14
1.2 Metodología.....	16
1.3 Marco teórico.....	18
1.3.1 Datos generales del estado de puebla.....	18
1.4 Relleno Sanitario	24
CAPITULO II. CASO ESTUDIO: RELLENO SANITARIO DE CHILTEPEQUE DE LA CIUDAD DE PUEBLA, PUEBLA.....	28
2.1. Datos generales	28
CAPITULO III. ESTUDIO HIDROLÓGICO	37
3.1 Condiciones naturales de la cuenca para el caso del relleno Chiltepeque	37
3.2 Parámetros físicos y de red de drenaje de la cuenca.....	39
3.3 Uso de suelo de la cuenca	40
3.4 Elevación media de la cuenca (Em)	40

3.5	Pendiente media del canal (Sc).....	41
3.6	Análisis de información disponible	41
3.7	Análisis de frecuencias.....	43
3.7.1	Funciones de Distribución de Probabilidad	43
3.7.2	Determinación de la función de mejor ajuste	51
3.8	Precipitación media (hp).....	52
3.9	Cálculo de parámetros Hidrológicos.....	52
3.9.1	Coeficiente de escurrimiento “ C_e ”.....	52
3.9.2	Duración de la tormenta.....	54
3.9.3	Procesamiento estadístico de lluvias máximas diarias	55
3.10	Curvas precipitación – duración – Periodo de retorno ($P - d - Tr$).	55
3.11	Calculo de gasto de diseño para diversos periodos de retorno (Q_p).	60
3.11.1	Método Racional	60
3.11.2	Hidrograma Unitarios Adimensional del Servicio de Conservación de Suelos (SCS).....	62
3.11.3	Método de Chow.....	70
3.12	Resumen de gastos para diferentes periodos de retorno	74
3.13	Conclusiones y recomendaciones	76
CAPITULO IV. CUENCAS DE DRENAJE PLUVIAL.		77
4.1	Obras de drenaje pluvial.....	80

4.1.1. Canal Interceptor Sur-Poniente.....	81
4.1.2. Canal Interceptor Sur-Oriente.....	82
4.2. Funcionamiento Hidráulico.....	82
4.3 Catálogo de Conceptos	86

Índice de tablas

Tabla 1	Clasificación de tonelaje recibido por día en un relleno sanitario.....	15
Tabla 2	Parámetros físicos y de red de drenaje de la cuenca “Chiltepeque”.....	39
Tabla 3	Cobertura vegetal y uso de suelo.....	40
Tabla 4	Elevación media de la cuenca (Em).....	40
Tabla 5	Serie de datos de la estación climatológica 21035 Puebla 21 Poniente 113 A..	42
Tabla 6	Funciones de probabilidad analizadas.	43
Tabla 7	Lamina de lluvia Estación climatológica 21035-Puebla.....	52
Tabla 8	Tabla de cálculo del Coeficiente de escurrimiento	53
Tabla 9	Coeficiente de escurrimiento para periodos de retorno de 2 a 100 años.	53
Tabla 10	Datos para el cálculo del tiempo de concentración.....	55
Tabla 11	Parámetros de la función Gumbell Doble	57
Tabla 12	Valores P-d-Tr.....	58
Tabla 13	Valores I-d-Tr.....	59
Tabla 14	Gastos de diseño asociados a diversos periodos de retorno (método racional) 61	
Tabla 15	Gastos de diseño asociados a diversos periodos de retorno para el área 1 (método racional).....	61
Tabla 16	Gastos de diseño asociados a diversos periodos de retorno para el área 2 (método racional).....	62
Tabla 17	Resumen de gastos obtenidos mediante el método racional.....	62
Tabla 18	Gastos del hidrograma unitarios adimensional asociado a diversos periodos de retorno (Área total)	64
Tabla 19	Gastos del hidrograma unitarios adimensional asociado a diversos periodos de retorno (Área 1)	66
Tabla 20	Gastos del hidrograma unitarios adimensional asociado a diversos periodos de retorno (Área 2)	68
Tabla 21	Resumen de gastos obtenidos mediante el método del hidrograma unitario..	70
Tabla 22	Cálculo del gasto pico por el método de Chow (Área total)	72

Tabla 23	Cálculo del gasto pico por el método de Chow (Área 1)	72
Tabla 24	Cálculo del gasto pico por el método de Chow (Área 2)	73
Tabla 25	Resumen de Gastos de diseño para el método de Chow asociado a diversos periodos de retorno.	74
Tabla 26	Resumen de Gastos para diferentes periodos de retorno.	74
Tabla 27	Características fisiográficas de los canales pluviales.	80
Tabla 28	Cálculo hidráulico del canal interceptor sur-poniente.....	85
Tabla 29	Cálculo hidráulico del canal interceptor sur-oriente	85
Tabla 30	Calculo hidráulico de un tanque amortiguador.....	86

Índice de figuras

Figura 1	Diagrama de un relleno sanitario.	15
Figura 2	Localización del estado de Puebla.....	18
Figura 3	Hidrografía del Estado de Puebla	20
Figura 4	Fisiografía del Estado de Puebla	21
Figura 5	Uso de suelo y Vegetación del Estado de Puebla	23
Figura 6	Relleno Sanitario de Chiltepeque en el Estado de Puebla.....	29
Figura 7	Infiltración de agua lluvia e infiltración de lixiviado (jiménez, 2012).	35
Figura 8	Cuenca obtenida mediante software Google Earth e información INEGI.	38
Figura 9	Trazo la cuenca.- Fuente: SIATL-INEGI.	38
Figura 10	Subprovincias fisiográficas de estado de Puebla.....	39
Figura 11	Distribución Normal.....	45
Figura 12	Función de distribución Log-Normal	46
Figura 13	Distribución de Gumbel.....	49
Figura 14	Comparación de funciones de distribución de probabilidad y datos observados	51
Figura 15	Relación empírica para estimar la lluvia de una hora y periodo de retorno de 2 años, en ausencia de registros pluviográficos.	57
Figura 16	Curvas P-d-Tr	59
Figura 17	Curvas I – d - Tr.....	60
Figura 18	Hidrograma unitario adimensional del Servicio de Conservación de suelos	63
Figura 19	Gastos del hidrograma unitarios adimensional asociado a diversos periodos de retorno (Área total)	65
Figura 20	Gastos del hidrograma unitarios adimensional asociado a diversos periodos de retorno (Área 1).	67
Figura 21	Gastos del hidrograma unitarios adimensional asociado a diversos periodos de retorno (Área 2).	69
Figura 22	Gráfico de Chow para la obtención del factor de reducción de pico Z.	71
Figura 23	Resumen de Gastos para diferentes periodos de retorno.	75

Figura 24 Carta topográfica correspondiente a la ubicación del relleno sanitario
“Chiltepeque”78

CAPITULO I. INTRODUCCIÓN

El crecimiento de la población que se ha dado en los últimos años ha incrementado las actividades cotidianas de la sociedad las cuales generan desechos sólidos, que pueden definirse como cualquier objeto, material, sustancia o elemento sólido que se abandona, como resultado de actividades domésticas, industriales, comerciales e institucionales; y constituyen un gran problema para la humanidad, provocando graves estragos ambientales. En todo caso, la producción de cantidades enormes de desechos sólidos plantea el problema de su manejo.

Lo anterior, se ha convertido en un problema a nivel mundial por lo que se han determinado algunas soluciones o alternativas amigables con el ambiente, que generalmente suelen ser costosas y sólo pueden llevarlas a cabo aquellos países desarrollados, sin embargo, de igual forma existen soluciones menos costosas que se llevan a cabo en algunos países subdesarrollados.

Por tal motivo y como apoyo al desarrollo de este trabajo es importante tomar como referencia algunas experiencias en materia ambiental, lo cual ha permitido desarrollar proyectos que contrarrestan el impacto de la contaminación ambiental.

De acuerdo a algunos trabajos realizados en el Instituto Tecnológico de la Construcción, A.C. en materia ambiental, en el país se han implementado algunos rellenos sanitarios; sin embargo, tal como lo señala el trabajo *“Construcción y Operación De Sitios Controlados De Disposición Final De Residuos Sólidos (Relleno Sanitario)”*, (Ortega, 2002) para realizar la construcción de estos, es necesaria la cooperación de las autoridades, para este caso en específico fueron las de los municipios de Córdoba, Ver., Nuevo Laredo, Tamps., Benito Juárez, Q.Roo. y Torreón, Coah., ya que cada región presenta suelo con diferentes características topográficas, hidrológicas y geológicas.

En referencia a esto, para la mayoría de los municipios en México, el relleno sanitario representa la mejor opción para la disposición final de los residuos sólidos

urbanos (RSU) y de manejo especial (RME), ya sea de manera individual o a través de rellenos sanitarios regionales.

Es importante considerar que para el desarrollo de cualquier relleno, se debe tomar cuenta leyes que rigen en materia de ecología, procesos constructivos, equipo adecuado, impacto ambiental, métodos de conversión a energía, reciclaje, fabricación de composta, entre otras, para así poder evaluar los problemas y proponer soluciones encaminadas a guiar a las comunidades interesadas en resolver dicho problema.

Teniendo como referencia esta información, se denota que la aplicación de estrategias para reducir el impacto de la contaminación ambiental, tales como el uso y construcción de rellenos sanitarios que se han empleado en diversas ciudades, ya sea del ámbito nacional o internacional, las cuales han resultado en su mayoría benéficas; sin embargo, no operan del todo eficientemente, esto derivado de la carencia de un estudio más complejo en el cual se analicen otros factores tales como la intervención de autoridades competentes en el tema, la aplicación de nuevas técnicas de construcción, la calidad del suelo, las condiciones topográficas, geológicas e hidrológicas de este, entre otras, ya que esto, estudiado de manera conjunta determinaría que los rellenos sanitarios fueran contruidos de forma adecuada y así operaran con mayor efectividad.

Es importante señalar que los rellenos sanitarios están diseñados para el tratamiento de desechos sólidos urbanos generados por la población, y si no se evalúan adecuadamente factores que intervienen en él, tales como clima, precipitaciones, vientos y el tipo de zona sísmica donde se pretende llevar a cabo el relleno puede existir una deficiencia en el diseño, que conjugado con un mal proceso constructivo de tipo (topográfico, hidrológico y geológico), generaría asentamientos en el suelo teniendo como en consecuencia una fuga de lixiviados, lo cual no resulta benéfico, debido a que en diversas ocasiones esto puede causar mayor contaminación en los mantos acuíferos existentes en la zona.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Una de las problemáticas ambientales a las que se enfrenta la sociedad actual, y cada vez en mayor demanda, es el inadecuado manejo de residuos sólidos, desde su generación hasta la forma de deshacerse de ellos, pasando por reducción, reutilización, almacenamiento temporal, recolección, transporte, separación, reciclaje y demás subtemas del Manejo y Gestión Integral de Residuos Sólidos.

En México, como en muchas otras sociedades, la forma más utilizada de deshacerse de los desechos es enterrándolos. Pero cuando no se tiene la infraestructura necesaria y las consideraciones pertinentes, esta práctica acarrea consigo importantes problemas ambientales. En este país, existen un total de 1,883 sitios para disposición final, de los cuales, sólo 238 son rellenos sanitarios, y 1,645 son tiraderos a cielo abierto [1]. Ésta última práctica produce impactos negativos a la salud y al medio ambiente, además de afectar la calidad de vida, y por consiguiente el bienestar social.

Uno de los mayores retos operativos dentro de los rellenos sanitarios es el manejo de los líquidos lixiviados que se generan en las celdas de confinamiento, mismos que son ricos en contaminantes, y de no tratarse adecuadamente, el riesgo de contaminación de suelo, subsuelo, aguas subterráneas y aguas superficiales es inminente. Su exposición al aire libre genera gases y malos olores, permitiendo la generación de vectores sanitarios como roedores y moscas entre otros. Estos líquidos, debido a las altas concentraciones de sus contaminantes, representan un foco de infección, pudiendo llegar a producir cáncer, enfermedades genéticas, esterilidad, abortos, enfermedades coronarias y otros efectos de tipo crónico [2].

Por tal motivo, se hace necesario contar con obras de protección contra los escurrimientos pluviales tanto en el interior del relleno sanitario como aportaciones exteriores para disminuir la formación de grandes volúmenes de lixiviados que contaminen los acuíferos.

JUSTIFICACIÓN

Debido a la preocupación de la población, sobre el actual manejo de los Lixiviados, ha surgido una fuerte tendencia por incrementar el interés sobre el tema de contaminación y degradación del medio ambiente.

En la actualidad el relleno sanitario de Chiltepeque ubicado en el Municipio Puebla, Puebla no tiene un óptimo y eficiente manejo ambiental de los residuos generados por la acumulación diaria de basura, por lo cual, en este estudio nos enfocaremos en escurrimientos pluviales que impactan el relleno sanitario, lo cuales incrementan la fuga de los lixiviados, que por su naturaleza causan problemas de contaminación en los recursos agua aire y suelo.

Es por tal motivo que, para poder mitigar este tipo de contaminación, se ha visto la necesidad de realizar un estudio el cual consiste proponer un mejoramiento en las obras existentes que ayuden al control de los escurrimientos pluviales que existen hacia el relleno , para controlar los lixiviados generados en el Relleno Sanitario del Municipio de Puebla, Puebla.

HIPOTESIS

Logrando la estabilidad de los taludes con el equipo de construcción apropiado y mediante un buen procedimiento constructivo y material de cubierta de calidad, se puede evitar los asentamientos y deslizamiento del terreno que provocan la filtración de los lixiviados hacia el suelo y acuíferos exteriores al relleno sanitario.

OBJETIVOS

El objetivo central de este trabajo es Llevar a cabo un estudio de las diferentes alternativas de protección para evitar que el escurrimiento pluvial en el relleno sanitario se mezcle con los lixiviados, brindando una propuesta viable en términos económicos y técnicos contribuyendo a la disminución de la fuga de lixiviados lo cual minimizara la contaminación a los acuíferos de la zona.

PARTICULARES

- Identificar y revisar las fallas en las obras existentes contra escurrimientos pluviales en el relleno sanitario de Chiltepeque ubicado en el municipio de la Ciudad de Puebla.
- Elaborar una propuesta de métodos correctivos para dichas fallas, relacionados con el uso de maquinaria y cubiertas adecuadas en el proceso constructivo de estas.
- Generar una propuesta de los métodos factibles para llevar a cabo un diseño económico que conduzca los escurrimientos pluviales hasta su descarga, el cual proporcione una solución para el tratamiento adecuado de los desechos sólidos, integrando factores técnicos, sociales, económicos, organizacionales y ambientales que evitarán la contaminación provocada por fuga de lixiviados en la zona.
- Llevar a cabo la revisión de los canales existentes en el relleno sanitario y que cumplan su función.

CAPITULO I. GENERALIDADES

1.1 Antecedentes

En el año 2004 se aprobó la Norma Oficial Mexicana NOM-083-SEMARNAT-2003, en la cual se establecen las especificaciones de selección del sitio, el diseño, construcción, operación, monitoreo, clausura y obras complementarias de un sitio de disposición final de residuos sólidos urbanos; de igual forma dentro de esta se incorpora el procedimiento para la evaluación de la conformidad, que establece para la metodología para la determinación del cumplimiento de esta.

En relación a lo anterior, Instituciones tales como SEDESOL, SEMARNAT Y CONAGUA, se planteado el trabajo de incorporar la construcción y operación de rellenos sanitarios, encaminado a evitar daños al medio ambiente, ya sea por contaminación directa al suelo, mantos acuíferos o a la atmosfera.

Respecto al termino Relleno Sanitario, la definición más aceptada es la dada por la Sociedad de Ingenieros Civiles, conocida por sus siglas en inglés (ASCE), la cual lo define de la siguiente forma, Relleno sanitario *“es una técnica para la disposición de residuos sólidos en el suelo sin causar perjuicio al medio ambiente y sin causar molestias o peligro para la salud y seguridad pública, este método, utiliza principios de ingeniería para confinar la basura en un área lo menor posible, reduciendo su volumen al mínimo practicable, para cubrir los residuos así depositados con una capa de tierra con la frecuencia necesaria, por lo menos al final de cada jornada.”* (Jaramillo, 2002)

Los rellenos sanitarios donde aceptan los residuos industriales, son los tradicionales con residuos sólidos urbanos y los rellenos para residuos de construcción.

Con referencia en la NOM-083-SEMARNAT-2003, en su sección 5.2., los sitios de disposición final se categorizan de acuerdo a la cantidad de toneladas de Residuos Sólidos Urbanos y de manejo especial que ingresan por día, como se establece en la tabla 1.1.

Tabla 1 Clasificación de tonelaje recibido por día en un relleno sanitario.

TIPO	TONELAJE RECIBIDO (Ton/día)
A	Mayor a 100
B	De 50 hasta 100
C	Mayor de 10 y menos a 50
D	Menor a 10

FUENTE: NOM-083-SEMARNAT-2003,2004

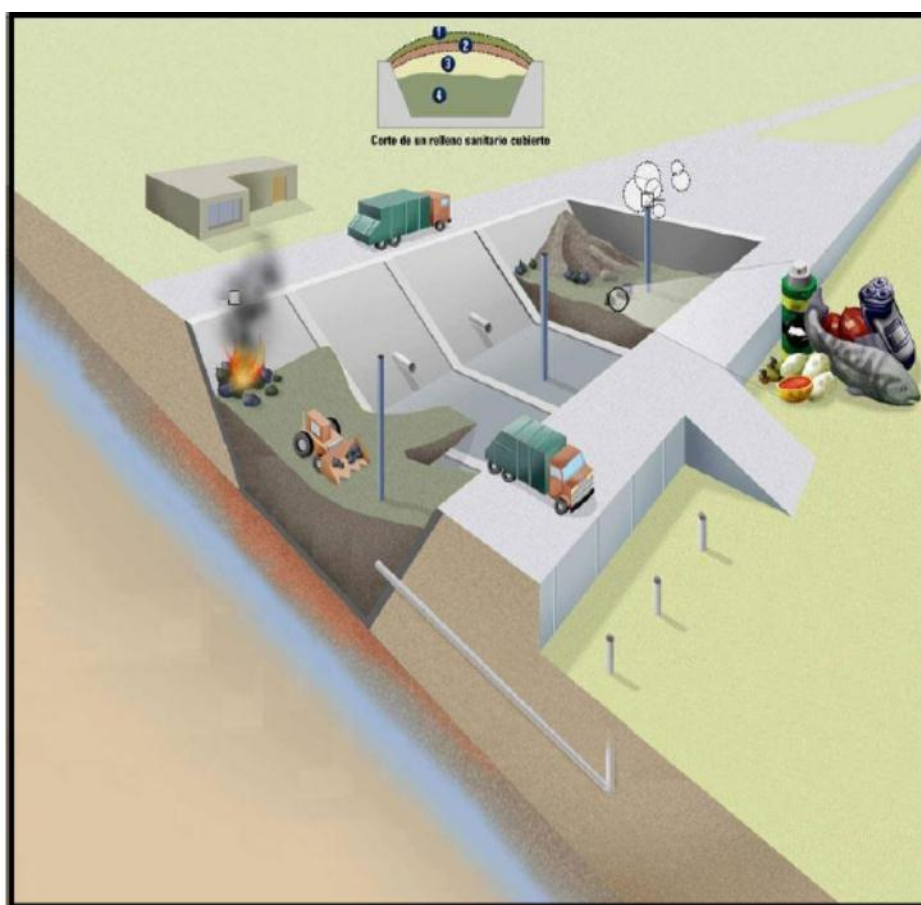


Figura 1 Diagrama de un relleno sanitario.

FUENTE: http://www.greenpeace.org/raw/image_orig/fotos-y-videos/fotos/infograf-a-c-mo-contamina-un.jpg

Los principales problemas detectados en los Rellenos Sanitarios, es que no se dispone de un manejo adecuado de sus lixiviados que es un líquido producido cuando el agua percola a través de cualquier material permeable.

Produciendo en consecuencia graves problemas a la comunidad por la generación de malos olores y partículas, la proliferación de fauna nociva, contaminación de los recursos naturales aire, agua y suelo y la disgregación de materiales ligeros hacia los lugares cercanos al sitio.

1.2 Metodología

En toda investigación es necesario delimitar el alcance del trabajo, especificando su campo de estudio, el lugar y el tiempo. Para este caso en específico se estudiara lo referente a los escurrimientos pluviales que impactan directamente el Relleno Sanitario de Chiltepeque, ocasionando el incremento de la fuga de lixiviados en la zona.

Para realizar el estudio, se tomará en cuenta como referencia la normatividad señalada en la NOM-083-SEMARNAT-2003, ya que esta nos establecerá la metodología adecuada sobre la cual se desarrollara el proyecto, logrando con ello los objetivos propuestos.

Cabe señalar que el presente estudio corresponde a un proyecto con alta factibilidad ya que pretende contribuir a la solución de un problema palpable en la región del Estado de Puebla, como es la minimización de escurrimientos pluviales al Relleno Sanitario de Chiltepeque para evitar la contaminación de los mantos acuíferos de la zona y alrededores.

En la presente investigación se utilizó el método inductivo – deductivo. De esta forma, este método de inferencia está basado en la lógica y relacionado con el estudio de hechos particulares, aunque es deductivo en un sentido (parte de lo general a lo particular) e inductivo en sentido contrario (va de lo particular a lo general), mismo que implica el desarrollo de una investigación de tipo descriptivo con apoyo de investigación de campo (Ulloa, 1998).

Por su parte la investigación descriptiva es la que estudia, analiza o describe la realidad presente, actual, en cuanto a hechos, personas, situaciones, etc. (Leiva 1996),

misma que en contraste a la realidad del Relleno Sanitario de Chiltepeque localizado en la Ciudad de Puebla, permitió la obtención de información tanto de fuentes primarias como secundarias en relación al tema de estudio denotando sus causas y efectos socio ambientales.

En referencia a lo anterior, la Metodología que se utilizara para este trabajo nos lleva a desarrollar estudios mediante la carta topográfica de la Detenal para delimitar el área de la cuenca donde se ubica el Relleno Sanitario, recabar información de las estaciones meteorológicas cercanas a la zona, para obtener la precipitación media de la zona con la estación pluviométrica que cuente con un periodo observado de 20 años, para obtener la determinación del coeficiente de escurrimiento, determinación de la intensidad de la lluvia, y así obtener los gastos máximos de diseño para diferentes periodos de retorno de los escurrimientos pluviales, llevar a cabo una revisión a los canales existentes y dimensionar los canales faltantes para evitar erosión en el talud, y finalmente realizar un cálculo y análisis de las estructuras de protección así como el costo de las mismas.

1.3 Marco teórico

1.3.1 Datos generales del estado de Puebla

Puebla limita al norte con el estado de Hidalgo, el este con el estado de Veracruz, al sur con Oaxaca y Guerrero y al poniente con los estados de Morelos, México, Tlaxcala e Hidalgo. Puebla tiene una extensión de 34, 306 kilómetros cuadrados, lo cual representa el 1.7% de la superficie del país por ello ocupa el lugar 21 a nivel nacional. Asimismo cuenta con una población de 5, 383,133 habitantes (Secretaria de Relaciones Exteriores, 2013)

El municipio de Puebla se localiza en la parte centro oeste del estado de Puebla. Sus coordenadas geográficas son: los paralelos 18° 50'42" y 19° 13'48" de latitud norte, y los meridianos 98° 00'24" y 98° 19'42" de longitud occidental. Limita al norte con el estado de Tlaxcala, al sur con los municipios de Santo Domingo Huehuetlán y Teopantlán, al oriente con Amozoc, Cuautinchán y Tzicatlacoyan y al poniente con Cuautlancingo, San Andrés Cholula y Ocoyucan.



Figura 2 Localización del estado de Puebla.

Orografía

Puebla está delimitado por las cadenas de cerros que adelantan el carácter montañoso de la sierra mixteca, en el sur del estado; al poniente, por la sierra nevada; al este por la sierra madre oriental; y al norte por el volcán Malintzin.

La zona de estudio presenta una topografía de áreas planas y depresiones marcadas, pasando por cerros aislados, en la parte poniente de la sierra de Amozoc, caracterizada por una cadena de cerros con una orientación de noroeste a sureste, desde el cerro Tepoxuchitl en las inmediaciones de la ciudad de Puebla, hasta el cerro de la Cruz en Tepeaca.

Cubre el centro-este del municipio donde además del Tepoxuchitl de 140 metros de altura se alzan los siguientes: Toltepetl, Huatepec, Tepalcayo, Lomas Tlaltepec, los Olivos y la mesa Calderón, todos ellos pertenecientes a la sierra de Amozoc, caracterizándose por su baja altura y su disposición irregular.

Asimismo la zona de estudio abarca parte de la sierra del Tenzo, que es una pequeña cordillera de cerros escabrosos, cálidos, y áridos que se levantan en la altiplanicie.

La depresión de Valsequillo se abre al pie de la sierra del Tentzo, sirviendo su fondo de cauce al río Atoyac, formando al oriente una curva pronunciada para seguir su curso al suroeste del estado.

La depresión cruza al sur del municipio de Puebla inmediatamente al norte de la sierra del Tentzo, donde el río Atoyac formó el estrecho cañón llamado Balcón del Diablo, donde se localiza la presa Manuel Ávila Camacho o de Valsequillo.

Hidrografía

La zona de estudio pertenece a la cuenca del río Atoyac, una de las más importantes del estado que recorre el poniente del municipio de norte a sur y sirve en algunos tramos

como límite con los municipios de Ocoyucan, San Andrés Cholula y Cuautlancingo; posteriormente cambia de curso hacia la depresión de Valsequillo donde se forma la presa Manuel Ávila Camacho o de Valsequillo.

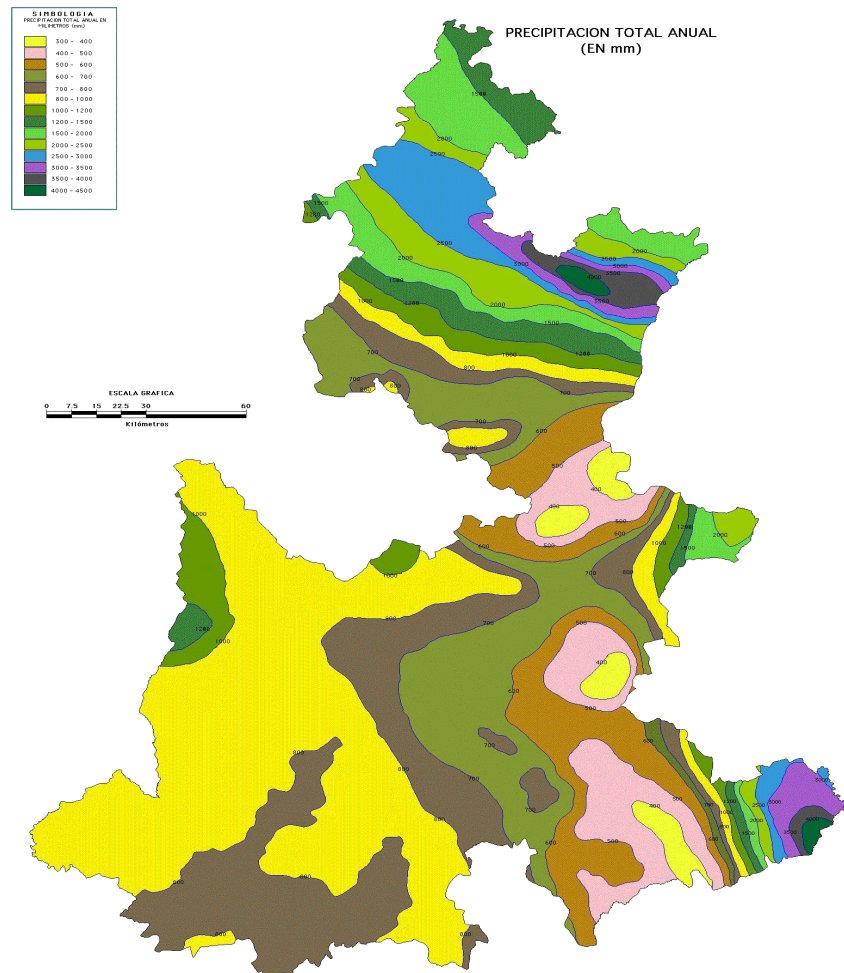


Figura 3 Hidrografía del Estado de Puebla

Climas y regiones geográficas

El clima de Puebla es variable, en el declive del Golfo y en la Sierra norte predomina el clima templado, sólo que en esta última llueve abundantemente. Los llanos ofrecen un clima seco y de estepa, al igual que en la región meridional. En la sierra nevada se goza de un clima templado subhúmedo, con temperaturas bajas durante el invierno. Por otra

parte, en los valles de Puebla y Tepeaca el clima es templado húmedo. Finalmente, en la zona oriental el clima es variable, desde el tropical lluvioso hasta el polar.

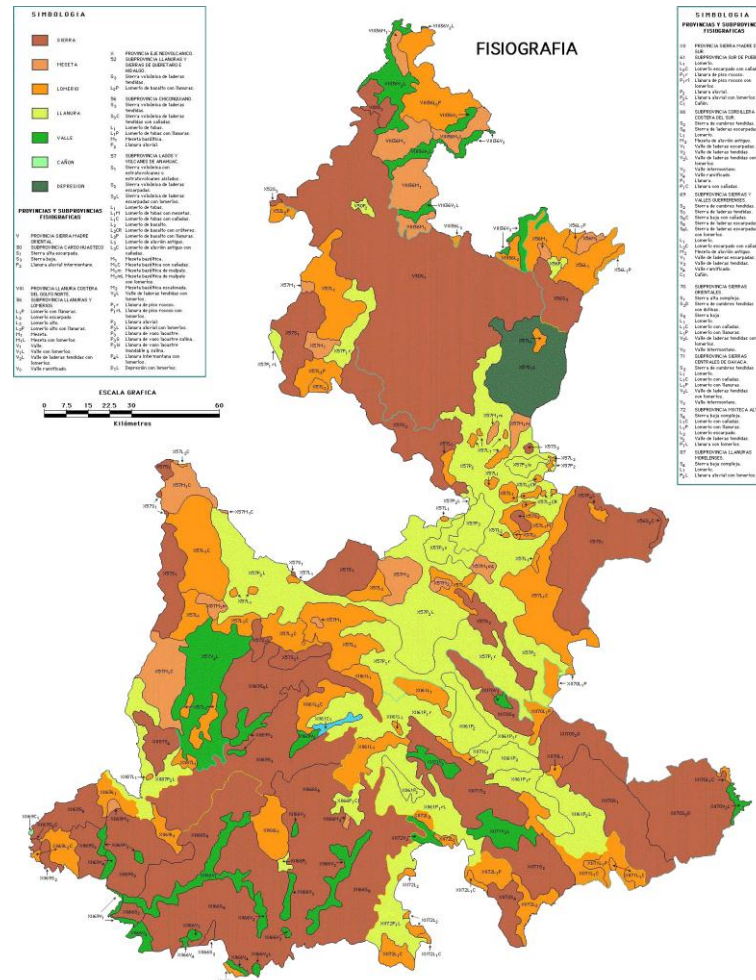


Figura 4 Fisiografía del Estado de Puebla

Ubicación geográfica estratégica, infraestructura y comunicaciones.

Las actividades terciarias, entre las que se encuentran el comercio, servicios inmobiliarios y servicios educativos, aportar

on 61% del PIB estatal en 2009.

El Estado es un nodo de enlace mesorregional gracias a su ubicación céntrica. Las autopistas existentes tienen acceso a 5 de los 14 corredores nacionales, por lo que es

muy fácil desplazarse, rápidamente, a cualquier lugar del país y hacia los países de América del Norte y América Central. La entidad tiene acceso a dos vías ferroviarias importantes del país: Ferrosur y Kansas City Southern de México, que brindan flexibilidad en distribución y reducción de costos logísticos.

Los sectores más importantes del estado son automotriz y autopartes, metalmecánica, química, plásticos, textil y confección, muebles, alimentos frescos y procesados, artículos de decoración, mármol, minería y tecnologías de información.

El aeropuerto internacional cuenta con aduana interior, terminal de carga y vuelos directos a los principales destinos nacionales y de Estados Unidos.

En el Estado existen 20 parques industriales que son de propiedad privada. Los principales giros de las empresas instaladas son: autopartes, alimentos, textil y confección, manufactura, metalmecánica, plástico y químico.

En cuanto a los servicios, Puebla tiene un grado de electrificación del 98.2%, ocupando un segundo lugar a nivel nacional; la cobertura de agua es del 90%. (Gobierno del Estado de Puebla, 2013).

Potencial del sector primario

En cuanto a la ganadería, destaca la producción de carne de bovino, caprino y porcino, así como la producción lechera de bovinos y caprinos y la de carne y huevo de la rama avícola.

Puebla es productora de hortalizas, frutas y flores. Ofrece productos como sin la vainilla, tuna, café, jamaica, nopal, entre otros. Muchos de ellos tienen certificación orgánica. Además, hay una gran gama de alimentos procesados y bebidas como salsa, moles, mermelada, dulces, chocolates y galletas, así como licores de agave y de frutas.

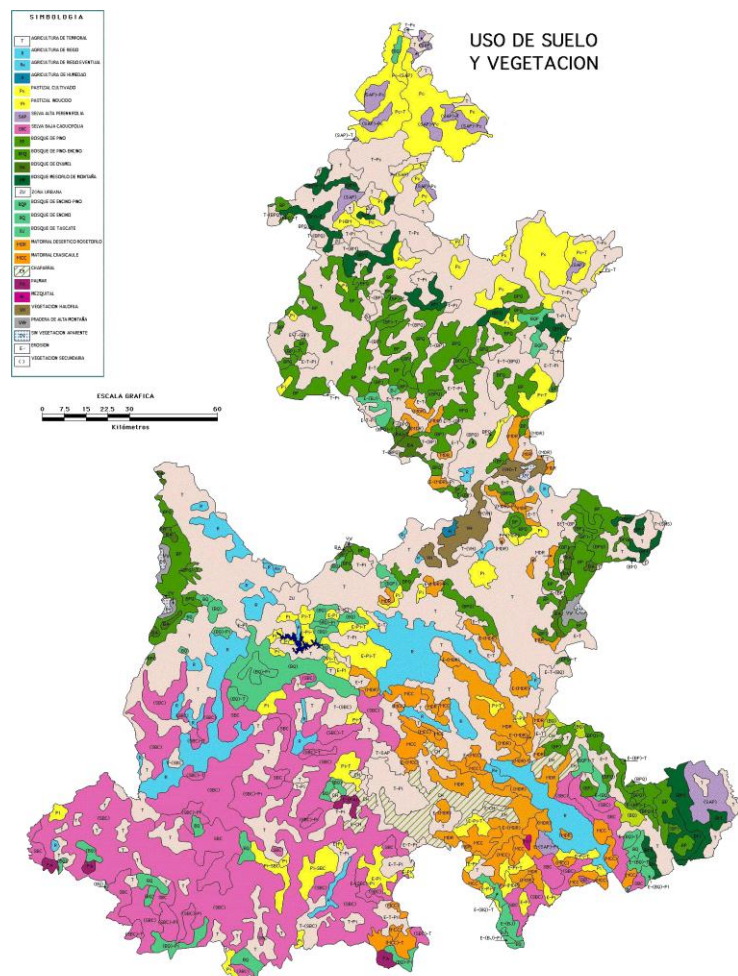


Figura 5 Uso de suelo y Vegetación del Estado de Puebla

Asimismo es uno de los principales exportadores de café y pimienta. Actualmente se produce una gran variedad de productos agrícolas como el amaranto, cacahuate, cebolla, jengibre, limón, manzana, maracuyá, naranja, miel, nopal, vainilla, chía, jamaica, papaya, blue berry, tomate, tuna, zanahoria, zarzamora y muchos más. (Gobierno del Estado de Puebla, 2013)

Sector Minero

El Estado de Puebla se caracteriza por poseer importantes yacimientos de minerales no metálicos. Las oportunidades de inversión en minería son enormes ya que el Estado posee y abastece a la industria nacional de minerales no metálicos.

Sector Manufacturero

El sector automotriz es el más importante del Estado de Puebla. Esta industria se ha desarrollado de forma destacada en las últimas décadas. La ubicación geográfica y las vías de comunicación, facilitan el traslado de autopartes para otras armadoras, ubicadas en el norte del país.

El sector textil y de confección cuenta con más de 500 años de historia en el Estado de Puebla que avalan la experiencia y habilidad en la mano de obra, las empresas brindan soluciones rápidas a los distintos requerimientos de los clientes, con el potencial de desarrollar prendas que van con las tendencias de la moda internacional.

Puebla es el Estado que posee, con sus 23 colores, la gama más grande de mármoles a nivel nacional, siendo líder en la industria con alrededor de un ciento de empresas en este ramo.

1.4 Relleno Sanitario

La definición más aceptada de relleno sanitario es la dada por la sociedad de ingenieros civiles (ASCE) ; Relleno sanitario es una técnica para la disposición de residuos sólidos en el suelo sin causar perjuicio al medio ambiente y sin causar molestias o peligro para la salud y seguridad pública, método este, que utiliza principios de ingeniería para confinar la basura en un área lo menor posible, reduciendo su volumen al mínimo practicable, para cubrir los residuos así depositados con una capa de tierra con la frecuencia necesaria, por lo menos al final de cada jornada.

Aunado a lo anterior, un relleno sanitario es una obra de ingeniería destinada a recibir residuos sólidos no peligrosos municipales, comerciales e industriales, para su disposición final, cumpliendo con los requisitos necesarios que garanticen el mínimo impacto ambiental.

En estos rellenos se reciben los residuos sólidos, verificando desde su entrada que sean no peligrosos y supervisando su ubicación dentro de la zona de tiro, así como su compactación.

Cada etapa, desde la planeación, hasta la clausura de un relleno sanitario, está enfocada a evitar la contaminación del subsuelo y el medio ambiente, de acuerdo a las normas vigentes.

Las partes que componen a un relleno sanitario son:

- ❖ Caseta de vigilancia y báscula.
- ❖ Malla de retención.
- ❖ Compactación y cubierta
- ❖ Control de pluviales
- ❖ Geomembrana
- ❖ Pozo de biogás
- ❖ Red de lixiviados
- ❖ Registro de lixiviados

Para regular la manera en que se lleva a cabo la disposición final de residuos sólidos no peligrosos en tierra, la federación cuenta con la Norma Oficial Mexicana NOM-083-SEMARNAT-2003, que establece las especificaciones de protección ambiental para la selección del sitio, diseño, construcción, operación, monitoreo, clausura y obras complementarias de un sitio de disposición final de residuos sólidos urbanos y de manejo especial; en donde se define al relleno sanitario como obra de infraestructura que involucra métodos y obras de ingeniería para la disposición final de residuos sólidos urbanos y de manejo especial, con el fin de controlar, a través de la compactación e infraestructura adicionales, los impactos ambientales (6).

A nivel nacional, según estadísticas de la Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales, (SEMARNAT), al 2012 se contaba con 260 rellenos sanitarios (7).

Cabe señalar que una vez terminada la vida útil del sitio se procede a la clausura, la cual consiste en el sellado de la superficie para evitar infiltraciones que pudieran aumentar los lixiviados, esta se lleva a cabo con geomembrana cuando las lluvias son abundantes o con material vegetal para sembrar vegetación nativa y se reforesta el total de la superficie, controlando así los pluviales con lavaderos, cunetas, intracunetas, bardillos, entre otros, logrando así disminuir o incluso evitar la erosión.

1.4.1. Lixiviados

El lixiviado es el líquido producido cuando el agua se infiltra a través de cualquier material permeable. Puede contener tanto materia en suspensión como disuelta, generalmente se da en ambos casos. Este líquido es más comúnmente hallado o asociado a rellenos sanitarios, en donde, como resultado de las lluvias infiltrada a través de los desechos sólidos y reaccionando con los productos de descomposición, químicos, y otros compuestos, es producido el lixiviado (SEMARNAT, 2008).

Si el relleno sanitario no tiene sistema de captación de lixiviados, éstos pueden alcanzar las aguas superficiales y subterráneas y causar, como resultado, problemas medioambientales o de salud.

Típicamente, el lixiviado es anóxico, ácido, rico en ácidos orgánicos, iones sulfato y con altas concentraciones de iones metálicos comunes, especialmente hierro. Lixiviado es el líquido producido por agua contaminada dentro del relleno por una gran variedad de solutos, provenientes de la disposición y descomposición de desecho (incluyendo componentes orgánicos e inorgánicos) en rellenos. El agua en los rellenos resulta del drenaje de humedad del desecho mientras se descompone, por biodegradación y lluvia que entra al sitio. Los lixiviados son altamente contaminantes y usualmente tienen una baja concentración de oxígeno disuelto.

1.4.2. Control de los lixiviados o percolados.

Como consecuencia de la impermeabilización del relleno sanitario, se acumulan en este una gran cantidad de líquidos percolados, los cuales deben ser manejados en forma

apropiada. En el relleno sanitario es importante tener los elementos necesarios para mantener un control total de los lixiviados, estos pueden ir desde almacenamientos en lagunas para luego recircularlos con equipos de bombeo, hasta sistemas de drenaje al interior del relleno, depósitos de almacenamiento y tratamiento químico y/o biológico.

Por tanto es importante establecer un sistema de monitoreo rutinario que permita detectar y anticipar un eventual paso de líquidos percolados a través del terreno y subsecuentemente adoptar las medidas preventivas y correctivas que corresponda para evitar riesgos a la población, por consumo de agua de mala calidad.

CAPITULO II. CASO ESTUDIO: RELLENO SANITARIO DE CHILTEPEQUE DE LA CIUDAD DE PUEBLA, PUEBLA

2.1. Datos generales

A diario se depositan cientos de toneladas de basura en 22 rellenos sanitarios municipales e intermunicipales de la entidad. Ahí se compacta la basura para almacenarla y reducir la contaminación municipal, pero la mayoría incumple normas de operación y no cuentan con planes para producción o aprovechamiento del biogás.

El Relleno Sanitario objeto de este proyecto es el ubicado en el municipio de Puebla en la Junta Auxiliar de Santo Tomas Chautla, conocido como el Relleno Sanitario de Chiltepeque. El predio cuenta con 67 hectáreas, 30 de las cuales son utilizadas para la disposición final de los residuos sólidos. El volumen diario de residuos que recibe el relleno es de 1000 toneladas diarias, de las que se calcula se separa para su reciclaje un 3%, equivalente a 30 toneladas. (SEMARNAT, 2013)

La falta de rellenos sanitarios adecuados para desechos sigue siendo un problema, pues la mayoría es deficiente en el control de la basura, provocando más contaminación y es que su exposición al aire libre o la filtración de líquidos al descomponerse contaminan el agua.

A continuación, en la Figura 6 se muestra una toma satelital del Relleno Sanitario, mostrando sus alrededores, las lagunas donde desembocan los lixiviados, así como la planta recicladora existente en él.



RELLENO SANITARIO



Victor Manuel Jiménez Martínez

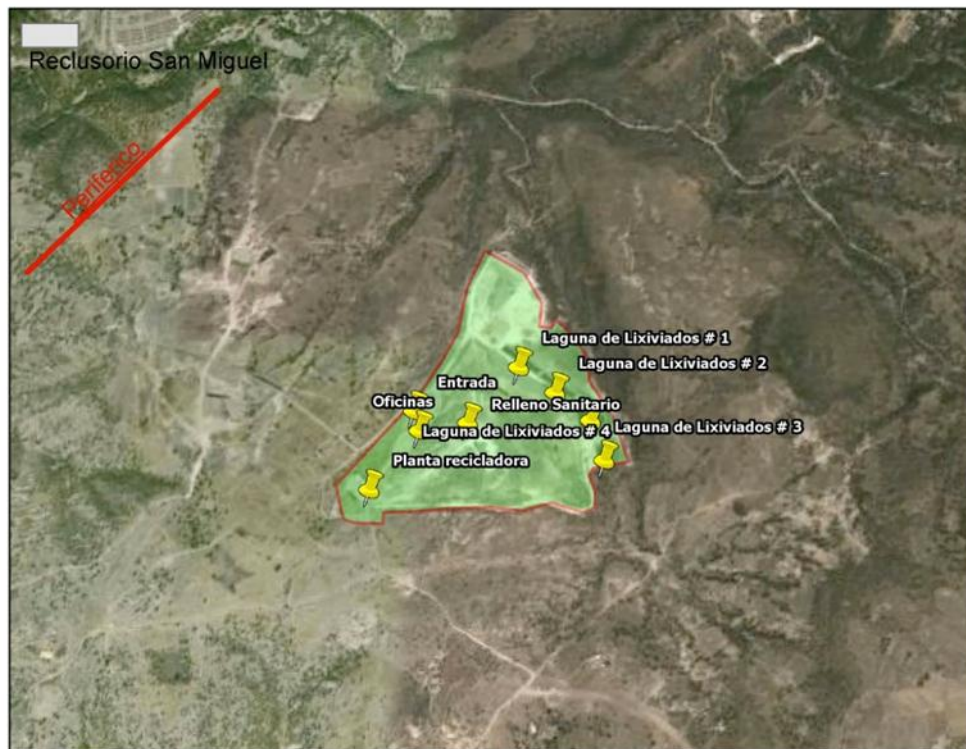


Figura 6 Relleno Sanitario de Chiltepeque en el Estado de Puebla.

La mayoría de los rellenos sanitarios son operados por los propios ayuntamientos y empresas privadas como Relleno Sanitario S.A (RESA), que se encargan de la transportar y confinar los desechos, pero en la mayoría de los casos, se hace con métodos obsoletos y de forma incorrecta, situación que agrava la contaminación.

De acuerdo a la Secretaría de Sustentabilidad Ambiental y Ordenamiento Territorial (Ssaot), “los rellenos sanitarios y estaciones de transferencia en los municipios del interior del estado operan de forma irregular, sin mantenimiento, cobertura, recursos y se manejan de forma inadecuada los lixiviados -líquidos que se desprenden de la basura durante su proceso de descomposición, los cuales se filtran hasta los mantos freáticos y contaminan el agua, situación que en algunos municipios ha empeorado el problema de los desechos y su disposición final.

En la entidad hay 22 rellenos sanitarios, de los cuales sólo Atlixco y Teziutlán operan de acuerdo a las normas oficiales. En tanto, los confinamientos de San Martín Texmelucan, Huejotzingo, Puebla, Tepeaca, Quecholac, Tehuacán, Xochitlán de Vicente Suárez e Izúcar de Matamoros, operan en malas condiciones. (SEMARNAT, 2004)

De forma regular trabajan los de Ajalpan, Eloxochitlán, Acteopan, Chignahuapan, Zacatlán, Huehuetla, Cuyuaco, Libres, Tétela de Ocampo y Tepanco de López.

El relleno sanitario de la Ciudad de Puebla, fue puesto en operación el 2 de Enero de 1995, cabe destacar que su vida útil es de 20 años aproximadamente, aumentando este tiempo después de que se puso en funcionamiento la planta de separación.

Para el caso específico de este relleno, únicamente dos empresas son las autorizadas para llevar a cabo el manejo de residuos, estas son SUP con un porcentaje de 31% y PASA con un porcentaje de 33.5 %, aunado a estos el municipio contribuye con un 31.5 % del manejo de residuos.

Dentro de los componentes del Relleno de la Ciudad de Puebla, se encuentran las siguientes áreas:

- a) Acceso
- b) Zona de pesaje
- c) Oficinas
- d) Caminos principales.
- e) Caminos secundarios
- f) Franja de amortiguamiento.
- g) Oficinas
- h) Estacionamiento
- i) Áreas verdes
- j) Planta de separación
- k) Talleres
- l) Viveros

El área del terreno es de 67 Hectáreas, de las cuales 30 de ellas, son para uso exclusivo del relleno sanitario, por otra parte, existe una franja de amortiguamiento de 4.5 Hectáreas, dejando lo restante para caminos interiores y área de servicios, tales como oficinas, bascula , estacionamiento y una pequeña recicladora.

Actualmente siete millones de toneladas es la capacidad de diseño del relleno, restándole 3 años de vida útil, sin embargo, se siguen realizando estudios para abrir la posibilidad de agrandar la zona del relleno para aumentar la vida útil de este.

Es importante destacar que actualmente, los rellenos sanitarios y estaciones de transferencia - rellenos intermunicipales - se ubican dentro de reservas ecológicas o en terrenos cercanos a la población, esto ocasiona que cuando se saturan estos lugares, las autoridades amplían sus rellenos en zonas ecológicas.

Sumado a ello, en la mayoría de los confinamientos hay una incorrecta disposición de los desechos, como en Chalchicolula de Sesma, donde a diario se queman cientos de kilos de basura a cielo abierto, provocando mayor contaminación.

En Huejotzingo entierran la basura para disminuir el volumen de los desechos, lo que no impide que sea común encontrar desechos en las inmediaciones del lugar.

En Chignahuapan no hay un programa de reciclaje, por lo que los llamados "pepenadores", recogen los desechos útiles dentro del relleno.

Algunas empresas como RESA o los propios ayuntamientos, se hacen cargo de la disposición final de los desechos, sin embargo, no cumplen con las normas generales de operación y agravan el problema de contaminación.

De acuerdo a la Ssaot, entre los problemas más comunes de los rellenos sanitarios destacan: la falta de recolección diaria de los residuos, el control deficiente de los lixiviados, la mala compactación, la falta de mantenimiento del equipo operativo y la "pepena".

También, es común la fauna nociva, como las ratas y las jaurías de perros salvajes así como las personas buscando entre la basura. Incluso, en algunos rellenos hay casas improvisadas de indigentes que viven en estos lugares y se alimentan de los desechos de la ciudad.

Según la dependencia, estos problemas ocurren por la falta de continuidad en la planeación municipal o intermunicipal, la falta de personal capacitado para la operación, la falta de recursos financieros de los municipios y la falta de rotación de personal.

A su vez, en la entidad hay 13 estaciones de transferencia o rellenos intermunicipales, de los cuales, sólo tres funcionan actualmente, mientras que el resto están paralizados, a consecuencia la falta de mantenimiento, la inadecuada operación y el vandalismo. (NGP, Puebla, 2013)

Asimismo unos 17 rellenos sanitarios han rebasado su capacidad para recibir basura y disminuido su tiempo de vida útil, debido a que se quedaron sin espacio suficiente para recibir más basura, como el confinamiento de Chalchicomula de Sesma que desde hace dos años rebasó su capacidad, lo mismo que en Tehuacán donde es necesario colocar 10 celdas más para captar más desechos.

En Chiltepeque, la Procuraduría Federal de Protección al Ambiente (Profepa), multó a la empresa RESA por una deficiencia en el manejo de lixiviados, tras un derrame del líquido. Ante esta situación la compañía construyó una laguna para captar el líquido de la basura y pondrá en operación una planta que transforme el biogás en energía eléctrica". (Puebla OnLine, 2013)

2.2. Ecurrimientos pluviales que impactan el relleno sanitario de Chiltepeque

El manejo de la basura se resume a un ciclo que comienza con su generación y acumulación temporal, continuando con su recolección, transporte y transferencia y termina con la acumulación final de la misma. Es a partir de esta acumulación cuando

comienzan los verdaderos problemas ecológicos, ya que los basureros se convierten en focos permanentes de contaminación.

Considerando que el agua es un disolvente universal y que está en constante movimiento entre la atmósfera y la tierra, realizando el “Ciclo Hidrológico”, puede provocar la disolución de cualquier sustancia en cualquier grado al entrar en contacto con él. Esto trae como consecuencia que el lixiviado sea producido cuando el agua entra en contacto con la basura de algún sitio de disposición final, y extrae contaminantes, disolviéndolos o suspendiéndolos en la fase líquida, alcanzando un contenido de humedad lo suficientemente alto para generar un flujo de líquido. (COCEF, 2013).

Una vez que el agua ha penetrado a los estratos de basura, ésta puede saturar la capacidad de retención de líquidos de los residuos y, entonces, la humedad sobrante puede comenzar a infiltrarse a la capa de suelo que se encuentra inmediatamente debajo de estos estratos, acumularse en las zonas más bajas del fondo del sitio sobre el que se emplazó el depósito de desechos o bien escurrir hacia los lados y aflorar por los taludes del tiradero.

Es por tal motivo que por las experiencias observadas en campo, se ha denotado que la producción de lixiviados es mayor en sitios no cubiertos y no compactados (situación típica de los tiraderos a cielo abierto), debido a que la tasa de infiltración es mayor; mientras que en residuos altamente compactados (no cubiertos), frecuentemente se presentan encharcamientos de agua lluvia. (Jaramillo, 2002)

Por lo anterior, la lixiviación puede ocurrir antes de que se sature la retención de humedad (capacidad de campo) de los residuos sólidos municipales; esto ha sido probado mediante muchas observaciones realizadas en excavaciones de sitios de disposición final, y ha sido explicado mediante el movimiento de los lixiviados a través de diversas rutas, que dependerán del tipo de residuos depositados y de la existencia y tipo de materiales de cubierta (Jiménez, 2012).

Otra forma mediante la cual los contaminantes pueden lixiviar desde el sitio de disposición final, es su disolución por intrusión del agua subterránea a los estratos de basura, o bien por la descarga directa de los residuos sobre los cuerpos de agua superficiales. La intrusión del agua subterránea es importante únicamente cuando los residuos están en contacto directo con las aguas del subsuelo.

En referencia a lo anterior , y enfocándonos en el caso estudio del Relleno Sanitario de Chiltepeque , uno de los elementos de mayor relevancia del relleno sanitario, para el control ambiental, es la cubierta final, que deberá mantenerse y cuidarse a fin de evitar su deterioro por los efectos de erosión por el viento y agua, además del agrietamiento por los asentamientos diferenciales, debido al proceso de estabilización de residuos de tipo orgánico y al efecto del peso sobre las capas inferiores.

Por tales motivos, uno de los cuidados para la cubierta final, radica en el manejo adecuado de los escurrimientos pluviales, los cuales pueden provocar serios daños a dicha cubierta, ya que actualmente el drenaje existente no es el adecuado ya que es ineficiente, lo cual provoca que no se proporcione salida a los fluidos en condiciones de flujo controlado, evitando su acumulación y posible infiltración a través de la cubierta protectora. (Yáñez, 2009)

De igual forma, también es indispensable el control de los escurrimientos en áreas externas al relleno sanitario, ya que estos pueden ocasionar inundaciones dentro de las instalaciones y más peligroso aún puede afectar las operaciones de disposición final de los residuos.

Es por tal motivo, que al referirnos al control de escurrimientos pluviales en la zona del Relleno Sanitario de Chiltepeque, estamos directamente hablando de diseñar o rediseñar sistemas para desviar el agua de lluvia fuera del relleno, logrando tener así: una reducción de la generación de los líquidos lixiviados; mejor funcionamiento del equipo (mantiene el agua fuera de las operaciones.), previniendo el flujo de agua en cascada y finalmente logrando una reducción en la erosión y el afloramiento de los residuos.

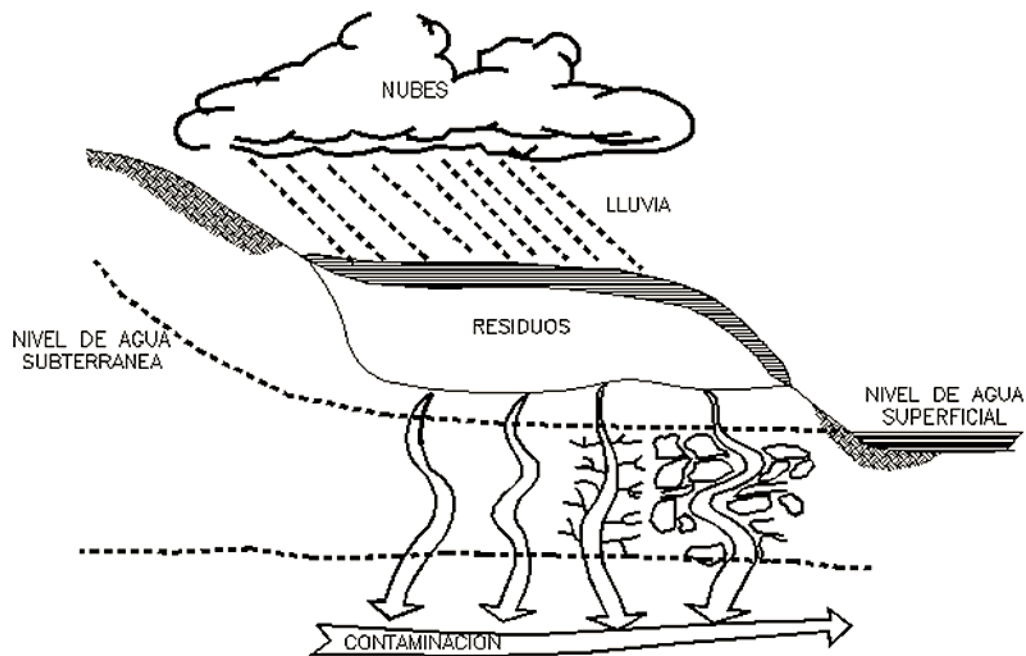


Figura 7 Infiltración de agua lluvia e infiltración de lixiviado (Jiménez, 2012).

Respecto a lo anterior y para este caso en específico algunos ejemplos de cómo lograr tener un mayor control del Agua de Lluvia, por mencionar algunos están:

- Zanjas
- Paredes de tierra
- Pendientes/Nivelaciones
- Alcantarillas
- Control de la erosión
- Disipación de Energía

Asimismo, es importante señalar la importancia de las barreras de impermeabilización que contribuirán a la protección a los mantos acuíferos para evitar el ingreso de los lixiviados evitando escurrimientos pluviales al confinamiento, evitando así que los residuos estén muy húmedos y con ello se pueda lograr impermeabilizar el terreno.

Dicha protección se puede efectuar por dos métodos, natural y artificial. El método natural aprovecha la estructura y características naturales de aquellos suelos de tipo impermeable (arcillosos, por ejemplo). El método artificial por su parte incorpora estructuras externas (geo membranas o aditivos a la estructura del suelo), otorgando la impermeabilidad exigida.

Aunado a lo anterior, en conjunto con el estudio y desarrollo de técnicas para el manejo de aguas de lluvia, se contribuirá a:

- Mantener buenas pendientes
- Reducir el flujo de superficie
- Mantener los controles pluviales – eliminar el azolve de los controles pluviales
- Compactar la cobertura diaria
- Evitar encharcamientos
- Reparar daños de erosión lo antes posible.
- Trabajar con superficies operativas (celdas) adecuadas. (Methane to Market, 2012).

Sin embargo, es importante destacar que en cualquier caso el fenómeno adquiere gran importancia, debido principalmente a los grandes volúmenes de lixiviado que pueden generarse. Mediante los resultados de diversas investigaciones, ha podido determinarse que en general, a mayores espesores de basura, se absorben mayores cantidades de agua antes de que inicie la lixiviación, pero se producen lixiviados por un período mucho mayor de tiempo que en los sitios con espesores delgados de residuos que tienen áreas superficiales y climatología similares.

CAPITULO III. ESTUDIO HIDROLÓGICO

Como parte de cualquier proyecto de ingeniería es necesario llevar a cabo una inspección al sitio de interés, para poder identificar las problemáticas y consideraciones que habrá que tener en cuenta en la planeación y ejecución de la obra o trabajos a desempeñar.

Según algunas estimaciones realizadas a nivel mundial, las inundaciones provocan las mayores pérdidas en vidas humanas en comparación con otros fenómenos naturales. Para el caso de nuestro país, este tipo de desastres constituyen uno de los fenómenos causantes de pérdidas humanas anualmente, así como también la destrucción de viviendas y afectaciones en las actividades económicas en las localidades establecidas en áreas con riesgo natural de ser inundadas.

Debido a las alteraciones que ha realizado el hombre sobre la cubierta vegetal, el peligro que ejercen algunas inundaciones es mucho mayor de lo que se manifestaban en tiempos pasados.

3.1 Condiciones naturales de la cuenca para el caso del relleno Chiltepeque

Hidrografía

La cuenca donde se ubica el relleno sanitario de Chiltepeque en su formación quedo dividida en 2 cuencas, al final cada una de ellas tiene su propia descarga, sin embargo más adelante estas se vuelven a unir.

Dicha delimitación de estas cuencas es mostrada en la Figura 8.



Figura 8 Cuenca obtenida mediante software Google Earth e información INEGI.

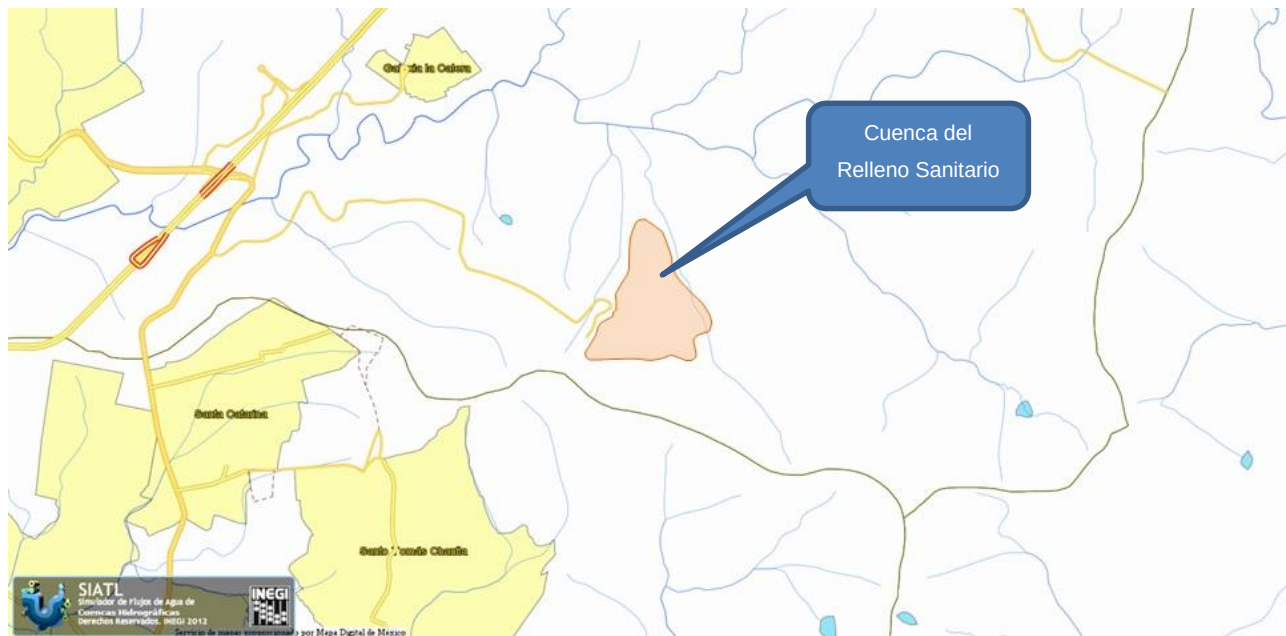


Figura 9 Trazo la cuenca.- Fuente: SIATL-INEGI.

Geología

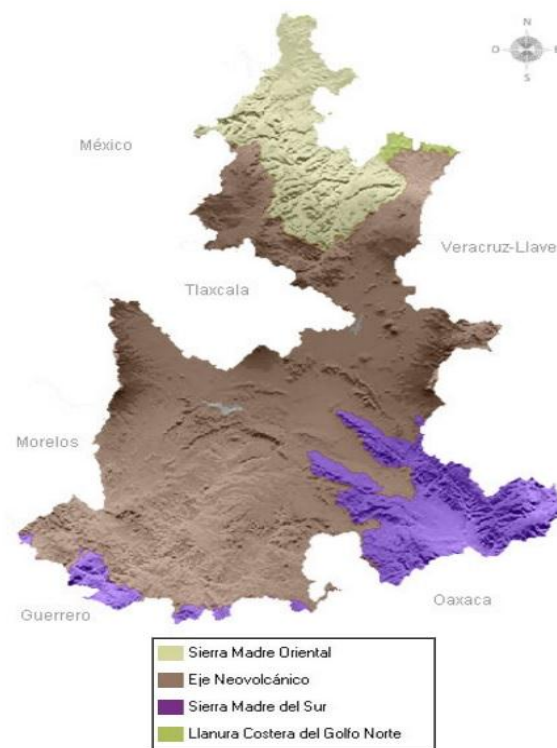


Figura 10 Subprovincias fisiográficas de estado de Puebla

3.2 Parámetros físicos y de red de drenaje de la cuenca

Tabla 2 Parámetros físicos y de red de drenaje de la cuenca “Chiltepeque”.

Área, (km ²)	0.29
Perímetro, (m)	3636.90
Elevación media de la cuenca, (msnm)	2,228
Orden de Corriente	2
Longitud del cauce principal, (km)	0.850
Pendiente del cauce principal, (km)	0.07

En el mapa anexo, denominado Hidrografía de la cuenca que aparece al final de este capítulo, se ilustra la delimitación de la cuenca del tramo en estudio.

3.3 Uso de suelo de la cuenca

Con apoyo de la información cartográfica disponible para la zona de estudio, y a partir de la delimitación de la cuenca definida para el río en estudio, se determinó la superficie que corresponde para cada tipo de suelo. Para ello fueron elaborados mapas a partir de la cartografía del INEGI, haciendo uso de programas como ArcGIS, Global Mapper y AutoCAD.

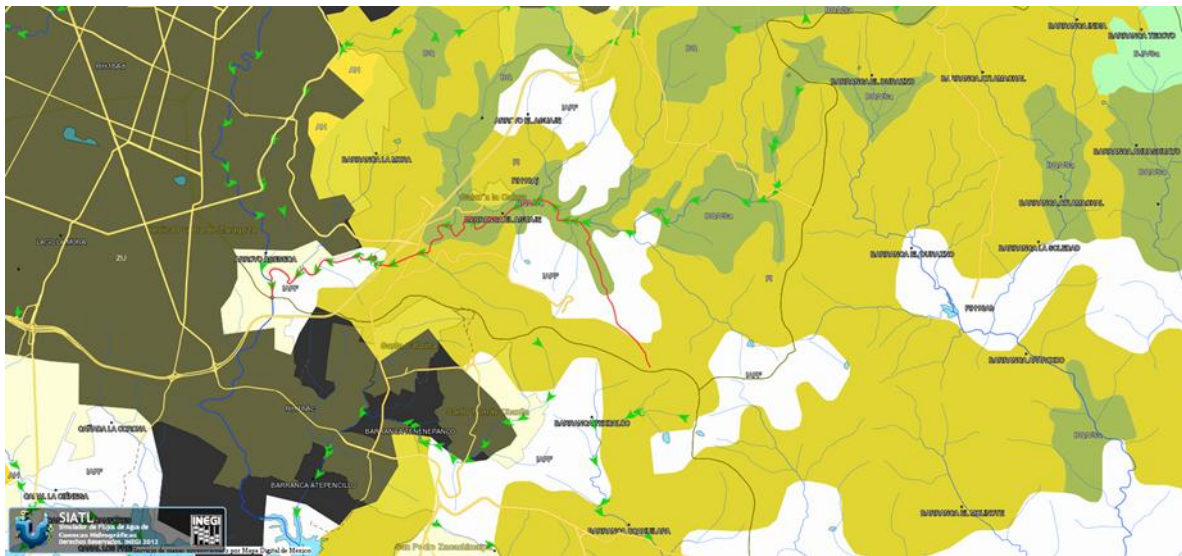


Tabla 3 Cobertura vegetal y uso de suelo

3.4 Elevación media de la cuenca (Em)

La elevación media de la cuenca es un parámetro que puede definirse mediante la lectura de cuanto menos 100 puntos dentro del área de estudio con la finalidad de identificar en función de los niveles de su relieve su posición con respecto al nivel del mar, como se observa a continuación; para la cual la cuenca en estudio presenta un altura media de $Em = 2,228$ msnm.

Tabla 4 Elevación media de la cuenca (Em)

ELEVACIÓN MEDIA DE LA CUENCA	2228.00 msnm
---------------------------------	--------------

*Se anexa el proceso y tablas de cálculo en anexo correspondiente.

3.5 Pendiente media del canal (Sc)

La pendiente media del cauce principal es uno de los indicadores del grado de respuesta de una cuenca a una tormenta. Para definir la pendiente media existen varios entre los cuales seleccionamos el de Taylor-Schwartz, de acuerdo a la fórmula:

$$Sc = \left[\frac{L}{\frac{l_1}{\sqrt{S_1}} + \frac{l_2}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{l_m}{\sqrt{S_m}}} \right]$$

Donde:

- L Es la longitud total del cauce.
- li Es la longitud del tramo i.
- Si Es la pendiente del tramo i.

Desnivel total	58	m
Longitud total de la corriente	850	m
$\sum \sqrt{l_i/s_i}$		

$$S = \left[\frac{L}{\sum \sqrt{l_i/s_i}} \right]^2 = 0.068 = 6.8\%$$

*Se anexa tabla de cálculo de la pendiente media del cauce mediante el método de Taylor –Schwartz

De la misma manera se determina la pendiente producto del desnivel topográfico.

$Sc = 0.068 = 6.8 \%$ (Método de Taylor – Schwartz)

$Sc = 0.068 = 6.8 \%$ (Pendiente por desnivel topográfico)

3.6 Análisis de información disponible

Información climatológica

En la zona en estudio se pudo identificar una estación climatológica, en operación, pero que por la longitud de su registro podrían ser útil en el estudio que se está desarrollando.

Por su ubicación es la más cercana a la cuenca en estudio y la longitud de su registro la estación más importante para este estudio es la 21035 - Puebla; ya que fue la estación climatológica más cercana a la zona de estudio.

Tabla 5 Serie de datos de la estación climatológica 21035 Puebla 21 Poniente 113 A

PERIODO DE REGISTRO:		1952 a 2006			
Edo.	Clave:	Nombre	Long.	Lat.	Alt.
Pue.	21035	PUEBLA 21 PONIENTE 113 A	-98.18	18.983	2122

MÍNIMO	MÁXIMO	PROMEDIO
39.40	87.70	55.34

Año	P (mm)	Año	P (mm)	Año	P (mm)	Año	P (mm)	Año	P (mm)	Año	P (mm)
1953	43.80	1962	51.80	1971	64.10	1980	46.40	1989	47.10	1998	47.90
1954	56.00	1963	55.00	1972	78.00	1981	52.50	1990	47.70	1999	40.00
1955	69.00	1964	74.90	1973	51.40	1982	79.00	1991	61.60	2000	67.00
1956	53.30	1965	62.70	1974	39.50	1983	39.40	1992	54.30	2001	51.70
1957	45.10	1966	48.50	1975	51.80	1984	53.10	1993	48.80	2002	36.50
1958	67.00	1967	44.40	1976	62.10	1985	87.70	1994	73.50	2003	64.00
1959	71.50	1968	45.20	1977	48.20	1986	68.10	1995	70.90	2004	60.00
1960	65.60	1969	50.50	1978	72.40	1987	45.60	1996	49.00	2005	47.50
1961	40.80	1970	41.00	1979	44.50	1988	51.70	1997	52.00	2006	58.80

Para la estación climatológica analizada se hizo una revisión de la existencia de datos, a fin de constatar los años para los que se cuenta con un registro completo, haciendo hincapié en la existencia de datos de precipitación en los meses de la temporada de lluvias.

Información hidrométrica

En la Recopilación y análisis de la información existente, se realizó una búsqueda de las estaciones hidrométricas existentes en el estado de Puebla y con las cercanías del estado de Tlaxcala. Próximas a la zona en estudio, concluyendo que no existe información de este tipo que sea útil para los objetivos que persigue el estudio.

3.7 Análisis de frecuencias

El análisis de frecuencia es una herramienta utilizada para predecir el comportamiento futuro de los caudales en un sitio de interés, a partir de la información histórica de caudales. Es un método basado en procedimientos estadísticos, que permite calcular la magnitud del caudal asociado a un período de retorno. Su confiabilidad depende de la longitud y calidad de la serie histórica, además de la incertidumbre propia de la distribución de probabilidades seleccionada.

Cuando se pretende realizar extrapolaciones a períodos de retorno mayores que la longitud de la serie disponible, el error relativo asociado a la distribución de probabilidades utilizada es más importante, mientras que en interpolaciones, la incertidumbre está asociada principalmente a la calidad de los datos a modelar; en ambos casos la incertidumbre es alta dependiendo de la cantidad de datos disponibles.

3.7.1 Funciones de Distribución de Probabilidad

En estadística existen muchas funciones de distribución de probabilidad teóricas, para este estudio se usaron las siguientes funciones de distribución que están entre las más usadas en hidrología.

- | | | |
|--------------|-----------------------|----------------|
| ■ Normal | ■ Pearson III (Gamma) | ■ Exponencial |
| ■ Log normal | ■ Gumbel | ■ Doble Gumbel |

En la tabla siguiente se agrupan las distintas funciones de probabilidad que se analizan:

Tabla 6 Funciones de probabilidad analizadas.

Nombre	Función	Parámetros
Normal estandarizada	$F(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} dx$	μ y σ

Nombre	Función	Parámetros
<i>Log normal</i>	$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \frac{1}{x\beta} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \alpha}{\beta}\right)^2}$ $\text{donde } z = \frac{\ln x_i - \alpha}{\beta}$	a y β
<i>Pearson III</i>	$f(x) = \frac{1}{\alpha_1 \Gamma(\beta_1)} \left\{ \frac{x - \delta_1}{\alpha_1} \right\}^{\beta_1 - 1} e^{-\frac{x - \delta_1}{\alpha_1}}$	
<i>Gumbel</i>	$f(x) = \alpha e^{[-\alpha(x-\beta) - e^{-\alpha(x-\beta)}]}$	a : parámetros de forma β : parámetro de escala
<i>Exponencial</i>	$F(x) = 1 - e^{-\frac{x-\beta}{\alpha}}$	a y β
<i>Gamma</i>	$F(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} *$ $* \int_c^x \left(\frac{x-\delta}{\alpha}\right)^{\beta-1} e^{-\frac{x-\delta}{\alpha}} dx$	a , β y d
<i>Doble Gumbel</i>	$F(x) = p(e^{-t^{-\alpha_1}(x-\delta_1)}) +$	$a1$, $\beta1$, $a2$, $\beta2$ y P

Función de Distribución Normal

La función de distribución normal se define como:

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad (1.1)$$

Dónde:

x =variable (dato)

μ =media de la población

σ =desviación estándar de la población

De acuerdo a la función de densidad de población de probabilidad $f(x)$:

$$F(x) = \int_{-\infty}^x f(x) dx \quad (1.2)$$

La función de probabilidad normal es:

$$F(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} dx \quad (1.3)$$

La variable estandarizada se define como:

$$z = \frac{x-\mu}{\sigma} \quad (1.4)$$

Donde:

z = variable estandarizada.

La cual esta normalmente distribuida con media cero y desviación estándar unitaria. Así la función de probabilidad se puede escribir como:

$$F(x) = f(z) = \int_{-\infty}^z \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{z^2}{2}} dz \quad (1.5)$$

Para un conjunto de datos:

$$f(z) = \int_{-\infty}^z \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{z^2}{2}} dz \quad (1.6)$$

La función Normal presenta la siguiente tendencia:

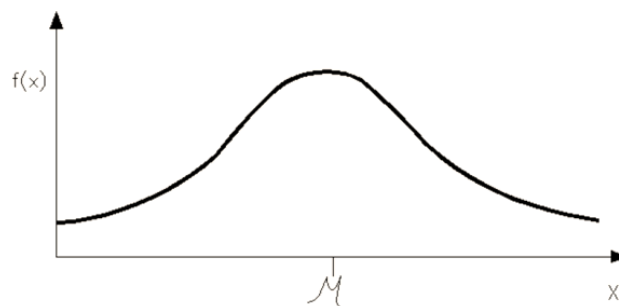


Figura 11 Distribución Normal

Función de Distribución Log Normal.

En esta función los logaritmos naturales de variable se distribuyen normalmente y se define como:

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \frac{1}{x\beta} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \alpha}{\beta}\right)^2} \quad (2.1)$$

Donde:

α = media de los logaritmos naturales de la variable aleatoria x

β = desviación estándar de los logaritmos de la variable aleatoria x

x = variable aleatoria de la población

Los valores de α y β se estiman a partir de “n” observaciones para x_i , $i=1,2,\dots,n$ y se calcula:

$$\alpha = \sum_{i=1}^n \frac{\ln x_i}{n} \quad (2.2)$$

$$\beta = \left[\sum_{i=1}^n \frac{(\ln x_i - \alpha)^2}{n} \right]^{1/2} \quad (2.3)$$

La variable estandarizada “z” se define como:

$$z = \frac{\ln x_i - \alpha}{\beta} \quad (2.4)$$

Una vez obtenidos los valores de α y β se calcula la variable estandarizada para los datos registrados con la expresión 2.4

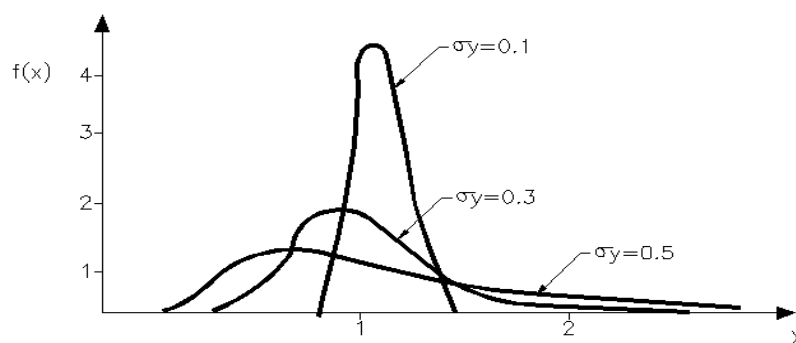


Figura 12 Función de distribución Log-Normal

Función de Distribución Pearson III (Gamma)

La función de probabilidad Pearson III se define como:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha_1 \Gamma(\beta_1)} \left\{ \frac{x-\delta_1}{\alpha_1} \right\}^{\beta_1-1} e^{-\frac{x-\delta_1}{\alpha_1}} \quad (3.1)$$

Donde α_1 , β_1 y δ_1 son los parámetros de la función $\Gamma(\beta_1)$ y se evalúan mediante el siguiente sistema de ecuaciones:

$$\bar{x} = \alpha_1 \beta_1 + \delta_1 \quad (3.2)$$

$$S^2 = \alpha_1^2 \beta_1 \quad (3.3)$$

$$\gamma = \frac{2}{\sqrt{\beta_1}} \quad (3.4)$$

Dónde:

$\bar{x}$ =media aritmética

S=desviación estándar

γ =Coeficiente de sesgo, el cual se define como:

$$\gamma = \sum_{i=1}^n \frac{(x_i - \bar{x})^3 / n}{s^3} \quad (3.5)$$

$$F(x) = \frac{1}{\alpha_1 \Gamma(\beta_1)} \int_0^x e^{-\frac{(x-\delta_1)}{\alpha_1}} \left(\frac{x-\delta_1}{\alpha_1} \right)^{\beta_1-1} \quad (3.6)$$

Sustituyendo la variable estandarizada “y” en la ecuación anterior se obtiene:

$$y = \frac{x-\delta_1}{\alpha_1} \quad (3.7)$$

$$F(y) = \frac{1}{\Gamma(\beta_1)} \int_0^y y^{\beta_1-1} e^{-y} dy \quad (3.8)$$

La función 3.8 es una función ji cuadrada con $2\beta_1$ grados de libertad y $x^2=2y$:

$$v = 2\beta_1 \quad (3.9)$$

$$x^2=2y \quad (3.10)$$

Dónde:

v = grados de libertad

Función Distribución Gumbel

La función de densidad de probabilidad es:

$$f(x) = \alpha e^{[-\alpha(x-\beta)-e^{-\alpha(x-\beta)}]} \quad (4.1)$$

Donde α y β son los parámetros de la función y se estiman como:

$$\alpha = \frac{1.2825}{S} \quad (4.2)$$

$$\beta = \bar{x} - 0.45S \quad (4.3)$$

Para muestras muy grandes o como:

$$\alpha = \frac{\sigma_y}{S} \quad (4.4)$$

$$\beta = \bar{x} - \frac{\mu_y}{\alpha} \quad (4.5)$$

Dónde:

$\bar{x}$ = media aritmética

S = desviación estándar

Para muestras pequeñas donde μ_y y σ_y se muestran en la siguiente tabla:

n	μ_y	σ_y
10	0.4952	0.9496
15	0.5128	1.0206
20	0.5236	1.0628
25	0.5309	1.0914
30	0.5362	1.1124
35	0.5403	1.1285
40	0.5436	1.1413
45	0.5463	1.1518
50	0.5485	1.1607
55	0.5504	1.1682
60	0.5521	1.1747
65	0.5535	1.1803
70	0.5548	1.1854
75	0.5559	1.1898
80	0.5569	1.1938
85	0.5578	1.1974
90	0.5586	1.2007
95	0.5593	1.2037
100	0.5600	1.2065

Para los registros de gastos máximos anuales se tiene una serie de datos y se ocuparan las ecuaciones 4.4 y 4.5 para obtener los valores de α y β .

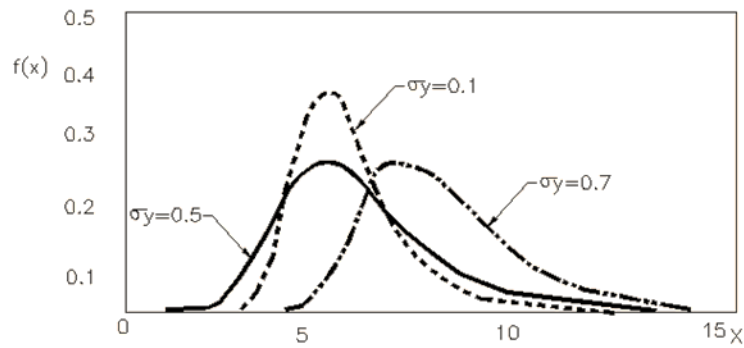


Figura 13 Distribución de Gumbel

Función Distribución Exponencial

Algunas secuencias de eventos hidrológicos, como la ocurrencia de precipitación, pueden considerarse como procesos de Poisson, en los cuales los eventos ocurren instantánea e independientemente en el tiempo, a lo largo de una línea. El tiempo entre tales eventos, lo describe la distribución exponencial cuyo parámetro λ es la tasa media de ocurrencia de los eventos. La ventaja de la distribución exponencial radica en que es fácil estimar a partir de la información observada y que la distribución exponencial se adapta muy bien a estudios teóricos. Su desventaja es que se requiere que la ocurrencia de cada evento sea completamente independiente.

Su función de densidad de probabilidad Se muestra en la siguiente ecuación:

$$F(x) = \lambda e^{-\lambda x}$$

Donde χ representa la variable, μ es la media de la muestra y σ^2 la varianza.

La función de distribución de probabilidad para la distribución normal es:

$$F(x) = 1 - e^{-\lambda x}$$

Función Distribución Doble Gumbel

Particularmente, la función de distribución Gumbel +Gumbel, en su forma más difundida, se acepta que ambas poblaciones siguen distribuciones, por ejemplo, de valores extremos tipo I o Gumbel, dando origen así a la función mezclada conocida como Gumbel doble.

La función de densidad de probabilidad es:

$$F(x) = p(e^{-t^{-\alpha_1}(x-\delta_1)}) + (1-p)(e^{-t^{-\alpha_2}(x-\delta_2)})$$

Donde x es la variable aleatoria de la distribución, δ_1 , δ_2 son los parámetros de ubicación asociados con las poblaciones 1 y 2 respectivamente, α_1 y α_2 son los parámetros de escala asociados con las poblaciones 1 y 2 respectivamente.

Parámetros de la función α y β

Para muestreos muy grandes mayores a 100 se tiene:

$$\alpha = \frac{1.2825}{s} \quad y \quad \beta = \bar{x} - 0.45 S$$

Para muestras pequeñas menores o igual a 100 se tiene:

$$\alpha = \frac{\sigma_y}{s} \quad y \quad \beta = \bar{x} - \frac{\mu_y}{\alpha}$$

Donde:

$\bar{x}$ = Media de los gastos máximos

S=Desviación estándar de los gastos máximos

σ_y y μ_y = Parámetros

p =Probabilidad de tener eventos no ciclónicos

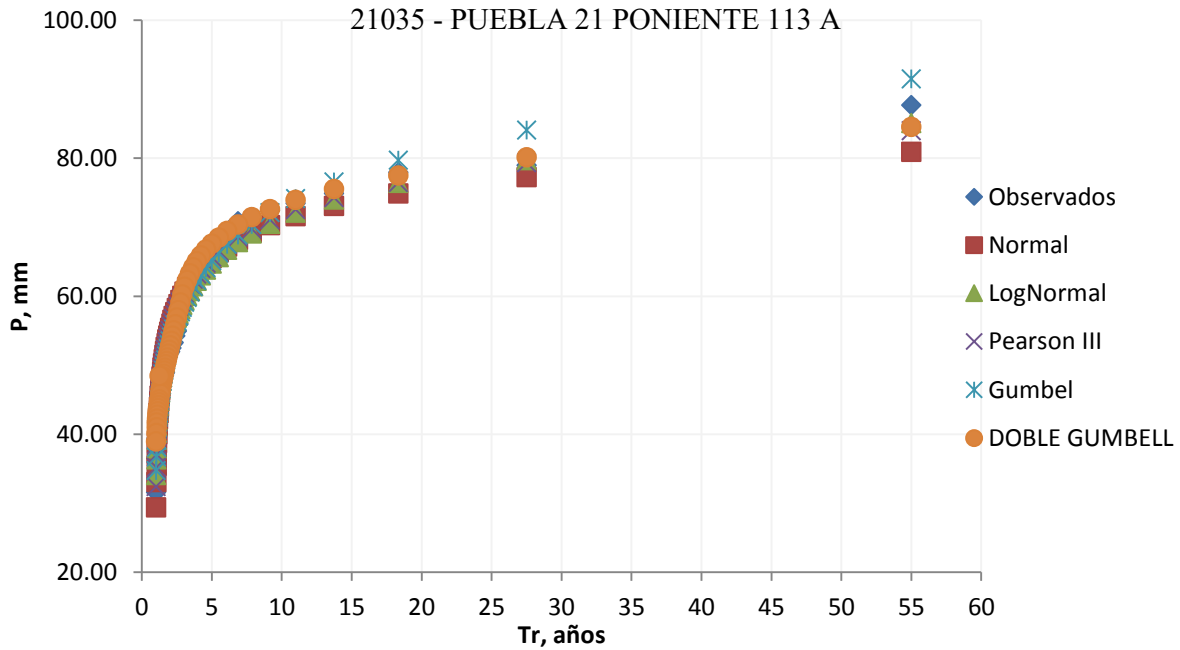


Figura 14 Comparación de funciones de distribución de probabilidad y datos observados

3.7.2 Determinación de la función de mejor ajuste

Para definir cuál es la función de distribución de probabilidad que mejor se ajusta a los datos registrados, y de este modo poder realizar las extrapolaciones que el estudio hidrológico requiere, se aplicará el:

Método del error cuadrático mínimo

Este método consiste en calcular, para cada función de distribución el error cuadrático, esto es:

$$C = \left[\sum_{i=1}^n (x_{ei} - x_{oi})^2 \right]^{1/2}$$

Dónde:

C =Cuadrático mínimo.

x_{ei} =i-esimo dato estimado.

x_{oi} =i-esimo dato calculado.

Los resultados en la determinación de la función de mejor ajuste.

3.8 Precipitación media (hp)

Para determinar la precipitación media de la cuenca, el método más usual y preciso consiste en el de los polígonos de Thiessen, pero, debido a que en el lugar se cuenta con una estación cercana en el sitio de estudio como ya se ha señalado anteriormente, la obtención de dicho valor corresponderá a la lámina de lluvia máxima diaria anual presentada en la estación 21035 – Puebla ubicada en el municipio del mismo nombre.

Estación climatológica 21035-Puebla.

Tabla 7 Lámina de lluvia Estación climatológica 21035-Puebla.

Datos de la estación						Precipitación	
Núm.	Clave	Nombre	Periodo utilizado		Años de la serie	Máxima (mm)	Promedio (mm)
1	21035	PUEBLA 21 PONIENTE 113 A	1953	2006	54	87.70	55.66

Lamina de lluvia	Máxima	87.70 mm
	Promedio	55.66 mm

Dicho valor se hará uso en la obtención del valor de lluvia con duración de una hora y periodo de retorno de 10 años de la Figura 15 en ausencia de datos de pluviógrafo para el método de Bell.

3.9 Cálculo de parámetros Hidrológicos.

3.9.1. Coeficiente de escurrimiento “Ce”

Uno de los aspectos que más influyen en la respuesta de una cuenca a la precipitación es la infiltración, pues representa el mayor porcentaje de las pérdidas que existen entre el volumen de agua que llueve en una cuenca y el que escurre por su salida. Para estimarla se definirán dos criterios que consideran el uso y/o cobertura vegetal de la superficie de la cuenca.

La información de uso de suelo y vegetación se obtuvo de la cartografía oficial del INEGI. En los anexos se incluye un mapa que muestran las áreas para cada uso de suelo en la cuenca.

Para la aplicación de la fórmula racional se requiere de este coeficiente. Su determinación se ilustra en la siguiente tabla:

Tabla 8 Tabla de cálculo del Coeficiente de escurrimiento

Tipo de terreno	Área			Tipo de suelo	Ce	Ce * A%
	m ²	km ²	%			
Césped en suelos arcillosos	390,000	0.39	100%	C	0.20	0.078
ÁREA TOTAL		0.39	100%	--	--	0.078

De acuerdo al criterio para seleccionar el coeficiente de escurrimiento en la última edición de Daniel Campos Aranda.

Tabla 9 Coeficiente de escurrimiento para periodos de retorno de 2 a 100 años.

Uso del terreno	Porcentaje de área impermeable	Periodos de retorno en años			
		2	5	10	100
Comercial	95.0	0.87	0.87	0.88	0.89
Alrededor de zonas comerciales	70.0	0.60	0.65	0.70	0.80
Residencial de familias individuales	50.0	0.40	0.45	0.50	0.60
Edificios de apartamentos (separados)	50.0	0.45	0.50	0.60	0.70
Edificios de apartamentos (juntos)	70.0	0.60	0.65	0.70	0.80
1/2 campo edificado o más	45.0	0.30	0.35	0.40	0.60
Apartamentos	70.0	0.65	0.70	0.70	0.80
Industrial (disperso)	80.0	0.71	0.72	0.76	0.82
Industrial denso	90.0	0.80	0.80	0.85	0.90
Parques y cementerios	7.0	0.10	0.25	0.35	0.65
Campos de juego	13.0	0.25	0.25	0.35	0.65
Escuelas	50.0	0.45	0.50	0.60	0.70
Patios de ferrocarril	20.0	0.40	0.45	0.50	0.60
Calles pavimentadas	100.0	0.87	0.88	0.90	0.93
Calles empedradas	40.0	0.15	0.25	0.35	0.65
Avenidas y paseos	96.0	0.87	0.87	0.88	0.89
Techo o azoteas	90.0	0.80	0.85	0.90	0.90
Césped en suelos arenosos	2.0	0.00	0.01	0.05	0.20
Césped en suelos arcillosos	2.0	0.05	0.10	0.20	0.40

FUENTE: (Campos Aranda, 2010)

3.9.2. Duración de la tormenta

Tiempo de concentración

El tiempo de concentración se define como el tiempo que tarda una partícula de agua en viajar desde un punto dado de la cuenca hasta la salida de la misma. Para calcular este tiempo se usan relaciones empíricas, en ellas intervienen características fisiográficas de la cuenca, siendo las más utilizadas las propuestas por Kirpich (1940), la cual se define como:

Ecuación de Kirpich

$$t_c = 0.0003245 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

Dónde:

t_c = Tiempo de concentración (hr)

L= Longitud del cauce principal (m)

S =Pendiente del cauce principal (Método de Kirpich)

Ecuación de Rowe

También se puede utilizar para obtener el valor de t_c la ecuación propuesta por Rowe (Campos, 1982) dada por:

$$t_c = \left(\frac{0.87 L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Donde:

N es el coeficiente de rugosidad de Manning ($n=0.02$ para superficies pavimentadas y 0.50 para superficies con vegetación).

I es la intensidad de lluvia, en mm/h.

t_c , tiempo de concentración, en min.

L, longitud del cauce principal.

Tabla 10 Datos para el cálculo del tiempo de concentración.

Datos del inicio-descarga	
Longitud (L)	0.85 km
Desnivel total	58.0 m
Pendiente (S_c)	0.07

Como puede observarse la mejor opción para determinar el tiempo de concentración recae en la ecuación del método de Kirpich.

En general, para cuencas pequeñas se considera que la duración efectiva de la precipitación es igual al tiempo de concentración de la cuenca. De acuerdo a la fórmula de Kirpich:

$$t_c = 1.00 \text{ horas}$$

3.9.3. Procesamiento estadístico de lluvias máximas diarias

El procesamiento de los registros disponibles de lluvias máximas diarias, tendrá como objetivo cuantificar las lluvias máximas en 24 horas de diversos períodos de retorno. Los periodos de retorno se determinan de manera que cubran las necesidades de diseño de las obras hidráulicas, en las cuales se utilizan las lluvias máximas en 24 horas, a través de las llamadas: Curvas Precipitación-Duración-Periodo de retorno (P-d-Tr).

3.10 Curvas precipitación – duración – Periodo de retorno (P – d – Tr).

Toda vez que en la zona donde se ubica la cuenca en estudio no existen estaciones que cuenten con pluviógrafo, para obtener las curvas i-d-T será necesario aplicar una metodología que permita obtenerlas a partir de registros de lluvia máxima diaria que son de los que se disponen en la estación climatológica 21035-Puebla.

Debido a la escasez de registros de lluvias de cortas duraciones, ha surgido la necesidad de utilizar las relaciones promedio entre lluvias con duración de una hora y periodo de retorno de 10 años, con las precipitaciones de diferente duración y el mismo

periodo de retorno Bell propone la siguiente fórmula para obtener la altura de precipitación para diferentes periodos de retorno y duraciones a partir de la lluvia con duración de una hora y periodo de retorno de 10 años:

$$P_T^t = (0.35 \ln T + 0.76)(0.54 d^{0.25} - 0.50)P_2^{60}$$

Dónde:

- P_T^d Precipitación de duración t minutos y período de retorno T.
T Período de retorno en años.
d Duración de la de la lluvia en minutos.

La lluvia con duración de una hora y periodo de retorno de 10 años, se obtiene a partir del criterio propuesto por el U.S. WeatherBureau, ampliado por B. M. Reich, que se ilustra en la siguiente gráfica. Para ello se requiere determinar la lluvia máxima diaria para un periodo de retorno de 2 años.

El número medio anual de días con tormentas convectivas se obtuvo a partir de los registros de precipitación, considerando aquellas precipitaciones diarias de más de 30 mm. Se obtuvo el número de días anual para cada año con registro completo y se calculó el promedio.

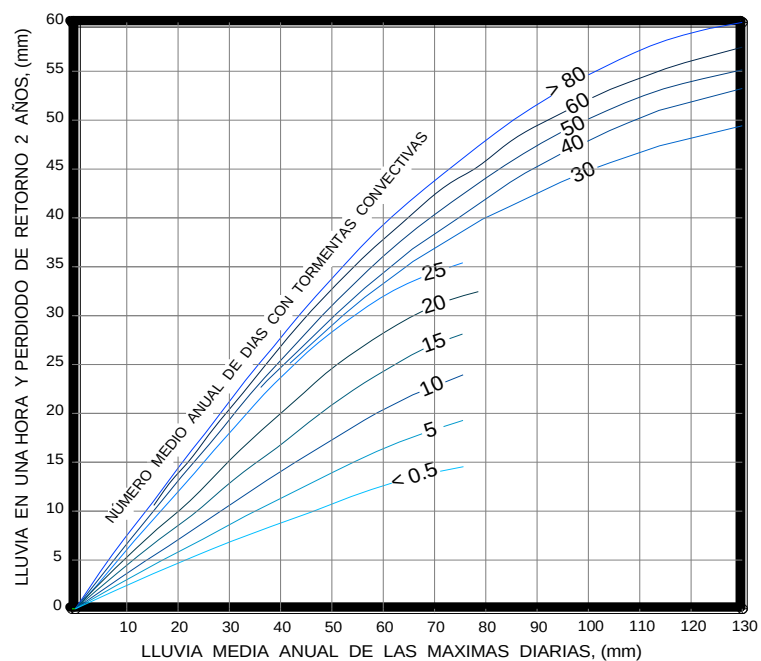


Figura 15 Relación empírica para estimar la lluvia de una hora y periodo de retorno de 2 años, en ausencia de registros pluviográficos.

Lluvia con $T = 2$.

A partir de los parámetros para la función GUMBELL DOBLE, que presentó el mejor ajuste para la estación 21035–Puebla, se calculó la lluvia máxima diaria asociada a un período de retorno de 10 años.

Tabla 11 Parámetros de la función Gumbell Doble

Estación		Gumbell Doble		
Clave	Nombre	μ	σ	γ
21035	Puebla	55.657	11.874	0.628

Resultando un valor de:

$$P_2 = 52.56 \text{ mm}$$

*Se anexa tabla de cálculo y la elección de la función de probabilidad más adecuada, que para el estudio en cuestión la función de mayor ajuste correspondió a la de “GUMBELL DOBLE”

Aplicando los datos de la Figura 15 para la precipitación media anual de las máximas diarias con **52.56** mm y **111.9** días promedio con lluvias convectivas al año, tenemos que:

$$P_2^{60} = 36.00 \text{ mm}$$

Método de D. M. Hershfield

En base al primer dato adicional se selecciona un valor de cociente de 0.60 para la relación entre la lluvia en una hora y la de 24 horas ambas de periodo de retorno de 2 años. Por lo tanto si el valor de la lluvia en una hora será igual a:

$$P_2^{60} = 0.60(P_2^{1440}) = 0.60(52.56)$$

$$P_2^{60} = 31.54 \text{ mm}$$

En base a los valores calculados anteriormente se decide utilizar como precipitación de una hora y periodo de retorno de 2 años la obtenida mediante el método del D. Hershfield:

$$P_2^{60} = 31.54 \text{ mm}$$

Con dichos valores, y aplicando la fórmula de Bell, se construyen las curvas para diferentes duraciones y períodos de retorno:

$$P_T^t = (0.35 \ln T + 0.76)(0.54 t^{0.25} - 0.50) P_2^{60}$$

Tabla 12 Valores P-d-Tr

PRECIPITACIÓN

Periodo de retorno (Tr)	Duraciones en minutos								Tiempo de concentración
años	5	10	20	40	60	100	120	1440	60.00
2	9.72	14.55	20.30	27.13	31.71	38.19	40.71	89.38	31.71
5	12.83	19.21	26.79	35.81	41.86	50.40	53.73	117.97	41.86
10	15.19	22.73	31.71	42.38	49.53	59.64	63.58	139.60	49.53
20	17.54	26.25	36.62	48.94	57.21	68.88	73.43	161.22	57.21
50	20.65	30.91	43.11	57.62	67.35	81.10	86.45	189.81	67.35
100	23.00	34.43	48.02	64.19	75.02	90.34	96.30	211.44	75.02
500	28.47	42.61	59.43	79.43	92.84	111.79	119.17	261.66	92.84
1,000	30.82	46.13	64.34	86.00	100.52	121.03	129.02	283.28	100.52

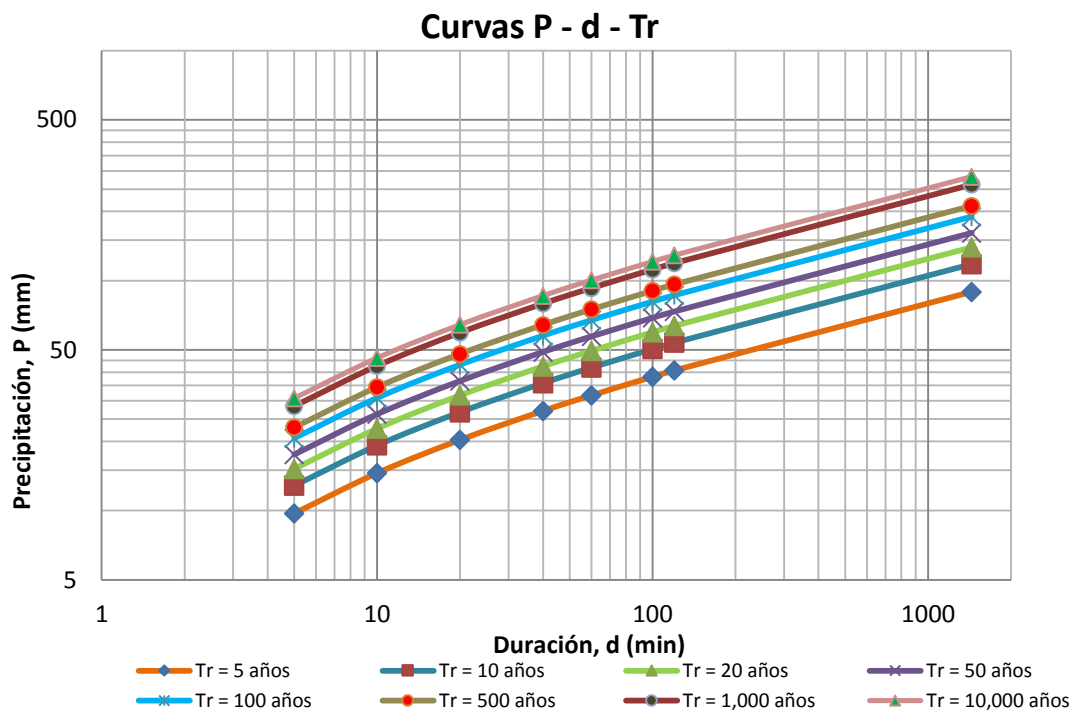


Figura 16 Curvas P-d-Tr

A partir de los resultados para obtener las curvas P-d-Tr, las precipitaciones calculadas fueron divididas entre su respectiva duración para obtener la intensidad, y de esta manera contar con información para construir las curvas I-d-Tr.

Tabla 13 Valores I-d-Tr

INTENSIDAD

Periodo de retorno (Tr)	Duraciones en minutos								Tiempo de concentración
años	5	10	20	40	60	100	120	1440	60.00
2	116.68	87.33	60.90	40.70	31.71	22.91	20.35	3.72	31.71
5	154.00	115.26	80.38	53.72	41.86	30.24	26.86	4.92	41.86
10	182.24	136.39	95.12	63.57	49.53	35.79	31.79	5.82	49.53
20	210.47	157.52	109.85	73.41	57.21	41.33	36.71	6.72	57.21
50	247.79	185.46	129.33	86.43	67.35	48.66	43.22	7.91	67.35
100	276.03	206.59	144.07	96.28	75.02	54.20	48.15	8.81	75.02
500	341.58	255.65	178.29	119.15	92.84	67.08	59.58	10.90	92.84
1,000	369.82	276.78	193.02	128.99	100.52	72.62	64.51	11.80	100.52

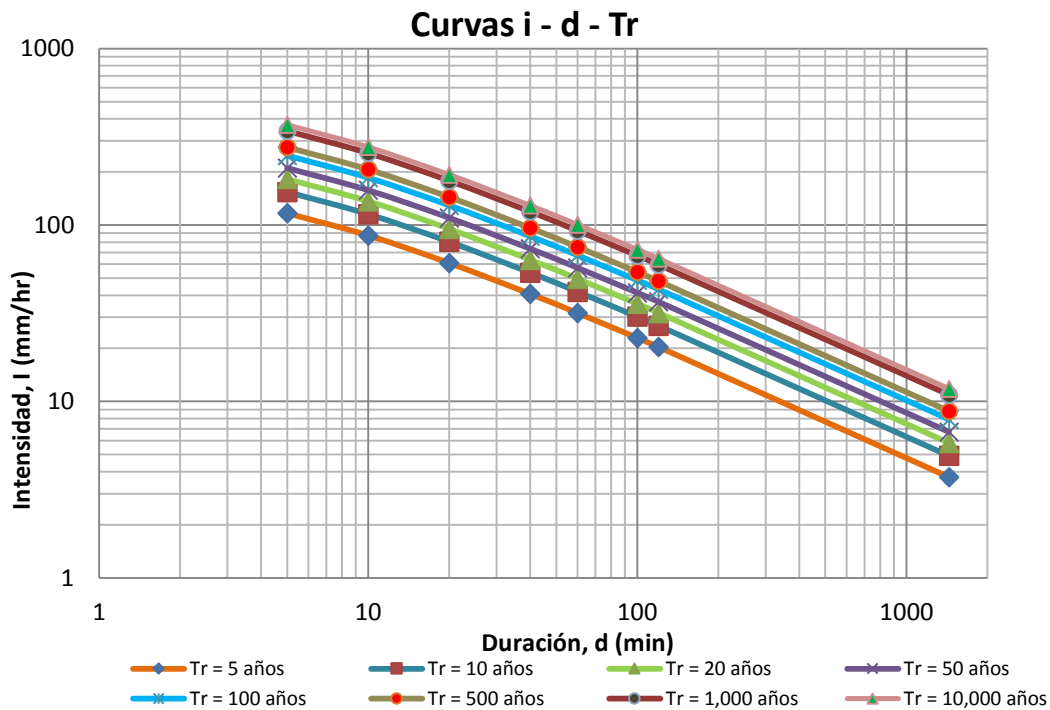


Figura 17 Curvas I – d - Tr

3.11 Cálculo de gasto de diseño para diversos periodos de retorno (Qp).

3.11.1 Método Racional

La fórmula racional probablemente sea el modelo más antiguo para la relación lluvia-escorrentía. En ella se involucran la intensidad de lluvia, el área de la cuenca y un coeficiente de escorrentía que depende del uso del suelo. La intensidad de lluvia debe estar asociada al periodo de retorno seleccionado y a una duración que será igual al tiempo de concentración de la cuenca.

Esta fórmula se expresa como:

$$Q = 0.278 C_e i A_c$$

Donde:

- Q Gasto máximo (m³/s)
- C_e Coeficiente de escorrentía
- i Intensidad de lluvia (mm/hr)
- A_c Área de la cuenca (Km²)

Los valores de i se obtienen a partir de las curvas i-d-T generadas anteriormente, con las siguientes características definidas para la cuenca:

DATOS:

ÁREA TOTAL

Área de la cuenca = 0.39 km²
 Tiempo de Concentración = 60.00 min

Tabla 14 Gastos de diseño asociados a diversos periodos de retorno (método racional)

Periodo de retorno (Tr) (años)	Precipitación (P) (mm)	Coefficiente de escurrimiento (Ce)	Intensidad (I) (mm/hr)	Gasto maximo (Qp) (m ³ /s)
2	32.18	0.050	32.176	0.174
5	42.47	0.100	42.469	0.460
10	50.25	0.200	50.255	1.089
20	58.04	0.300	58.040	1.886
50	68.33	0.380	68.333	2.813
100	76.12	0.400	76.118	3.298
500	94.20	0.420	94.196	4.286
1,000	101.98	0.440	101.982	4.861

DATOS:

ÁREA 1

Área de la cuenca = 0.11 km²
 Tiempo de Concentración = 60.00 min

Tabla 15 Gastos de diseño asociados a diversos periodos de retorno para el área 1 (método racional)

Periodo de retorno (Tr) (años)	Precipitación (P) (mm)	Coefficiente de escurrimiento (Ce)	Intensidad (I) (mm/hr)	Gasto maximo (Qp) (m ³ /s)
2	32.18	0.050	32.176	0.050
5	42.47	0.100	42.469	0.132
10	50.25	0.200	50.255	0.313
20	58.04	0.300	58.040	0.543
50	68.33	0.380	68.333	0.810
100	76.12	0.400	76.118	0.950
500	94.20	0.420	94.196	1.234
1,000	101.98	0.440	101.982	1.399

DATOS:

ÁREA 2

Área de la cuenca = 0.28 km²
 Tiempo de Concentración = 60.00 min

Tabla 16 Gastos de diseño asociados a diversos periodos de retorno para el área 2 (método racional)

Periodo de retorno (Tr) (años)	Precipitación (P) (mm)	Coefficiente de escurrimiento (Ce)	Intensidad (I) (mm/hr)	Gasto maximo (Qp) (m ³ /s)
2	32.18	0.050	32.176	0.124
5	42.47	0.100	42.469	0.328
10	50.25	0.200	50.255	0.775
20	58.04	0.300	58.040	1.343
50	68.33	0.380	68.333	2.003
100	76.12	0.400	76.118	2.349
500	94.20	0.420	94.196	3.052
1,000	101.98	0.440	101.982	3.462

Tabla 17 Resumen de gastos obtenidos mediante el método racional.

Periodo de retorno Tr años	Gasto pico Qp		
	Área Total	Área 1	Área 2
	m3/s		
2	0.17	0.05	0.124
5	0.46	0.13	0.328
10	1.09	0.31	0.775
20	1.89	0.54	1.343
50	2.81	0.81	2.003
100	3.30	0.95	2.349
500	4.29	1.23	3.052
1,000	4.86	1.40	3.462

3.11.2 Hidrograma Unitarios Adimensional del Servicio de Conservación de Suelos (SCS).

Se ha desarrollado para cuencas pequeñas, su forma es triangular y para su aplicación es necesario conocer las características fisiográficas de la cuenca.

El gasto pico se obtiene con la expresión:

$$q_p = 0.208 \frac{A}{t_p} \quad t_p = \sqrt{t_c} + 0.6t_c$$

Donde:

q_p , gasto pico , en $m^3/s/mm$

Ac , área de la cuenca, en km^2

t_p , tiempo pico, en horas

t_c , tiempo de concentración, en horas

Punto	t / t_p	q / q_p
a	0.00	0.00
b	0.10	0.03
c	0.30	0.19
d	0.40	0.31
e	0.60	0.66
f	0.70	0.82
g	0.80	0.93
h	0.90	0.99
i	1.00	1.00
j	1.10	0.99
k	1.20	0.93
l	1.30	0.86
m	1.50	0.68
n	1.70	0.46
o	1.90	0.33
p	2.20	0.21
q	2.60	0.11
r	3.20	0.04
s	5.00	0.00

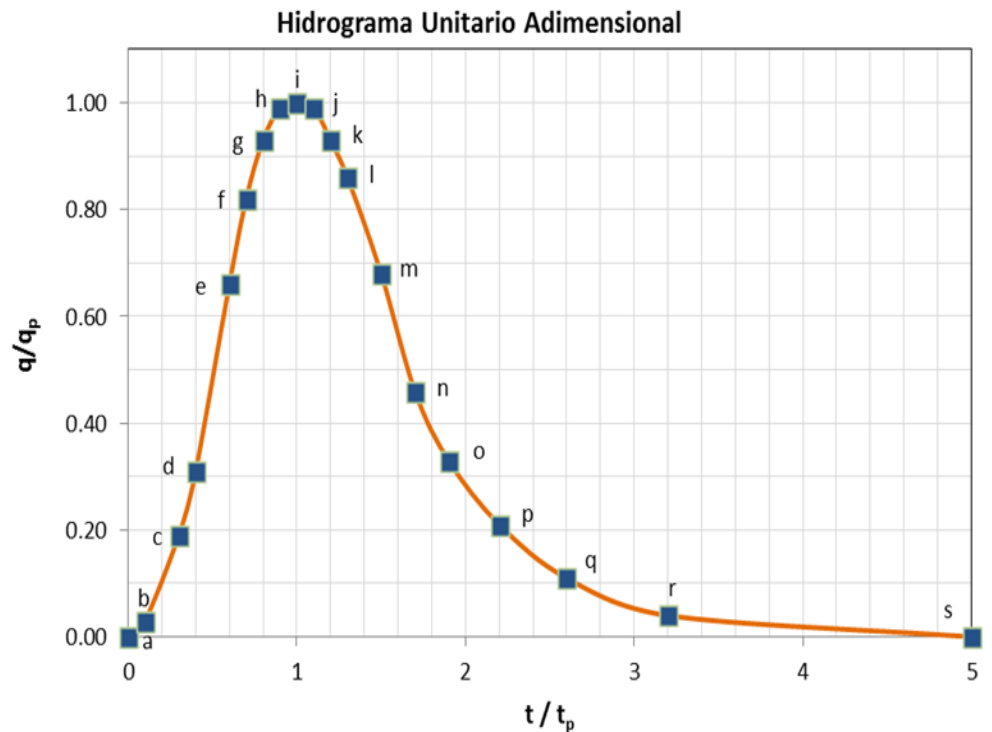


Figura 18 Hidrograma unitario adimensional del Servicio de Conservación de suelos

Si el área de la cuenca es igual a $Ac=0.29 km^2$, la longitud del colector principal $L_c = xx$ km, la pendiente media del colector $Sc=xx$ y el tiempo de concentración $t_c = 1.0$ horas, el tiempo pico y el gasto pico serán:

DATOS:

ÁREA TOTAL

Área = 0.39 km^2

Tiempo de concentración= 1.000 hrs

Aplicando las formulas correspondientes se obtiene:

Tiempo pico

$t_p = 1.600$ hrs

Gasto Pico

$q_p = 0.051 m^3/s/mm$

Tabla 18 Gastos del hidrograma unitarios adimensional asociado a diversos periodos de retorno (Área total)

DATOS: **ÁREA TOTAL** Área = 0.39 km² Tiempo de concentración= 1.000 hrs

Aplicando las formulas correspondientes se obtiene:

Tiempo pico		t _p =	1.600	hrs	Gasto Pico			q _p =	0.051	m³/s/mm		
1	2	3	4	5	7	8	9	10	11	12	13	14
Punto	t/tp	q/q _p	t (hrs)	q m³/s/mm	Q _e en m³/s							
					2 años	5 años	10 años	20 años	50 años	100 años	500 años	1,000 años
a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
b	0.10	0.03	0.16	0.00	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07
c	0.30	0.19	0.48	0.01	0.02	0.04	0.10	0.17	0.25	0.29	0.38	0.43
d	0.40	0.31	0.64	0.02	0.03	0.07	0.16	0.27	0.41	0.48	0.62	0.70
e	0.60	0.66	0.96	0.03	0.05	0.14	0.34	0.58	0.87	1.02	1.32	1.50
f	0.70	0.82	1.12	0.04	0.07	0.18	0.42	0.72	1.08	1.26	1.64	1.86
g	0.80	0.93	1.28	0.05	0.08	0.20	0.47	0.82	1.22	1.43	1.86	2.11
h	0.90	0.99	1.44	0.05	0.08	0.21	0.50	0.87	1.30	1.53	1.98	2.25
i	1.00	1.00	1.60	0.05	0.08	0.22	0.51	0.88	1.32	1.54	2.00	2.27
j	1.10	0.99	1.76	0.05	0.08	0.21	0.50	0.87	1.30	1.53	1.98	2.25
k	1.20	0.93	1.92	0.05	0.08	0.20	0.47	0.82	1.22	1.43	1.86	2.11
l	1.30	0.86	2.08	0.04	0.07	0.19	0.44	0.76	1.13	1.33	1.72	1.95
m	1.50	0.68	2.40	0.03	0.06	0.15	0.35	0.60	0.89	1.05	1.36	1.55
n	1.70	0.46	2.72	0.02	0.04	0.10	0.23	0.41	0.61	0.71	0.92	1.05
o	1.90	0.33	3.04	0.02	0.03	0.07	0.17	0.29	0.43	0.51	0.66	0.75
p	2.20	0.21	3.52	0.01	0.02	0.05	0.11	0.19	0.28	0.32	0.42	0.48
q	2.60	0.11	4.16	0.01	0.01	0.02	0.06	0.10	0.14	0.17	0.22	0.25
r	3.20	0.04	5.12	0.00	0.00	0.01	0.02	0.04	0.05	0.06	0.08	0.09
s	5.00	0.00	8.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

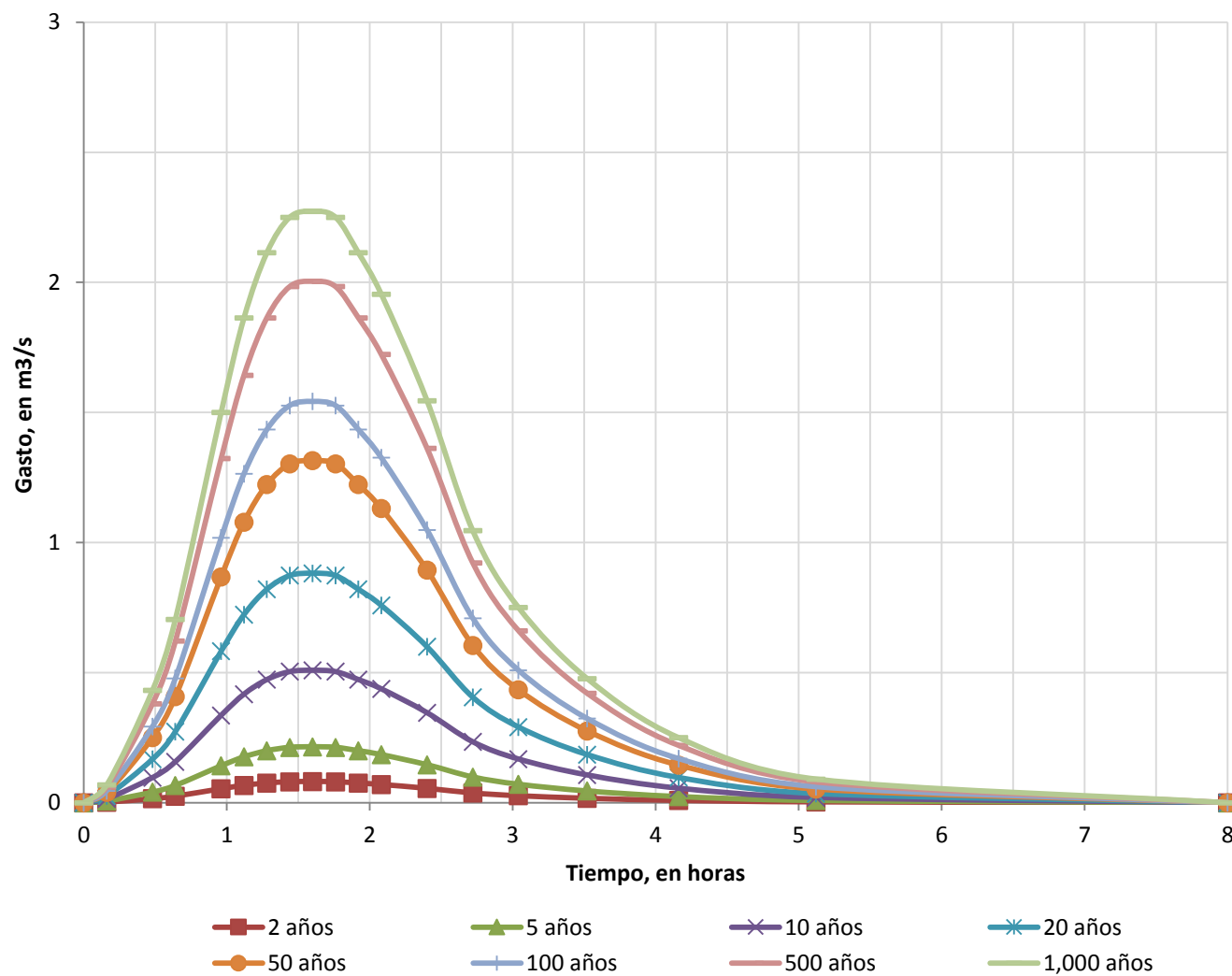


Figura 19 Gastos del hidrograma unitarios adimensional asociado a diversos periodos de retorno (Área total)

Tabla 19 Gastos del hidrograma unitarios adimensional asociado a diversos periodos de retorno (Área 1)

DATOS: **ÁREA 1** Área = **0.11 km²** Tiempo de concentración= **1.000 hrs**

Aplicando las formulas correspondientes se obtiene:

Tiempo pico **t_p= 1.600 hrs** Gasto Pico **q_p = 0.015 m³/s/mm**

1	2	3	4	5	7	8	9	10	11	12	13	14
Punto	t/tp	q/qp	t (hrs)	q m ³ /s/mm	Q _e en m ³ /s							
					2 años	5 años	10 años	20 años	50 años	100 años	500 años	1,000 años
a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
b	0.10	0.03	0.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02
c	0.30	0.19	0.48	0.00	0.00	0.01	0.03	0.05	0.07	0.08	0.11	0.12
d	0.40	0.31	0.64	0.00	0.01	0.02	0.05	0.08	0.12	0.14	0.18	0.20
e	0.60	0.66	0.96	0.01	0.02	0.04	0.10	0.17	0.25	0.29	0.38	0.43
f	0.70	0.82	1.12	0.01	0.02	0.05	0.12	0.21	0.31	0.36	0.47	0.54
g	0.80	0.93	1.28	0.01	0.02	0.06	0.14	0.24	0.35	0.41	0.54	0.61
h	0.90	0.99	1.44	0.01	0.02	0.06	0.15	0.25	0.37	0.44	0.57	0.65
i	1.00	1.00	1.60	0.01	0.02	0.06	0.15	0.25	0.38	0.44	0.58	0.65
j	1.10	0.99	1.76	0.01	0.02	0.06	0.15	0.25	0.37	0.44	0.57	0.65
k	1.20	0.93	1.92	0.01	0.02	0.06	0.14	0.24	0.35	0.41	0.54	0.61
l	1.30	0.86	2.08	0.01	0.02	0.05	0.13	0.22	0.33	0.38	0.50	0.56
m	1.50	0.68	2.40	0.01	0.02	0.04	0.10	0.17	0.26	0.30	0.39	0.44
n	1.70	0.46	2.72	0.01	0.01	0.03	0.07	0.12	0.17	0.20	0.27	0.30
o	1.90	0.33	3.04	0.00	0.01	0.02	0.05	0.08	0.12	0.15	0.19	0.22
p	2.20	0.21	3.52	0.00	0.00	0.01	0.03	0.05	0.08	0.09	0.12	0.14
q	2.60	0.11	4.16	0.00	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07
r	3.20	0.04	5.12	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02	0.03
s	5.00	0.00	8.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

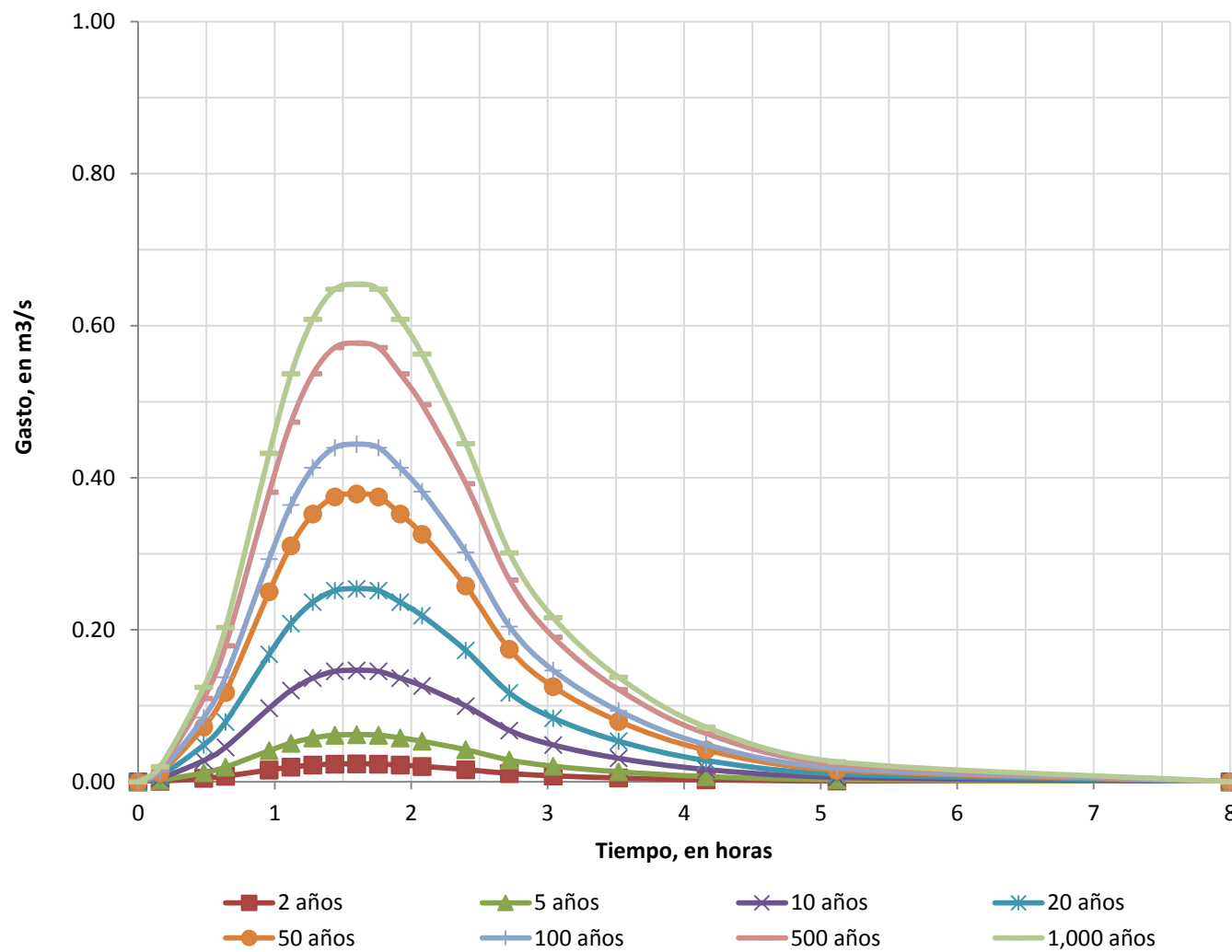


Figura 20 Gastos del hidrograma unitarios adimensional asociado a diversos periodos de retorno (Área 1).

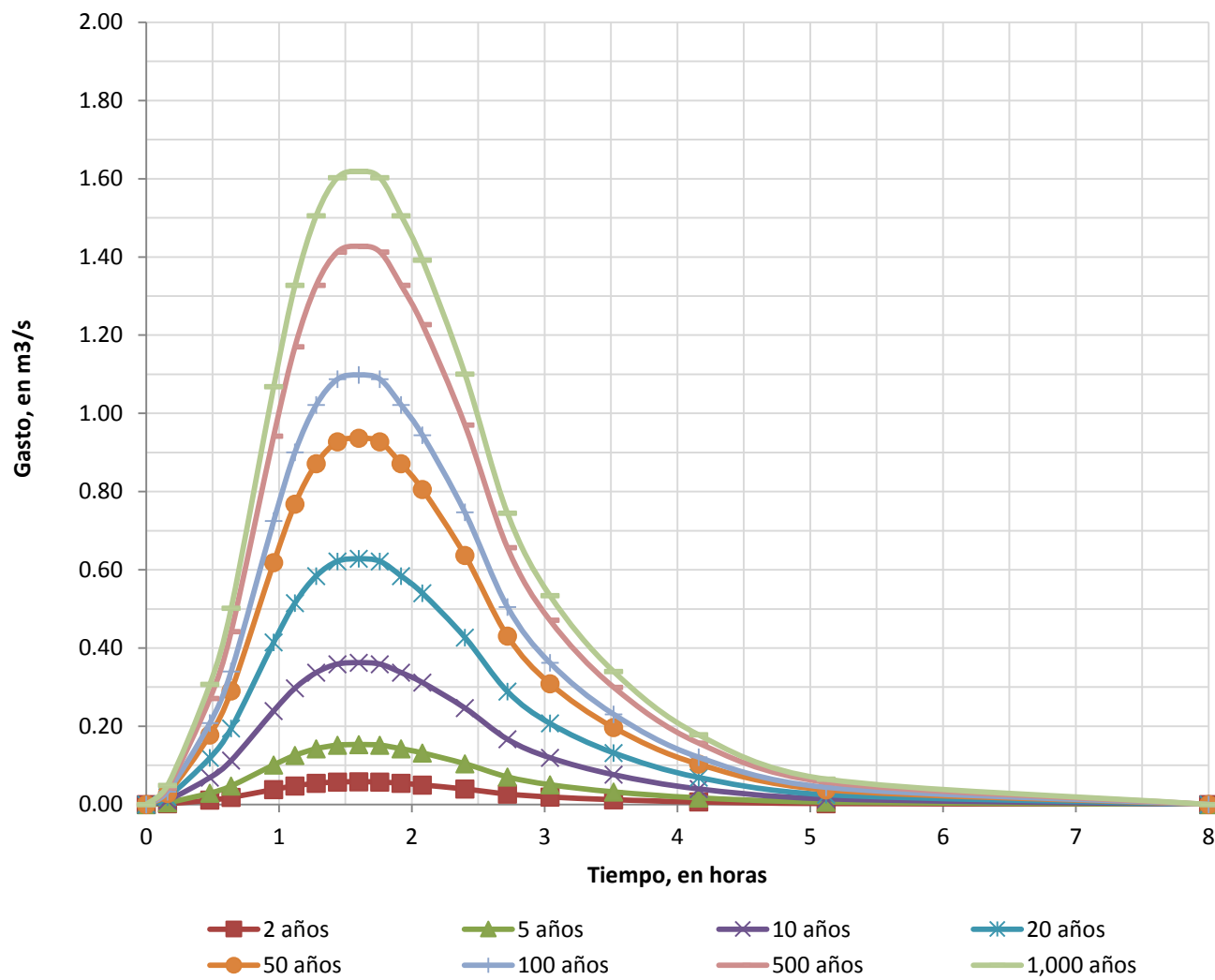
Tabla 20 Gastos del hidrograma unitarios adimensional asociado a diversos periodos de retorno (Área 2)

DATOS: **ÁREA 2** Área = **0.28** km² Tiempo de concentración= **1.000** hrs

Aplicando las formulas correspondientes se obtiene:

Tiempo pico **t_p= 1.600** hrs Gasto Pico **q_p = 0.036** m³/s/mm

1	2	3	4	5	7	8	9	10	11	12	13	14
Punto	t/tp	q/qp	t (hrs)	q m ³ /s/mm	Q _e en m ³ /s							
					2 años	5 años	10 años	20 años	50 años	100 años	500 años	1,000 años
a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
b	0.10	0.03	0.16	0.00	0.00	0.00	0.01	0.02	0.03	0.03	0.04	0.05
c	0.30	0.19	0.48	0.01	0.01	0.03	0.07	0.12	0.18	0.21	0.27	0.31
d	0.40	0.31	0.64	0.01	0.02	0.05	0.11	0.19	0.29	0.34	0.44	0.50
e	0.60	0.66	0.96	0.02	0.04	0.10	0.24	0.41	0.62	0.72	0.94	1.07
f	0.70	0.82	1.12	0.03	0.05	0.13	0.30	0.52	0.77	0.90	1.17	1.33
g	0.80	0.93	1.28	0.03	0.05	0.14	0.34	0.58	0.87	1.02	1.33	1.51
h	0.90	0.99	1.44	0.04	0.06	0.15	0.36	0.62	0.93	1.09	1.41	1.60
i	1.00	1.00	1.60	0.04	0.06	0.15	0.36	0.63	0.94	1.10	1.43	1.62
j	1.10	0.99	1.76	0.04	0.06	0.15	0.36	0.62	0.93	1.09	1.41	1.60
k	1.20	0.93	1.92	0.03	0.05	0.14	0.34	0.58	0.87	1.02	1.33	1.51
l	1.30	0.86	2.08	0.03	0.05	0.13	0.31	0.54	0.81	0.94	1.23	1.39
m	1.50	0.68	2.40	0.02	0.04	0.10	0.25	0.43	0.64	0.75	0.97	1.10
n	1.70	0.46	2.72	0.02	0.03	0.07	0.17	0.29	0.43	0.51	0.66	0.74
o	1.90	0.33	3.04	0.01	0.02	0.05	0.12	0.21	0.31	0.36	0.47	0.53
p	2.20	0.21	3.52	0.01	0.01	0.03	0.08	0.13	0.20	0.23	0.30	0.34
q	2.60	0.11	4.16	0.00	0.01	0.02	0.04	0.07	0.10	0.12	0.16	0.18
r	3.20	0.04	5.12	0.00	0.00	0.01	0.01	0.03	0.04	0.04	0.06	0.06
s	5.00	0.00	8.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



Periodo de retorno T_r	Gasto máximo Q_p
Años	m^3/s
2	0.06
5	0.15
10	0.36
20	0.63
50	0.94
100	1.10
500	1.43
1,000	1.62

Figura 21 Gastos del hidrograma unitarios adimensional asociado a diversos periodos de retorno (Área 2).

Tabla 21 Resumen de gastos obtenidos mediante el método del hidrograma unitario.

Periodo de retorno Tr	Gasto pico Qp		
	Área Total	Área 1	Área 2
años	m3/s		
2	0.08	0.02	0.124
5	0.22	0.06	0.328
10	0.51	0.15	0.775
20	0.88	0.25	1.343
50	1.32	0.38	2.003
100	1.54	0.44	2.349
500	2.00	0.58	3.052
1,000	2.27	0.65	3.462

3.11.3 Método de Chow

El método de Chow nos permite calcular el gasto pico de hidrogramas de diseño. Es aplicable a cuencas no urbanas menores a 25 km².

El gasto pico de un hidrograma unitario puede expresarse como:

$$Q_p = q_p P_e$$

Donde:

q_p Gasto pico de un hidrograma unitario (m³/s/mm)

P_e Precipitación en exceso calculada mediante el método de los números de escurrimiento (mm).

En el método de Chow, el gasto pico unitario se expresa como:

$$q_p = \frac{0.278 A_c}{d_e} Z$$

Donde:

Z Factor de reducción de pico (ver gráfica en página siguiente)

d_e Duración en exceso, igual al tiempo de concentración (hr)

El factor de reducción de pico depende del tiempo de retraso y la duración en exceso. El tiempo de retraso según Chow se calcula como:

$$t_r = 0.005 \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.64}$$

Donde:

- t_r Tiempo de retraso (hr)
- L Longitud del cauce principal (m)
- S Pendiente del cauce principal en porcentaje.

Para el cálculo se tiene:

Área de la cuenca $A_c = 0.39 \text{ km}^2$
 Tiempo de concentración $t_c = 1.00 \text{ hrs}$
 Tiempo pico $t_p = 1.60 \text{ hrs}$

Duración en exceso

$$d_e = 0.33 \text{ hrs}$$

Tiempo de retraso

$$t_r = 0.60 \text{ hrs}$$

Para la determinación del factor de reducción de pico se tiene:

$$d_e/t_r = 0.550$$

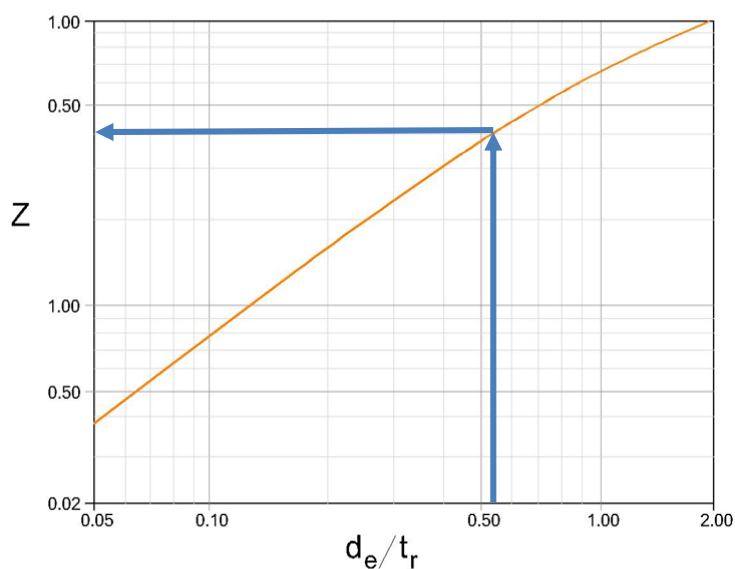


Figura 22 **Gráfico de Chow para la obtención del factor de reducción de pico Z .**

Entonces:

Factor de reducción de pico

$$Z = 0.40$$

Con los valores picos se calcula el gasto pico unitario q_p :

$$q_p = \frac{0.278 * 0.39}{0.33 \text{ hrs}} * 0.40$$

$$q_p = 0.13$$

Finalmente para el cálculo de gastos a diferentes periodos de retorno:

Tabla 22 Cálculo del gasto pico por el método de Chow (Área total)

DATOS: **ÁREA TOTAL**

$$\begin{aligned} \text{Área} &= 0.39 \text{ km}^2 \\ t_c &= 1.00 \text{ hrs} & d_e / t_r &= 1.667 \\ d_e &= 1.00 \text{ hrs} & Z &= 0.40 \\ t_r &= 0.60 \text{ hrs} & q_p &= 0.04 \text{ m}^3/\text{s}/\text{mm} \end{aligned}$$

Periodo de retorno Tr	Precipitación P	Gasto pico Qp
años	mm	m3/s
2	32.18	1.39
5	42.47	1.84
10	50.25	2.18
20	58.04	2.52
50	68.33	2.96
100	76.12	3.30
500	94.20	4.08
1,000	101.98	4.42

Tabla 23 Cálculo del gasto pico por el método de Chow (Área 1)

DATOS: **ÁREA 1**

$$\begin{aligned} \text{Área} &= 0.11 \text{ km}^2 \\ t_c &= 1.00 \text{ hrs} & d_e / t_r &= 1.667 \\ d_e &= 1.00 \text{ hrs} & Z &= 0.40 \\ t_r &= 0.60 \text{ hrs} & q_p &= 0.01 \text{ m}^3/\text{s}/\text{mm} \end{aligned}$$

Periodo de retorno Tr	Precipitación P	Gasto pico Qp
años	mm	m3/s
2	32.18	0.40
5	42.47	0.53
10	50.25	0.63
20	58.04	0.72
50	68.33	0.85
100	76.12	0.95
500	94.20	1.18
1,000	101.98	1.27

Tabla 24 Cálculo del gasto pico por el método de Chow (Área 2)

DATOS:

ÁREA 2

Área = 0.28 km²
 $t_c = 1.00$ hrs $d_e / t_r = 1.667$
 $d_e = 1.00$ hrs $Z = 0.40$
 $t_r = 0.60$ hrs $q_p = 0.03$ m³/s/mm

Periodo de retorno Tr	Precipitación P	Gasto pico Qp
años	mm	m3/s
2	32.18	0.99
5	42.47	1.31
10	50.25	1.55
20	58.04	1.79
50	68.33	2.11
100	76.12	2.35
500	94.20	2.91
1,000	101.98	3.15

Los gastos pico que corresponden a cada periodo de retorno se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 25 Resumen de Gastos de diseño para el método de Chow asociado a diversos periodos de retorno.

Periodo de retorno Tr	Gasto pico Qp		
	Área Total	Área 1	Área 2
años	m ³ /s		
2	0.08	0.02	0.124
5	0.22	0.06	0.328
10	0.51	0.15	0.775
20	0.88	0.25	1.343
50	1.32	0.38	2.003
100	1.54	0.44	2.349
500	2.00	0.58	3.052
1,000	2.27	0.65	3.462

3.12 Resumen de gastos para diferentes periodos de retorno

En la tabla siguiente se muestran los gastos para diferentes periodos de retorno de acuerdo a los tres métodos de cálculo empleados:

Tabla 26 Resumen de Gastos para diferentes periodos de retorno.

Periodo de retorno (Tr)	Gasto maximo (Qp) m ³ /s		
	Racional	HUA	Chow
2	0.17	0.08	1.39
5	0.46	0.22	1.84
10	1.09	0.51	2.18
20	1.89	0.88	2.52
50	2.81	1.32	2.96
100	3.30	1.54	3.30
500	4.29	2.00	4.08
1,000	4.86	2.27	4.42

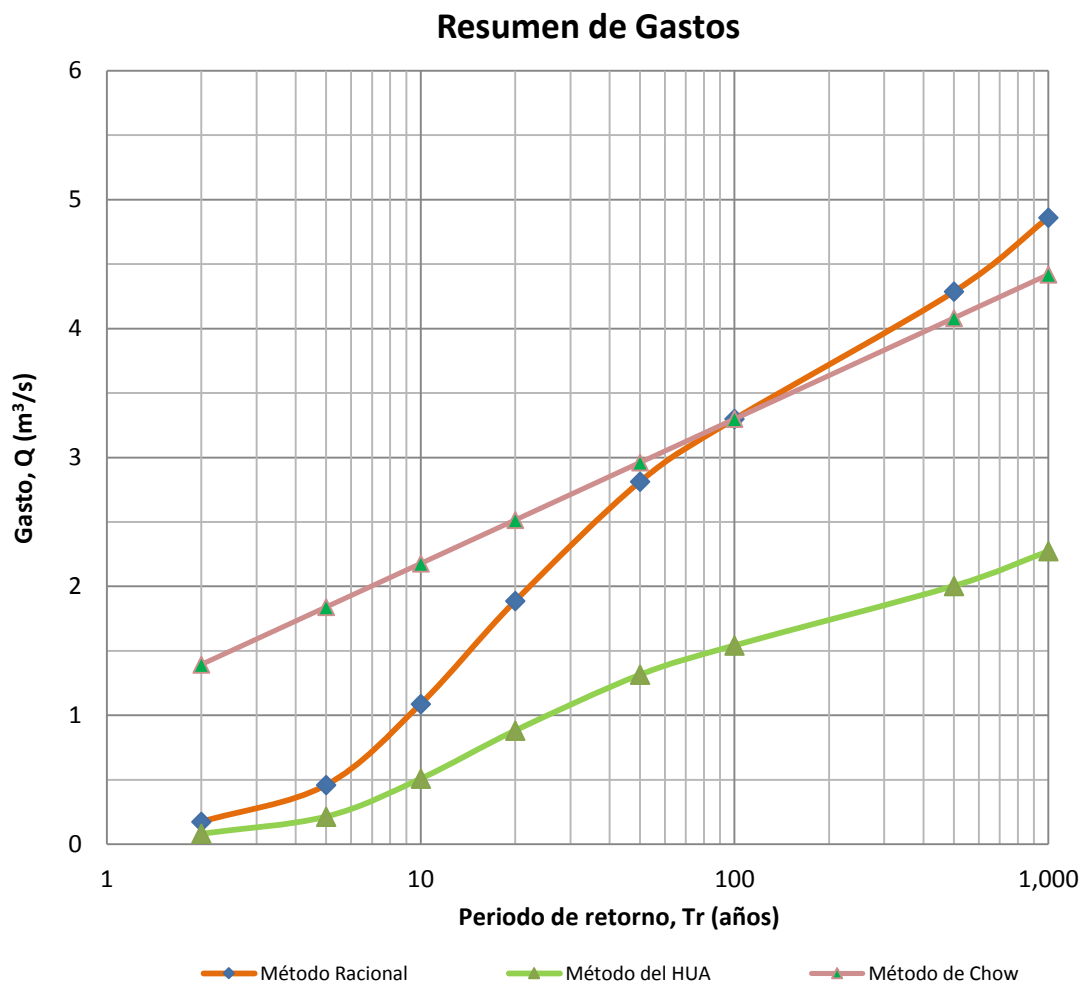


Figura 23 Resumen de Gastos para diferentes periodos de retorno.

Tal como se observa, la variación en la magnitud de los gastos entre los tres métodos es notable. Se propone adoptar para el diseño los gastos calculados con la aplicación del método Racional, por ser el que considera de manera más completa las características de la cuenca y los registros de precipitación.

3.13 Conclusiones y recomendaciones

Al desarrollar el estudio hidrológico para la cuenca del "Relleno Sanitario de Chiltepeque", ubicado en el municipio de Puebla, Pue. , fue necesario hacer uso únicamente de información de precipitación acumulada en 24 horas, pues no existen registros de pluviógrafo en las estaciones climatológicas asentadas en la zona. Tampoco existen estaciones hidrométricas por lo que hubo necesidad de aplicar criterios que relacionan la precipitación y el escurrimiento para obtener los gastos asociados a diferentes periodos de retorno.

Las curvas i-d-T, fueron obtenidas mediante la aplicación de la metodología propuesta por Bell, y a partir de ellas fue posible aplicar las relaciones lluvia-escurrimiento.

Es importante destacar que los gastos calculados corresponden al escurrimiento directo, es decir, al producido por efecto de las precipitaciones pluviales.

CAPITULO IV. CUENCAS DE DRENAJE PLUVIAL.

El escurrimiento pluvial depende de diversos factores, siendo uno de los más importantes las características fisiográficas de la cuenca, entre las cuales destacan principalmente su área, así como la longitud y pendiente de su cauce principal. La determinación de las áreas o cuencas de drenaje pluvial y sus características fisiográficas es un elemento fundamental en el proceso de determinación de los escurrimientos pluviales, definiendo como cuenca de drenaje al área que contribuye al escurrimiento directo y que proporciona el flujo de la corriente principal estando limitada por su parteaguas, que es una línea imaginaria formada por los puntos de mayor nivel topográfico y que cruza la corriente en su punto de salida.

Con apoyo de la carta topográfica (Esc. 1:50,000) San Francisco Teotihuacán (e14b53), editada por el INEGI sobre los levantamientos topográficos disponibles, así como de los recorridos de campo realizados, se identificaron las principales corrientes de drenaje pluvial, determinando que el sistema de drenaje está formado por dos corrientes del tipo intermitente, los cuales se encuentran alojados en la parte oriente y en la parte poniente del relleno sanitario.

Aunado a esto, como se indicó con anterioridad, gran parte de la superficie del terreno se ubica dentro de una misma cuenca, coincidiendo en su mayor parte sus límites con el parteaguas, a excepción de reducidas áreas que por el extremo del sur presentan aportaciones externas.

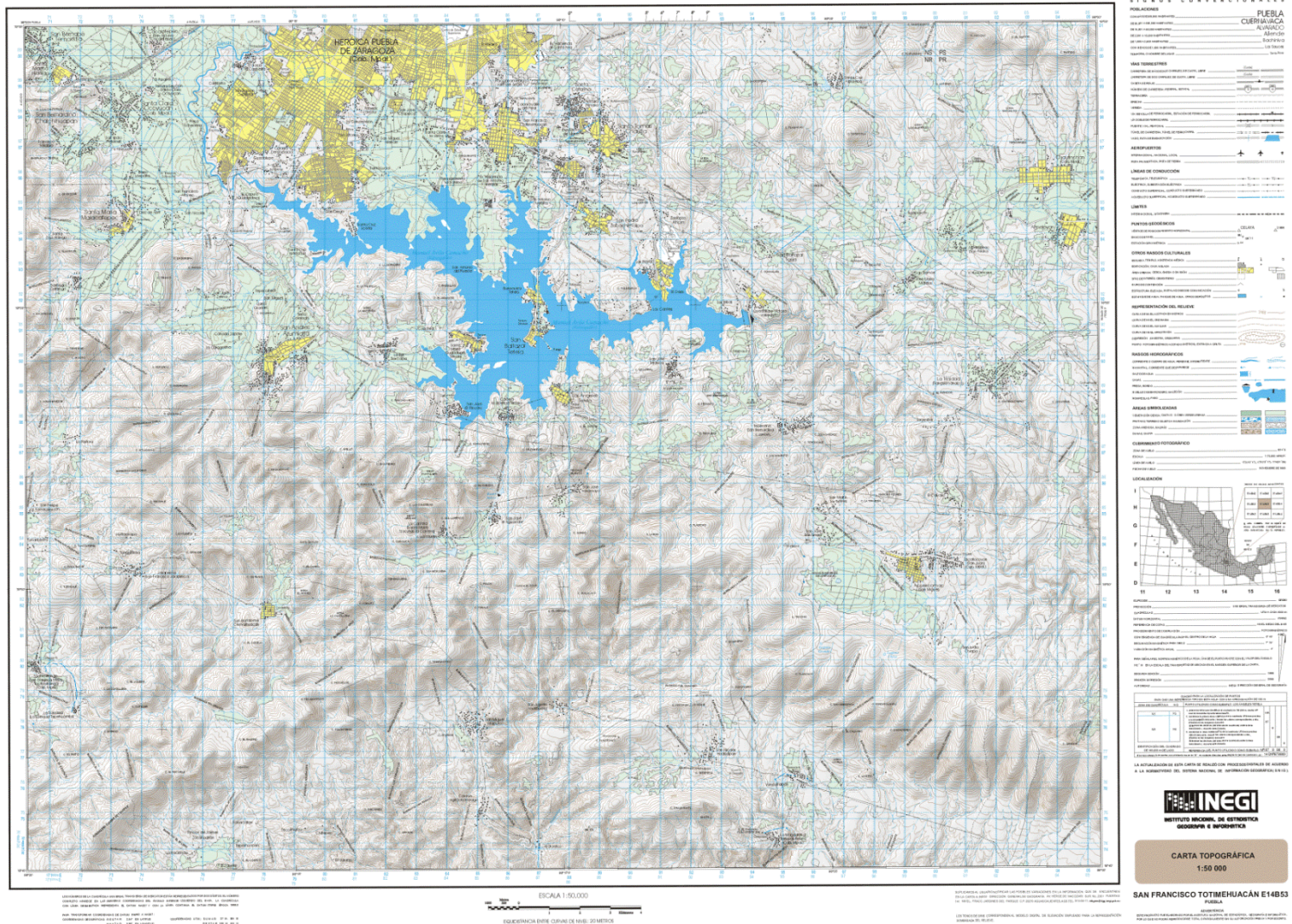


Figura 24 Carta topográfica correspondiente a la ubicación del relleno sanitario “Chiltepeque”

Es por ello que atendiendo a la necesidad de evitar que los escurrimientos pluviales lleguen a la zona ocupada por el relleno sanitario, se analizó la conveniencia de construir canales interceptores de los escurrimientos provenientes de las áreas ubicadas al Sur, conduciéndolos con dirección Sur-Poniente y Sur-Oriente, hasta su descarga a los cauces naturales ubicados fuera del terreno del tiradero, formando de esta manera el siguiente sistema:

- El primer sistema de escurrimiento pluvial corresponde a los aportes provenientes de la porción Sur y de esta manera forman el Canal Sur-Poniente a través de seis subcuencas. Para este caso los escurrimientos provienen de suelos con uso predominante de terreno natural.
- El segundo corresponde a los escurrimientos provenientes del lado Sur-Oriente, en donde se identificaron cinco subcuencas, las que a su vez también coinciden con un uso del suelo natural y que dan origen al Canal Sur-Oriente.

De esta forma, en la cartografía disponible, se trazó un parteaguas a cada una de las 11 subcuencas de drenaje pluvial, en lo cual se determinó su perfil destacando la trayectoria de su cauce principal.

Lo anterior permitió determinar sus principales características fisiográficas, tales como el área de cuenca, la longitud y pendiente del cauce principal, mismas que se muestran en la Tabla 27, en la que además se registra el desnivel de la corriente principal.

Tabla 27 Características fisiográficas de los canales pluviales.

CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS						
CUENCA		AREA (m ²)	LONGITUD (m)	DESNIVEL (m)	S	tc (h)
CANAL SUR-PONIENTE	SUBCUENCA # 1	10,037.58	56	7	0.125	0.016
	SUBCUENCA # 2	23,446.28	560	27	0.048	0.136
	SUBCUENCA # 3	18,022.80	543	5.43	0.01	0.244
	SUBCUENCA # 4	17,800.10	535	20	0.037	0.146
	SUBCUENCA # 5	15,626.59	345.45	26	0.075	0.079
	SUBCUENCA # 6	27,246.85	221	10	0.043	0.070
CANAL SUR-ORIENTE	SUBCUENCA # 7	24,111.01	529.13	23	0.043	0.136
	SUBCUENCA # 8	29,027.74	551.9	20	0.036	0.151
	SUBCUENCA # 9	42,384.90	551.9	15	0.027	0.168
	SUBCUENCA # 10	30,471.15	599.5	15	0.025	0.185
	SUBCUENCA # 11	151,501.26	345.15	24	0.070	0.082

En el Anexo A se presenta la memoria de cálculo correspondiente a este análisis.

4.1 Obras de drenaje pluvial.

Uno de los objetivos de este estudio fue elaborar los proyectos de obras para captar y conducir los escurrimientos pluviales fuera y dentro del predio que ocupa el tiradero actual, con la finalidad de evitar su descarga en los rellenos existentes actualmente impidiendo así la contaminación de los cauces de agua ubicados debajo de este sitio.

De acuerdo a los reconocimientos de campo y a la información cartográfica y topográfica disponible, se determinó que el terreno en cuanto a su configuración topográfica presenta dos zonas distintivas:

- La primera cuenca se ubica en las porciones de Sur a Poniente, la cual corresponde a los terrenos más altos y por ende de mayor pendiente,
- La segunda cuenca se localizada en las porciones de Sur a Oriente, siendo esta la más plana.

A partir de la descripción del sistema natural del drenaje pluvial existente en el área y la ubicación de los canales interceptores a construir, se identificaron once subcuencas de drenaje. Para cada una de ellas se han descrito y evaluado sus características fisiográficas, así como también se determinaron sus avenidas máximas para períodos de retorno de 5 y 10 años, realizándose como se describe a continuación el análisis hidráulico para las avenidas máximas asociadas a un período de retorno de 10 años, que es el parámetro de diseño recomendado por CONAGUA para este tipo de estructuras, utilizando como colectores primarios de los escurrimientos pluviales los canales interceptores de proyecto, de acuerdo a lo siguiente:

4.1.1. Canal Interceptor Sur-Poniente

Para evitar que los escurrimientos pluviales provenientes de la parte alta ubicada en el extremo Sur escurran por superficie dentro del relleno sanitario existente, se llevó a cabo la revisión del canal Interceptor existente revestido de concreto simple en sección trapezoidal evaluando su funcionamiento hidráulico para la captación y conducción de dichos escurrimientos hasta su descarga en el límite Poniente del predio

Este canal inicia en un sitio ubicado aproximadamente a 361 m del de la entrada al relleno sanitario, el cual tiene la finalidad de captar en este punto los escurrimientos provenientes de la porción Este que aportan un caudal de $0.028 \text{ m}^3/\text{s}$ y que aguas abajo llegarían a la zona del relleno, asignándose a este sitio el cadenamiento 0+000.00. , dicho canal correría con una trayectoria Sur-Poniente, por una terraza formada entre las curvas de nivel, y con dirección hacia el Poniente, captando subsecuentemente en esta trayectoria las aportaciones de las subcuenca 2'-2 en el cadenamiento 0+056.00 con un gasto adicional de $0.066 \text{ m}^3/\text{s}$; en el cadenamiento 0+137.0 se incorpora la subcuenca 2-3 con un total de $0.094 \text{ m}^3/\text{s}$ más; en el cadenamiento 0+195.50 con un gasto adicional las aportaciones de la subcuenca 3'-3 con $0.050 \text{ m}^3/\text{s}$; en el cadenamiento 0+416.5 se incorpora la subcuenca 5'-5 con un total de $0.238 \text{ m}^3/\text{s}$ en el cadenamiento 0+540.3 la subcuenca 5-6 con un total de $0.314 \text{ m}^3/\text{s}$ de ahí existe una caja de mampostería que cruza el camino para descargar a la barranca.

4.1.2. Canal Interceptor Sur-Oriente

Para evitar que los escurrimientos pluviales provenientes de la parte alta ubicada en el extremo Sur escurran por superficie dentro del relleno sanitario existente, se llevó a cabo la revisión del canal Interceptor existente revestido de concreto simple en su inicio es de sección triangular y posteriormente se empieza a convertir en sección trapezoidal evaluando su funcionamiento hidráulico para la captación y conducción de dichos escurrimientos hasta su descarga en el límite Poniente del predio.

Este canal inicia en un sitio ubicado aproximadamente a 361 m del de la entrada al relleno sanitario en la zona Sur-Oriente, el cual tiene la finalidad de captar en este punto los escurrimientos provenientes de la porción que aportan un caudal de $0.067 \text{ m}^3/\text{s}$ y que aguas abajo llegarían a la zona del relleno, asignándose a este sitio el cadenamiento 0+000.00, dicho canal correría con una trayectoria Sur-Oriente, por una terraza formada entre las curvas de nivel, y con dirección hacia el Oriente, captando subsecuentemente en esta trayectoria las aportaciones de las subcuenca 8'-8 en el cadenamiento 0+053.40 con un gasto adicional de $0.081 \text{ m}^3/\text{s}$; en el cadenamiento 0+127.07 se incorpora la subcuenca 9'-9 que aportan un caudal de $0.118.9 \text{ m}^3/\text{s}$ que sumado a las subcuencas anteriores se tiene con un total de $0.2675 \text{ m}^3/\text{s}$; en el cadenamiento 0+198.60 se incorpora la subcuenca 9'-9 que aportan un caudal de $0.118.9 \text{ m}^3/\text{s}$ que sumado a las subcuencas anteriores se tiene con un total de $0.2675 \text{ m}^3/\text{s}$; en el cadenamiento 0+195.50 con un gasto adicional las aportaciones de la subcuenca 10'-10 con $0.0851 \text{ m}^3/\text{s}$; en el cadenamiento 0+272.67 se incorpora la subcuenca 10-11 con un total de $0.7756 \text{ m}^3/\text{s}$ de ahí llega a la descarga en una estructura trapezoidal que actualmente se encuentra destruida y de ahí a la barranca.

4.2. Funcionamiento Hidráulico.

Para realizar el funcionamiento hidráulico de las obras propuestas se elaboró una hoja de cálculo en Excel que resuelve un flujo hidráulico uniforme en canales naturales o artificiales. El cálculo de los perfiles de la superficie del agua de una sección a otra del cauce se efectúa aplicando las ecuaciones básicas de la hidráulica.

Los datos básicos que se requieren para la aplicación de este modelo se refieren a la determinación en planta de las características del cauce, de los cadenamientos de sus diversos tramos y de los puntos de confluencia e información topográfica de las secciones transversales. Como resultados se obtienen, áreas, perímetro y radios hidráulicos, profundidades y tirantes normales y críticos, anchos de la superficie libre del agua, velocidades para cada sección, así como parámetros hidráulicos como el número de Froude.

Para los funcionamientos hidráulicos se planteó excavar un canal de tierra con sección trapecial con taludes 1:1 recubierto con pasto, estableciendo para la plantilla una pendiente uniforme a lo largo del tramo y por tramos y asignando la sección transversal más conveniente para conducir el gasto asociado a cada tramo, determinando los gastos máximos, como ya se indicó, para una frecuencia de diseño de 10 años. Con objeto de determinar la sección hidráulica más conveniente, que equivale a la sección que permita conducir el gasto asociado al tramo sin presentar desbordamientos ni ser excesiva en su geometría, se realizaron varios funcionamientos, aumentando o disminuyendo el ancho de la base de la sección transversal en incrementos de 0.10 m, o modificando la altura del canal por tramo, observando en cada sección los resultados de los niveles alcanzados por el agua para cada opción, hasta encontrar el valor más adecuado.

Para visualizar lo anterior de una manera más clara, en los planos de cada canal descrito anteriormente, se plasmaron los resultados de estos funcionamientos hidráulicos, en ellos se muestra de manera gráfica para cada canal, el perfil del terreno natural y como resultado del modelo matemático el perfil de la plantilla propuesta, los bordos y la elevación de la superficie del agua, datos que de manera resumida se presentan en las Tabla 28 y la Tabla 29 para cada canal, en éstas se anota para cada sección de análisis la longitud del tramo correspondiente, el gasto que conduce cada tramo, la pendiente del terreno natural y la adoptada para la plantilla del cauce, datos del funcionamiento hidráulico como ancho en la base del canal y de la superficie libre del agua, los tirantes crítico y normal en cada sección, área, perímetro mojado, radio hidráulico, y velocidad y

número de Froude, así como elevaciones del terreno natural y de la plantilla, y profundidad del canal y bordo libre considerado.

Para el cálculo de los tirantes normales en canales se utilizó la fórmula de Manning

$$Q = \frac{A r^{2/3} s^{1/2}}{n}$$

Dónde:

y = tirante del agua (m)

b = base del canal (m)

A = by + my² para sección trapezoidal

P = b + 2y*(1 + m²)^{0.5} para sección trapezoidal

r = A/p radio hidráulico

s = pendiente del canal

Y se aplicaron los siguientes coeficientes de rugosidad:

n = 0.033 en canales en tierra

n = 0.017 en canales revestidos de concreto

Para el cálculo del tirante crítico se utiliza la siguiente expresión:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{Ac^3}{T}$$

Donde:

Q = gasto del canal en m³/seg

g = gravedad (9.81 m/seg)

A = by + my² para sección trapezoidal

T = b + 2 my para sección trapezoidal

Ecuaciones de diseño para tanques amortiguadores

$$H = d_c + h_{vc} + \Delta H + P_t - d_1$$

$$V_1 = \sqrt{2gH}$$

$$d_1 = q/V_1$$

$$d_2 = d_1/2 * [\sqrt{1 + 8 F_1^2} - 1]$$

$$P_t = 1.15 d_2 - d_1$$

$$L_t = 5 (d_2 - d_1)$$

Tabla 28 Cálculo hidráulico del canal interceptor sur-poniente.

CALCULO HIDRAULICO DEL CANAL INTERCEPTOR SUR-PONIENTE

CANAL DE TIERRA CUBIERTO CON PASTO PERIODO DE RETORNO 10 AÑOS
COEFICIENTE DE RUGOSID, 0.033 PASTO COEFICIENTE DE RUGOSIDAD 0.017 CONCRETO
TALUD DEL CANAL 1

TRAMO			LONG. (m)	GASTO (l/s)	PEND. (mil)	FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO										
						b (m)	Yc (m)	Yn (m)	Qn/ $b^{8/3} s_c^{1/2}$	$AR^{2/3}$ / $b^{8/3}$	A (m2)	T (m)	P (m)	R (m)	VEL (m/s)	F
1	-	2	56	28	0.125	0.300	0.087	0.039	1.056	0.033	0.013	0.378	0.410	0.032	2.118	3.616
2'	-	2	560	66	0.048	0.300	0.144	0.125	7.794	0.247	0.053	0.550	0.653	0.081	1.244	1.279
2	-	3	81	94	0.1	0.300	0.176	0.085	3.962	0.126	0.033	0.470	0.541	0.061	2.865	3.464
3'	-	2	543	50	0.01	0.300	0.123	0.165	12.937	0.409	0.077	0.629	0.766	0.100	0.653	0.598
2	-	3	81	144	0.068	0.300	0.233	0.121	7.360	0.233	0.051	0.542	0.642	0.079	2.827	2.944
3'	-	3	535	50	0.037	0.300	0.123	0.115	6.726	0.213	0.048	0.530	0.625	0.076	1.048	1.115
3	-	4	58.5	194	0.085	0.300	0.261	0.134	0.301	0.281	0.058	0.568	0.679	0.086	3.333	3.325
4'	-	4	345.45	44	0.075	0.300	0.114	0.087	4.157	0.130	0.034	0.474	0.546	0.062	1.307	1.566
4	-	5	221	238	0.043	0.300	0.291	0.180	0.369	0.484	0.087	0.661	0.810	0.107	2.748	2.423
5	-	6	123.8	314	0.0645	0.500	0.282	0.147	0.125	0.133	0.095	0.794	0.916	0.104	3.301	3.046

Tabla 29 Cálculo hidráulico del canal interceptor sur-oriente

CALCULO HIDRAULICO DEL CANAL INTERCEPTOR SUR-ORIENTE

CANAL DE TIERRA CUBIERTO CON PASTO PERIODO DE RETORNO 10 AÑOS
COEFICIENTE DE RUGOSID, 0.033 PASTO COEFICIENTE DE RUGOSIDAD 0.017 CONCRETO
TALUD DEL CANAL 1

TRAMO			LONG. (m)	GASTO CALCULADO (l/s)	PEND. DIFERENCIA (mil)	FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO										
						b (m)	Yc (m)	Yn (m)	Qn/ b ^{8/3} *s ^{1/2}	AR ^{2/3} / b ^{8/3}	A (m2)	T (m)	P (m)	R (m)	VEL (m/s)	F
7	-	7	529.13	67.3	0.0443	0.300	0.146	0.129	8.273	0.262	0.055	0.558	0.665	0.083	1.216	1.233
8'	-	8	551.5	81	0.036	0.300	0.162	0.151	0.349	0.348	0.068	0.602	0.727	0.094	1.189	1.129
8	-	9	73.68	148.3	0.095	0.300	0.226	0.112	0.203	0.203	0.046	0.524	0.617	0.075	3.214	3.458
9'	-	9	551.9	118.9	0.027	0.300	0.200	0.201	0.358	0.594	0.101	0.702	0.869	0.116	1.181	0.995
9	-	10	74.1	267.2	0.108	0.500	0.257	0.115	0.206	0.088	0.071	0.731	0.826	0.086	3.764	3.856
10'	-	10	599.5	85.1	0.025	0.300	0.166	0.171	0.440	0.438	0.081	0.642	0.784	0.103	1.057	0.952
10	-	11	345.15	775.6	0.0286	0.600	0.434	0.281	0.367	0.305	0.248	1.162	1.395	0.177	3.133	2.167

En los canales revestidos se tienen velocidades mayores a 3.0 m/seg. Se propone la construcción de 5 tanques amortiguadores 3 (tres) sobre el canal Sur-Poniente y 2 (dos) el canal Sur-Oriente.

Utilizando las expresiones suavizadas para el diseño convencional de un tanque amortiguador practico realizadas en su tesis de maestría por el Doctor Joaquín Valle Cuellar, se obtuvieron los siguientes resultados

$$d_1 = (0.145812 - 0.03609 \ln \Delta H) q^{0.80318 + 0.05612 \ln \Delta H}$$

$$d_2 = (1.10438 \Delta H^{0.19320} q^{(0.58309 / \Delta H^{0.04779})})$$

$$L_T = 4.7985789 \Delta H^{0.240059} q^{0.510872}$$

$$P_T = 0.805012 \Delta H^{0.276160} q^{0.510872}$$

Tabla 30 Cálculo hidráulico de un tanque amortiguador

DISEÑO DE UN TANQUE AMORTIGUADOR								
CONCEPTO	Q (m ³ /seg)	ΔH (m)	L (m)	q (m ³ /seg/m)	d ₁ (m)	d ₂ (m)	L _T (m)	P _T (m)
TANQUE # 1	0.194	1.5	0.5	0.388	0.05	0.70	3.26	0.56
TANQUE # 2	0.314	1.5	0.6	0.523	0.07	0.82	3.80	0.65
TANQUE # 3	0.148	1.5	0.5	0.297	0.04	0.60	2.84	0.48
TANQUE # 4	0.267	1.5	0.6	0.445	0.06	0.75	3.50	0.60
TANQUE # 5	0.7756	1.5	1	0.7756	0.09	1.03	4.65	0.79

4.3 Catálogo de Conceptos

Para los proyectos de las obras propuestas se generaron los catálogos de conceptos de los proyectos, junto con los generadores, los que se presentan en el Anexo de este documento.

4.4 Conclusiones

Una vez analizada la información con la que se cuenta, se realizó el estudio hidrológico para conocer el gasto máximo que pasaría por cada una de las cuencas para diferentes periodos de retorno de 5 y 10 años; lo anterior, permitió analizar si los canales actuales tienen la capacidad de poder soportar dichos gastos.

En conjunto con esto, los recorridos de campo fueron de gran utilidad para verificar si hacen falta obras de protección en el relleno sanitario que eviten que se mezclen las aguas pluviales con los lixiviados. Como resultado de dicho recorrido se encontró que en algunas partes del bordo donde se formó el relleno no cuentan con el talud 3:1 el cual fue recomendado desde el proyecto inicial debido a que en una parte éste, se refleja un deslizamiento del mismo; de igual forma, se pudo apreciar que en algunas zonas se está erosionando el talud, ya que el material de cobertura tiene la capacidad para evitar la erosión hasta una velocidad de 1.5 m/seg, lo cual nos indica que velocidad está siendo superior a esta.

Dicho talud al ser de un material de arcilla compactada, y no contar con una cubierta adecuada, genera una fuga de lixiviados los cuales tienden a mezclarse con las aguas pluviales y en consecuencia generar la contaminación en los acuíferos, como se puede apreciar en las fotografías aquí mostradas.

En el canal interceptor Sur-Poniente se logró apreciar que no se cuenta con una corona de remate ni juntas frías que eviten la fractura del mismo, ya que actualmente hay fisuras en él, por la dilatación del concreto existente.

Como se pudo observar en el estudio el desnivel que existe desde el km. 0+000 hasta su parte final en algunas zonas se tienen velocidades arriba de los 3.0 m/seg. y sus espesores que se tiene en el canal son de 7 cms., cuando la proyección de estos era de 10 cms. Lo cual sugiere que se construyan dos estructuras de tanques amortiguadores en algunas zonas para aminorar la velocidad.

Por su parte, en el canal interceptor Sur-Oriente, se pudo apreciar la carencia de las condiciones anteriores, así como la falta de las entradas que funcionarían como lavaderos de lo que proviene tanto de la parte exterior como de la interior del relleno, para conducir las aguas pluviales al canal, y una vez dentro del canal llevarlo hasta su descarga final existente la cual actualmente se encuentra en condiciones no óptimas.

4.5 Recomendaciones

En conclusión a este estudio, se recomienda que en el relleno sanitario se construya un canal colector a diferentes niveles, a la par de un camino que servirá de berma lo cual evitara la erosión del talud y ayudara como acceso para limpieza verificando el estado de la cubierta una vez que el relleno cierre.

Es importante llevar a cabo este tipo de trabajo en conjunto con el que se está operando actualmente el relleno ya que de no hacerlo a largo plazo, la reparación de este será mas costoso.

Los canales los cuales se sugieren sean construidos deberán ser elaborados con la misma tierra y se recubrirán con pasto lo cual ayudara a disminuir la erosión notablemente en el relleno.

Como propuesta también se sugiere sobre la corona existente en el canal se coloque una guarnición para evitar las fracturas de este por los empujes propios de la tierra.

En conjunto con esto, se debe de realizar la construcción de unos tanques amortiguadores en algunos tramos donde la velocidad exceda de los 3.0 m/seg., reduciéndolo a la velocidad para la que fue ideado el proyecto inicial.

Asimismo, se propone que dentro de los canales que se construirán y que formaran parte del relleno sanitario, será conveniente construir algunos lavaderos como los mencionados anteriormente que favorecerán a la incorporación de los fluidos al canal revestido por la parte superior para evitar con ellos futuros tapones hidráulicos.

En algunas zonas, también se tendrán que construir puentes alcantarilla para el acceso a los caminos, para la construcción de estos puentes, se puede optar por captar las aguas provenientes del relleno en una caja y cruzar el camino mediante una tubería y descargar así al canal.

Para el caso de la descarga de los canales revestidos señalados en el proyector inicial de este relleno se recomienda realizar una reconstrucción de los mismos, verificando ahora que se ubiquen en terreno firme para evitar la socavación.

Para finalizar, podemos concluir que todas las recomendaciones mencionadas anteriormente, contribuirán a mejorar el funcionamiento del relleno sanitario existente en Chiltepeque, logrando así cumplir con el objetivo central de este proyecto, teniendo a su vez, un beneficio tangible para la sociedad con la disminución notable de la contaminación en la zona generada por la fuga de lixiviados en la zona por fallas actuales en la construcción y operación del relleno.

BIBLIOGRAFIA

- Ortega Zúñiga Jorge Enrique, Construcción Y Operación De Sitios Controlados De Disposición Final, De Residuos Sólidos -(Relleno Sanitario), México, 2002.
- Hernández Hernández Roberto Alejandro, Tratamiento Y Disposición Final De Los Desecho Sólidos Para El Pueblo De Santiago Sacatepéquez, Municipio De Santiago Sacatepéquez, Departamento De Sacatepéquez Roberto Alejandro, Guatemala, mayo de 2004.
- Noguera, K. M. & J. T. Olivero: Los rellenos sanitarios en Latinoamérica: caso colombiano. Rev. Acad. Colomb. Cienc. 34 (132): 347-356, 2010. ISSN 0370-3908.
- “PRESAS DE DERIVACIÓN”
Octavio Velasco Sánchez
Dirección General de Obras Hidráulicas para el Desarrollo Rural S.R.H. , Talleres Gráficos de la Nación, México 1976.
- “HIDRAULICA DE CANALES ABIERTOS”
Ven Te Chow
Mc Graw-Hill Book Company, Colombia 2004
- “MANUAL DE HIDRAULICA”
Horace Williams King y Ernest F. Brater
Ed. UTEHA, México 1976
- “FUNDAMENTOS DE HIDROLOGIA DE SUPERFICIE”
Francisco Javier Aparicio Mijares
Ed. Limusa, México 1992
- “HIDRAULICA GENERAL VOL. 1”
Gilberto Sotelo Ávila
Ed. Limusa, México 1997
- “HIDRAULICA”
Samuel Trueba Coronel
Ed. CECSA, México 1970

- “METODO PARA EL CALCULO DE LAS CARACTERISITICAS HIDRAULICAS EN CONDUCTOS A SUPERFICIE LIBRE DE GEOMETRIA COMUN. UN NUEVO ENFOQUE GENERALIZACIÓN A TANQUES AMORTIGUADORES CONVENCIONALES”

Trabajo con opción a tesis para obtener el grado de maestro en ingeniería hidráulica.

Joaquín Valle Cuellar

Villahermosa, Tabasco, 1982

- “DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS”

Buró de Reclamación del Departamento del interior de E.E.U.U.

Ed. CECSA, México 1976

- “PRACTICA EN EL RELLENO SANITARIO DE PUEBLA”

Alumnos José Antonio Ramírez Sánchez, Miguel Ángel Solís S. Y Marte Hernández Suarez.

Maestría en Ambiental, Octubre 2008

- “ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS ”

NEODATA 2009

- “PLANO TOPOGRAFICO”

Proporcionado por RESA 2014

- “PLANO DE CELDAS”

Proporcionado por RESA 2014

- “ESTUDIO HIDROLÓGICO Y PROYECTO HIDRÁULICO PARA EL CIERRE DEL RELLENO SANITARIO ACTUAL DE BAHÍAS DE HUATULCO, ESTADO DE OAXACA.

Enlaces electrónicos

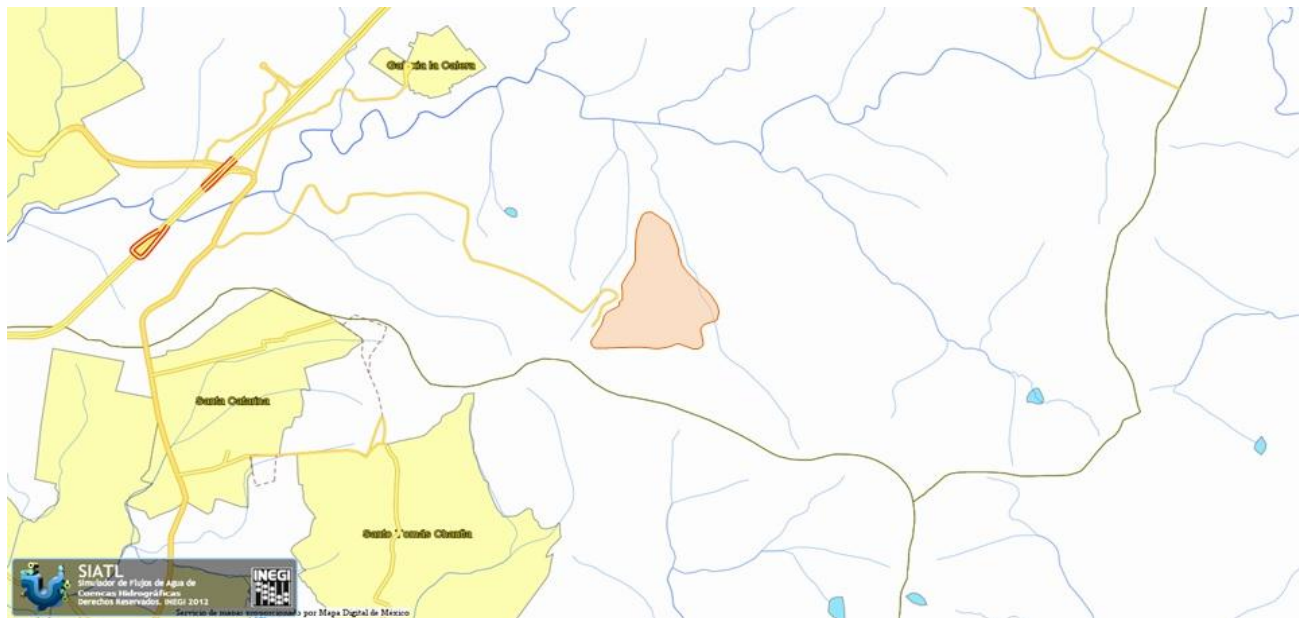
- http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/08/08_2428_C.pdf, 20 de Enero de 2013.
- <http://www.bibliocatalogo.buap.mx:2260/ehost/pdfviewer/pdfviewer?vid=5&sid=911ea666-be6e-43a1-9a37-d54e5b01a783%40sessionmgr4&hid=23>

- Criterios ambientales y geológicos básicos para la propuesta de un relleno sanitario en Zinapécuaro, Michoacán, México
http://www.bibliotecas.buap.mx/portal/index.php?bquery=relleno sanitario&ebshostwindow=1&ebshostsearchsrc=db&ebshostsearchmode=%2BAND%2B&sprofeti=B%C3%BAsqueda+unificada&option=com_wrapper&view=wrapper&Itemid=98
- <http://ingenieriareal.com/tipos-y-disenos-de-taludes/#sthash.8o7nXF9R.5mQ8NvKS.dpuf>
- <http://ingenieriareal.com/tipos-y-disenos-de-taludes/#sthash.8o7nXF9R.dpuf>
- <http://ingenieriareal.com/tipos-y-disenos-de-taludes/#sthash.8o7nXF9R.dpuf>
- http://pueblaonline.com.mx/index.php?option=com_k2&view=item&id=36072:ampl%C3%A Dan-vida-%C3%BAtil-del-relleno-sanitario-de-chiltepeque&Itemid=125
- <http://www.mediasolutions.com.mx/ncpop.asp?n=201203120644106612&t=1751>

ANEXOS

AREA DE LA CUENCA (Ac)

La cuenca de proyecto como puede observarse, fue obtenida mediante el programa SIATL del INEGI, con el cual se puede observar que es idéntico al obtenido mediante el Google Earth. Mediante el software en cuestión se obtuvo un área de cuenca **Ac = 0.29 km²**.



ELEVACIÓN MEDIA DE LA CUENCA (Em)

La metodología de solución de la elevación media, estuvo basada en el punto más alto y la descarga

El valor de la elevación media de la cuenca es equivalente a **Em = 2228 msnm**

PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA (S)

Para definir la pendiente media existen varios entre los cuales seleccionamos el de Taylor-Schwartz, de acuerdo a la fórmula:

$$Sc = \left[\frac{L}{\frac{l_1}{\sqrt{S_1}} + \frac{l_2}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{l_m}{\sqrt{S_m}}} \right]$$

La pendiente media obtenida es igual a $Sc = 0.07$

RESULTADOS DEL AJUSTE DE FUNCIONES.

21035 PUEBLA 21 PONIENTE 113 A

RESUMEN		NORMAL	LOGNORMAL	PEARSON III	GUMBEL	DOBLE GUMBELL
x (mm)	T (años)	x (mm)	x (mm)	x (mm)	x (mm)	x
87.70	55.00	80.953	85.122	83.994	91.525	84.560
79.00	27.50	77.279	79.750	79.386	84.120	80.160
78.00	18.33	74.912	76.468	76.497	79.746	77.500
74.90	13.75	73.108	74.058	74.336	76.613	75.550
73.50	11.00	71.623	72.132	72.585	74.158	73.990
72.40	9.17	70.345	70.514	71.097	72.131	72.660
71.50	7.86	69.212	69.110	69.793	70.400	71.490
70.90	6.88	68.187	67.864	68.625	68.884	70.440
69.00	6.11	67.245	66.738	67.562	67.532	69.490
68.10	5.50	66.368	65.708	66.581	66.310	68.530
67.00	5.00	65.545	64.756	65.668	65.191	67.650
67.00	4.58	64.766	63.866	64.810	64.157	66.790
65.60	4.23	64.024	63.030	63.999	63.195	65.940
64.10	3.93	63.312	62.239	63.227	62.292	65.090
64.00	3.67	62.626	61.486	62.488	61.442	64.220
62.70	3.44	61.963	60.767	61.778	60.635	63.320
62.10	3.24	61.319	60.076	61.093	59.867	62.370
61.60	3.06	60.691	59.410	60.430	59.133	61.360
60.00	2.89	60.078	58.767	59.785	58.429	60.280
58.80	2.75	59.476	58.143	59.157	57.750	59.120
56.00	2.62	58.884	57.535	58.543	57.095	58.010
55.00	2.50	58.301	56.943	57.942	56.460	56.940
54.30	2.39	57.725	56.363	57.351	55.844	55.950
53.30	2.29	57.154	55.795	56.769	55.243	55.060

21035 PUEBLA 21 PONIENTE 113 A

RESUMEN		NORMAL	LOGNORMAL	PEARSON III	GUMBEL	DOBLE GUMBELL
x (mm)	T (años)	x (mm)	x (mm)	x (mm)	x (mm)	x
53.10	2.20	56.588	55.237	56.195	54.657	54.270
52.50	2.12	56.024	54.687	55.627	54.083	53.540
52.00	2.04	55.462	54.144	55.064	53.521	52.880
51.80	1.96	54.901	53.608	54.505	52.968	52.260
51.80	1.90	54.339	53.076	53.949	52.423	51.690
51.70	1.83	53.775	52.547	53.394	51.885	51.140
51.40	1.77	53.209	52.022	52.840	51.353	50.630
50.50	1.72	52.638	51.497	52.285	50.825	50.140
49.00	1.67	52.062	50.973	51.727	50.301	49.660
48.80	1.62	51.479	50.448	51.167	49.779	49.210
48.50	1.57	50.887	49.921	50.602	49.258	48.770
48.20	1.53	50.285	49.391	50.031	48.737	48.340
47.90	1.49	49.671	48.856	49.453	48.214	47.920
47.70	1.45	49.044	48.315	48.865	47.688	47.500
47.50	1.41	48.400	47.765	48.266	47.157	47.100
47.10	1.38	47.737	47.207	47.654	46.620	46.690
46.40	1.34	47.051	46.636	47.025	46.075	46.290
45.60	1.31	46.339	46.050	46.378	45.519	45.890
45.20	1.28	45.597	45.447	45.708	44.949	48.480
45.10	1.25	44.818	44.823	45.011	44.363	45.070
44.50	1.22	43.995	44.173	44.281	43.757	44.650
44.40	1.20	43.118	43.491	43.511	43.125	44.220
43.80	1.17	42.176	42.770	42.692	42.460	43.780
41.00	1.15	41.151	41.999	41.811	41.754	43.320
40.80	1.12	40.018	41.163	40.848	40.994	42.820
40.00	1.10	38.740	40.240	39.778	40.161	42.290

21035 PUEBLA 21 PONIENTE 113 A

RESUMEN		NORMAL	LOGNORMAL	PEARSON III	GUMBEL	DOBLE GUMBELL
x (mm)	T (años)	x (mm)	x (mm)	x (mm)	x (mm)	x
39.50	1.08	37.255	39.193	38.553	39.223	41.700
39.40	1.06	35.451	37.958	37.094	38.125	41.020
36.50	1.04	33.083	36.396	35.227	36.749	40.170
31.60	1.02	29.410	34.099	32.433	34.747	38.970

RESULTADOS DEL CÁLCULO DEL ERROR MÍNIMO CUADRÁTICO.

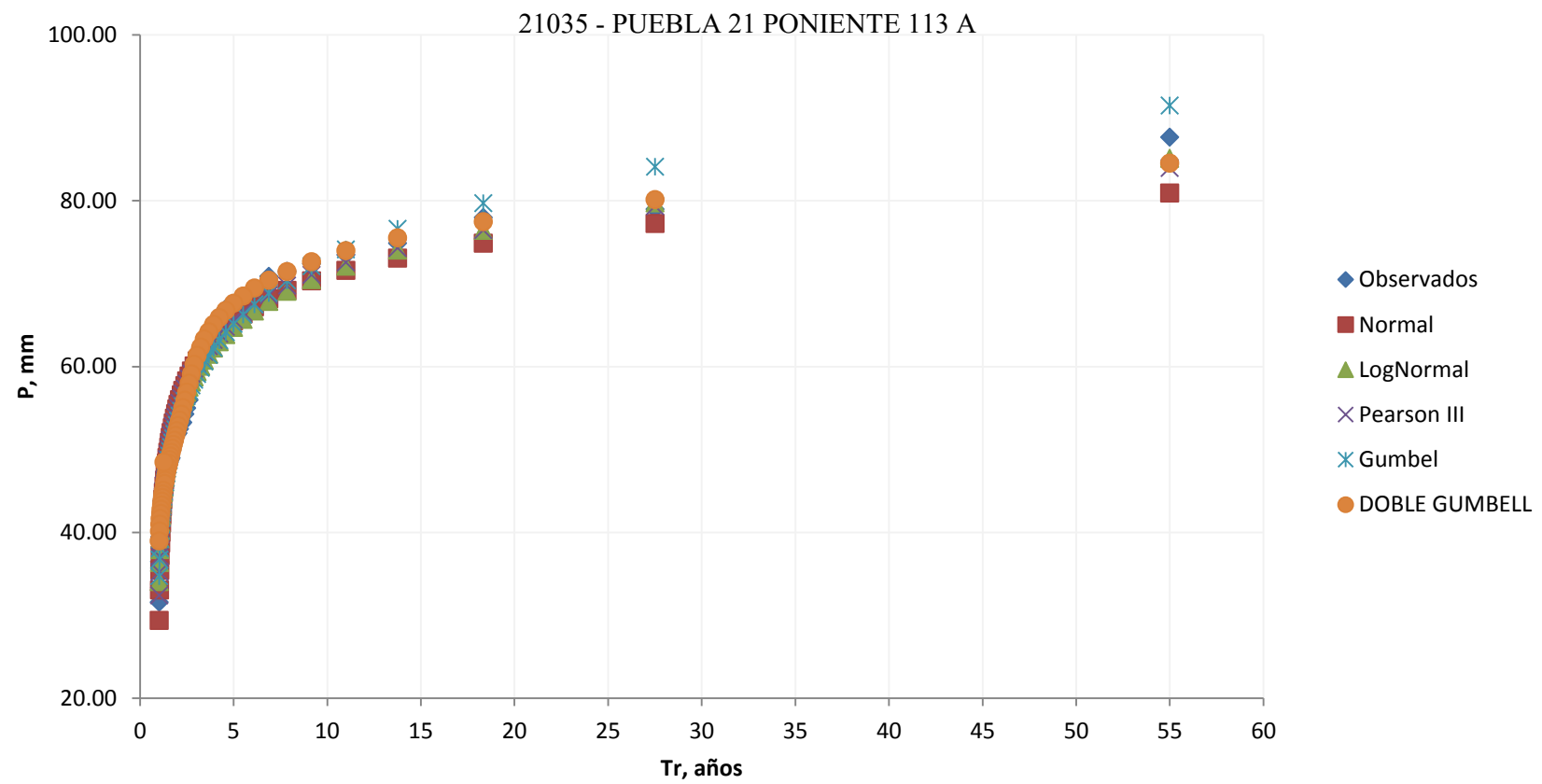
21035 PUEBLA 21 PONIENTE 113 A

n	Tr = Periodo de retorno	X ₀	F (x)	N O R M A L		LOGNORMAL		PEARSON III		GUMBEL		DOBLE GUMBELL	
				X _e	(X _e - X ₀) ²	X _e	(X _e - X ₀) ²	X _e	(X _e - X ₀) ²	X _e	(X _e - X ₀) ²	X _e	(X _e - X ₀) ²
1	55.000	87.70	0.98	80.95	45.53	85.12	6.64	83.99	13.73	91.52	14.63	84.56	9.86
2	27.500	79.00	0.96	77.28	2.96	79.75	0.56	79.39	0.15	84.12	26.21	80.16	1.35
3	18.333	78.00	0.95	74.91	9.53	76.47	2.35	76.50	2.26	79.75	3.05	77.50	0.25
4	13.750	74.90	0.93	73.11	3.21	74.06	0.71	74.34	0.32	76.61	2.93	75.55	0.42
5	11.000	73.50	0.91	71.62	3.52	72.13	1.87	72.59	0.84	74.16	0.43	73.99	0.24
6	9.167	72.40	0.89	70.34	4.22	70.51	3.56	71.10	1.70	72.13	0.07	72.66	0.07
7	7.857	71.50	0.87	69.21	5.24	69.11	5.71	69.79	2.91	70.40	1.21	71.49	0.00
8	6.875	70.90	0.85	68.19	7.36	67.86	9.22	68.63	5.18	68.88	4.06	70.44	0.21
9	6.111	69.00	0.84	67.24	3.08	66.74	5.11	67.56	2.07	67.53	2.15	69.49	0.24
10	5.500	68.10	0.82	66.37	3.00	65.71	5.72	66.58	2.31	66.31	3.21	68.53	0.18
11	5.000	67.00	0.80	65.55	2.12	64.76	5.04	65.67	1.77	65.19	3.27	67.65	0.42
12	4.583	67.00	0.78	64.77	4.99	63.87	9.82	64.81	4.79	64.16	8.08	66.79	0.04
13	4.231	65.60	0.76	64.02	2.49	63.03	6.60	64.00	2.56	63.19	5.79	65.94	0.12
14	3.929	64.10	0.75	63.31	0.62	62.24	3.46	63.23	0.76	62.29	3.27	65.09	0.98
15	3.667	64.00	0.73	62.63	1.89	61.49	6.32	62.49	2.29	61.44	6.55	64.22	0.05
16	3.438	62.70	0.71	61.96	0.54	60.77	3.74	61.78	0.85	60.64	4.26	63.32	0.38

n	Tr = Período de retorno	X_0	F (x)	N O R M A L		LOGNORMAL		PEARSON III		GUMBEL		DOBLE GUMBELL	
				X_e	$(X_e - X_0)^2$	X_e	$(X_e - X_0)^2$	X_e	$(X_e - X_0)^2$	X_e	$(X_e - X_0)^2$	X_e	$(X_e - X_0)^2$
17	3.235	62.10	0.69	61.32	0.61	60.08	4.10	61.09	1.01	59.87	4.98	62.37	0.07
18	3.056	61.60	0.67	60.69	0.83	59.41	4.79	60.43	1.37	59.13	6.08	61.36	0.06
19	2.895	60.00	0.65	60.08	0.01	58.77	1.52	59.79	0.05	58.43	2.47	60.28	0.08
20	2.750	58.80	0.64	59.48	0.46	58.14	0.43	59.16	0.13	57.75	1.10	59.12	0.10
21	2.619	56.00	0.62	58.88	8.32	57.54	2.36	58.54	6.47	57.10	1.20	58.01	4.04
22	2.500	55.00	0.60	58.30	10.90	56.94	3.77	57.94	8.65	56.46	2.13	56.94	3.76
23	2.391	54.30	0.58	57.72	11.73	56.36	4.26	57.35	9.31	55.84	2.38	55.95	2.72
24	2.292	53.30	0.56	57.15	14.85	55.80	6.23	56.77	12.03	55.24	3.78	55.06	3.10
25	2.200	53.10	0.55	56.59	12.16	55.24	4.57	56.19	9.58	54.66	2.42	54.27	1.37
26	2.115	52.50	0.53	56.02	12.42	54.69	4.78	55.63	9.78	54.08	2.51	53.54	1.08
27	2.037	52.00	0.51	55.46	11.99	54.14	4.60	55.06	9.39	53.52	2.31	52.88	0.77
28	1.964	51.80	0.49	54.90	9.62	53.61	3.27	54.51	7.32	52.97	1.36	52.26	0.21
29	1.897	51.80	0.47	54.34	6.45	53.08	1.63	53.95	4.62	52.42	0.39	51.69	0.01
30	1.833	51.70	0.45	53.78	4.31	52.55	0.72	53.39	2.87	51.89	0.03	51.14	0.31
31	1.774	51.40	0.44	53.21	3.27	52.02	0.39	52.84	2.07	51.35	0.00	50.63	0.59
32	1.719	50.50	0.42	52.64	4.57	51.50	0.99	52.28	3.18	50.83	0.11	50.14	0.13
33	1.667	49.00	0.40	52.06	9.37	50.97	3.89	51.73	7.44	50.30	1.69	49.66	0.44
34	1.618	48.80	0.38	51.48	7.17	50.45	2.72	51.17	5.60	49.78	0.96	49.21	0.17
35	1.571	48.50	0.36	50.89	5.70	49.92	2.02	50.60	4.42	49.26	0.57	48.77	0.07
36	1.528	48.20	0.35	50.29	4.35	49.39	1.42	50.03	3.35	48.74	0.29	48.34	0.02
37	1.486	47.90	0.33	49.67	3.14	48.86	0.91	49.45	2.41	48.21	0.10	47.92	0.00
38	1.447	47.70	0.31	49.04	1.81	48.31	0.38	48.86	1.36	47.69	0.00	47.50	0.04
39	1.410	47.50	0.29	48.40	0.81	47.77	0.07	48.27	0.59	47.16	0.12	47.10	0.16
40	1.375	47.10	0.27	47.74	0.41	47.21	0.01	47.65	0.31	46.62	0.23	46.69	0.17
41	1.341	46.40	0.25	47.05	0.42	46.64	0.06	47.03	0.39	46.07	0.11	46.29	0.01
42	1.310	45.60	0.24	46.34	0.55	46.05	0.20	46.38	0.61	45.52	0.01	45.89	0.08

21035 PUEBLA 21 PONIENTE 113 A

n	Tr = Período de retorno	X_0	F (x)	N O R M A L		LOGNORMAL		PEARSON III		GUMBEL		DOBLE GUMBELL	
				X_e	$(X_e - X_0)^2$	X_e	$(X_e - X_0)^2$	X_e	$(X_e - X_0)^2$	X_e	$(X_e - X_0)^2$	X_e	$(X_e - X_0)^2$
43	1.279	45.20	0.22	45.60	0.16	45.45	0.06	45.71	0.26	44.95	0.06	48.48	10.76
44	1.250	45.10	0.20	44.82	0.08	44.82	0.08	45.01	0.01	44.36	0.54	45.07	0.00
45	1.222	44.50	0.18	43.99	0.26	44.17	0.11	44.28	0.05	43.76	0.55	44.65	0.02
46	1.196	44.40	0.16	43.12	1.64	43.49	0.83	43.51	0.79	43.12	1.63	44.22	0.03
47	1.170	43.80	0.15	42.18	2.64	42.77	1.06	42.69	1.23	42.46	1.79	43.78	0.00
48	1.146	41.00	0.13	41.15	0.02	42.00	1.00	41.81	0.66	41.75	0.57	43.32	5.38
49	1.122	40.80	0.11	40.02	0.61	41.16	0.13	40.85	0.00	40.99	0.04	42.82	4.08
50	1.100	40.00	0.09	38.74	1.59	40.24	0.06	39.78	0.05	40.16	0.03	42.29	5.24
51	1.078	39.50	0.07	37.26	5.04	39.19	0.09	38.55	0.90	39.22	0.08	41.70	4.84
52	1.058	39.40	0.05	35.45	15.60	37.96	2.08	37.09	5.32	38.12	1.63	41.02	2.62
53	1.038	36.50	0.04	33.08	11.67	36.40	0.01	35.23	1.62	36.75	0.06	40.17	13.47
54	1.019	31.60	0.02	29.41	4.80	34.10	6.24	32.43	0.69	34.75	9.91	38.97	54.32
Sumatorias =				290.60		148.27		170.35		143.41		135.17	
Error Cuadrático=				Ec =	17.047	Ec =	12.176	Ec =	13.052	Ec =	11.975	Ec =	11.626



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Código	Concepto	Unidad	Costo	cantidad	Importe	%
Análisis: 1005 01 Unidad: M2.						
LIMPIEZA Y TRAZO EN EL ÁREA DE TRABAJO.						
MATERIALES						
	CALHIDRA, SACO DE 25 KG	TON	\$1,413.79	0.000155	\$0.22	2.29%
	DUELA DE PINO DE 3a DE 3/4"x4"x8' (0.019x0.10x2.44 m)	PZA	\$26.45	0.010500	\$0.28	2.91%
	HILO CAÑAMO (ROLLO DE 200 ML)	PZA	\$39.10	0.002500	\$0.10	1.04%
	VARILLA R-42 DEL No. 3, (3/8"), DE 12 M, 0.557 KG/M	TON	\$10,005.00	0.000050	\$0.50	5.20%
	Subtotal: MATERIALES				\$1.10	11.45%
MANO DE OBRA						
	CUADRILLA No. 75 (1 TOPOGRAFO + 2 AY ESP)	JOR	\$1,522.80	0.005216	\$7.94	82.62%
	Subtotal: MANO DE OBRA				\$7.94	82.62%
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
	EQUIPO DE TOPOGRAFIA	HOR	\$8.49	0.020000	\$0.17	1.77%
	HERRAMIENTA MENOR	%	\$7.94	0.030000	\$0.24	2.50%
	PORCENTAJE DE SEGURIDAD	(%)mo	\$7.94	0.020000	\$0.16	1.66%
	Subtotal: EQUIPO Y HERRAMIENTA				\$0.57	5.93%
	Costo directo				\$9.61	
	INDIRECTOS	9%			\$0.86	
	SUBTOTAL				\$10.47	
	FINANCIAMIENTO	0%				
	SUBTOTAL				\$10.47	
	UTILIDAD	8.56%			\$0.90	
	PRECIO UNITARIO				\$11.37	
	(* ONCE PESOS 37/100 M.N. *)					

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Código	Concepto	Unidad	Costo	cantidad	Importe	%
	Análisis: 1010 02 Unidad: M3. EXCAVACIÓN A MANO PARA ZANJAS EN CUALQUIER MATERIAL EXCEPTO ROCA , EN SECO HASTA 2.00 MTS. DE PROFUNDIDAD.					
MANO DE OBRA						
	CUADRILLA No 71 (1 PEON) URBANIZACION	JOR	\$354.59	0.233380	\$82.75	95.24%
	Subtotal: MANO DE OBRA				\$82.75	95.24%
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
	HERRAMIENTA MENOR	%	\$82.75	0.030000	\$2.48	2.85%
	PORCENTAJE DE SEGURIDAD	(%)mo	\$82.75	0.020000	\$1.66	1.91%
	Subtotal: EQUIPO Y HERRAMIENTA				\$4.14	4.76%
	Costo directo				\$86.89	
	INDIRECTOS	9%			\$7.82	
	SUBTOTAL				\$94.71	
	FINANCIAMIENTO	0%				
	SUBTOTAL				\$94.71	
	UTILIDAD	8.56%			<u>\$8.11</u>	
	PRECIO UNITARIO				\$102.82	
	(* CIENTO DOS PESOS 82/100 M.N. *)					

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Código	Concepto	Unidad	Costo	cantidad	Importe	%
Análisis: 1100 01 Unidad: M3 EXCAVACIÓN CON EQUIPO PARA ZANJAS EN CUALQUIER MATERIAL EXCEPTO ROCA, EN SECO EN ZONA A DE 0 A 6.00 MTS. DE PROFUNDIDAD.						
MANO DE OBRA	CUADRILLA No 71 (1 PEON) URBANIZACION	JOR	\$354.59	0.010500	\$3.72	22.89%
	Subtotal: MANO DE OBRA				\$3.72	22.89%
EQUIPO Y HERRAMIENTA	RETROEXCAVADORA CAT. 436 C, 93 HP, 7120	HOR	\$316.89	0.038970	\$12.35	76.00%
	HERRAMIENTA MENOR	%	\$3.72	0.030000	\$0.11	0.68%
	PORCENTAJE DE SEGURIDAD	(%)mo	\$3.72	0.020000	\$0.07	0.43%
	Subtotal: EQUIPO Y HERRAMIENTA				\$12.53	77.11%
	Costo directo				\$16.25	
	INDIRECTOS	9%			\$1.46	
	SUBTOTAL				\$17.71	
	FINANCIAMIENTO	0%				
	SUBTOTAL				\$17.71	
	UTILIDAD	8.56%			\$1.52	
	PRECIO UNITARIO				\$19.23	
	(* DIECINUEVE PESOS 23/100 M.N. *)					

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Código	Concepto	Unidad	Costo	cantidad	Importe	%
Análisis: 1120 01 Unidad: M3 EXCAVACION EN CORTE PARA CONSTRUCCION DE CAMINOS EN CUALQUIER MATERIAL EXCEPTO ROCA DESPERDICIANDO EL MATERIAL.						
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
	TRACTOR DE ORUGAS CAT. D7R, 230 HP, 2477	HOR	\$885.49	0.020200	\$17.89	100.00%
	Subtotal: EQUIPO Y HERRAMIENTA				\$17.89	100.00%
	Costo directo				\$17.89	
	INDIRECTOS	9%			\$1.61	
	SUBTOTAL				\$19.50	
	FINANCIAMIENTO	0%				
	SUBTOTAL				\$19.50	
	UTILIDAD	8.56%			\$1.67	
	PRECIO UNITARIO				\$21.17	
	(* VEINTIUN PESOS 17/100 M.N. *)					

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Código	Concepto	Unidad	Costo	cantidad	Importe	%
Análisis: 1121 01 Unidad: M3 TERRAPLEN COMPACTADO AL 95% PROCTOR CON MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACION.						
MATERIALES						
	AGUA (MANEJO)	M3	\$18.00	0.150000	\$2.70	4.78%
	Subtotal: MATERIALES				\$2.70	4.78%
MANO DE OBRA						
	CUADRILLA No 71 (1 PEON) URBANIZACION	JOR	\$354.59	0.009700	\$3.44	6.10%
	Subtotal: MANO DE OBRA				\$3.44	6.10%
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
	MOTONIVELADORA CAT. 14H DE 215 HP	HOR	\$812.96	0.025000	\$20.32	36.01%
	CAMION PIPA DE 9 M3	HOR	\$460.46	0.010000	\$4.60	8.15%
	HERRAMIENTA MENOR	%	\$3.44	0.030000	\$0.10	0.18%
	PORCENTAJE DE SEGURIDAD	(%)mo	\$3.44	0.020000	\$0.07	0.12%
	COMPACTADOR PATA DE CABRA 815F	HOR	\$1,007.80	0.025000	\$25.20	44.66%
	Subtotal: EQUIPO Y HERRAMIENTA				\$50.29	89.12%
	Costo directo				\$56.43	
	INDIRECTOS	9%			\$5.08	
	SUBTOTAL				\$61.51	
	FINANCIAMIENTO	0%				
	SUBTOTAL				\$61.51	
	UTILIDAD	8.56%			\$5.27	
	PRECIO UNITARIO				\$66.78	
	(* SESENTA Y SEIS PESOS 78/100 M.N. *)					

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Código	Concepto	Unidad	Costo	cantidad	Importe	%
	Análisis: 1131 05 Unidad: M3 RELLENO EN ZANJAS COMPACTADO AL 90% PROCTOR, CON MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACIÓN.					
MATERIALES						
	AGUA (MANEJO)	M3	\$18.00	0.300000	\$5.40	7.87%
	Subtotal: MATERIALES				\$5.40	7.87%
MANO DE OBRA						
	CUADRILLA No 71 (1 PEON) URBANIZACION	JOR	\$354.59	0.118500	\$42.02	61.26%
	Subtotal: MANO DE OBRA				\$42.02	61.26%
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
	HERRAMIENTA MENOR	%	\$42.02	0.030000	\$1.26	1.84%
	PORCENTAJE DE SEGURIDAD	(%)mo	\$42.02	0.020000	\$0.84	1.22%
	BAILARINA DE 4.5 HP	HOR	\$79.46	0.240000	\$19.07	27.80%
	Subtotal: EQUIPO Y HERRAMIENTA				\$21.17	30.86%
	Costo directo				\$68.59	
	INDIRECTOS	9%			\$6.17	
	SUBTOTAL				\$74.76	
	FINANCIAMIENTO	0%				
	SUBTOTAL				\$74.76	
	UTILIDAD	8.56%			\$6.40	
	PRECIO UNITARIO				\$81.16	
	(* OCHENTA Y UN PESOS 16/100 M.N. *)					

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Código	Concepto	Unidad	Costo	cantidad	Importe	%
	Análisis: 4000 02 Unidad: M3					
	MAMPOSTERIA DE PIEDRA, CON PARAMENTOS ROSTREADOS, JUNTEADOS CON MORTERO CEMENTO-ARENA 1:3					
MATERIALES						
	PIEDRA BRAZA	M3	\$116.87	1.300000	\$151.93	13.95%
	Subtotal: MATERIALES				\$151.93	13.95%
MANO DE OBRA						
	CUADRILLA No 5 (1 ALBAÑIL+1 PEON) CONSTRUCCION	JOR	\$923.95 /	2.000000	\$461.98	42.43%
	Subtotal: MANO DE OBRA				\$461.98	42.43%
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
	HERRAMIENTA MENOR	%	\$461.98	0.030000	\$13.86	1.27%
	PORCENTAJE DE SEGURIDAD	(%)mo	\$461.98	0.020000	\$9.24	0.85%
	Subtotal: EQUIPO Y HERRAMIENTA				\$23.10	2.12%
BASICOS						
	MORTERO CEMENTO ARENA 1:3	M3	\$1,506.00	0.300000	\$451.80	41.49%
	Subtotal: BASICOS				\$451.80	41.49%
	Costo directo				\$1,088.81	
	INDIRECTOS	9%			\$97.99	
	SUBTOTAL				\$1,186.80	
	FINANCIAMIENTO	0%				
	SUBTOTAL				\$1,186.80	
	UTILIDAD	8.56%			\$101.59	
	PRECIO UNITARIO				\$1,288.39	
	(* UN MIL DOSCIENTOS OCHENTA Y OCHO PESOS 39/100 M.N. *)					

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Código	Concepto	Unidad	Costo	cantidad	Importe	%
Análisis: 4030 01 Unidad: M3						
FABRICACIÓN Y COLADO DE CONCRETO VIBRADO VIBRADO Y CURADO DE F'C=100 KG/CM2						
MATERIALES						
	ARENA	M3	\$180.00	0.551000	\$99.18	5.97%
	GRAVA	M3	\$170.00	0.655500	\$111.44	6.71%
	AGUA (MANEJO)	M3	\$18.00	0.256500	\$4.62	0.28%
	CEMENTO GRIS	TON	\$2,450.00	0.310000	\$759.50	45.75%
	Subtotal: MATERIALES				\$974.74	58.72%
MANO DE OBRA						
	CUADRILLA No 12 (1 ALBAÑIL + 5 PEONES) CONSTRUCCION	JOR	\$2,152.87	0.250000	\$538.22	32.42%
	Subtotal: MANO DE OBRA				\$538.22	32.42%
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
	HERRAMIENTA MENOR	%	\$538.22	0.030000	\$16.15	0.97%
	REVOLVEDORA P/CONCRETO DE 1 SACO 8 DE HP	HOR	\$73.56	0.950000	\$69.88	4.21%
	PORCENTAJE DE SEGURIDAD	(%)mo	\$538.22	0.020000	\$10.76	0.65%
	VIBRADOR DE GASOLINA MARCA FELSA MODELO	HOR	\$63.31	0.795300	\$50.35	3.03%
	Subtotal: EQUIPO Y HERRAMIENTA				\$147.14	8.86%
	Costo directo				\$1,660.10	
	INDIRECTOS	9%			\$149.41	
	SUBTOTAL				\$1,809.51	
	FINANCIAMIENTO	0%				
	SUBTOTAL				\$1,809.51	
	UTILIDAD	8.56%			\$154.89	
	PRECIO UNITARIO				\$1,964.40	
(* UN MIL NOVECIENTOS SESENTA Y CUATRO PESOS 40/100 M.N. *)						

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Código	Concepto	Unidad	Costo	cantidad	Importe	%
Análisis: 4030 02 Unidad: M3						
FABRICACION Y COLADO DE CONCRETO VIBRADO DE F'C= 150 KG/CM2.						
MATERIALES						
	ARENA	M3	\$180.00	0.551000	\$99.18	5.53%
	GRAVA	M3	\$170.00	0.655500	\$111.44	6.21%
	AGUA (MANEJO)	M3	\$18.00	0.256500	\$4.62	0.26%
	CEMENTO GRIS	TON	\$2,450.00	0.310000	\$759.50	42.34%
	Subtotal: MATERIALES				\$974.74	54.34%
MANO DE OBRA						
	CUADRILLA No 12 (1 ALBAÑIL + 5 PEONES) CONSTRUCCION	JOR	\$2,152.87	0.309000	\$665.24	37.09%
	Subtotal: MANO DE OBRA				\$665.24	37.09%
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
	HERRAMIENTA MENOR	%	\$665.24	0.030000	\$19.96	1.11%
	REVOLVEDORA P/CONCRETO DE 1 SACO 8 DE HP	HOR	\$73.56	0.950000	\$69.88	3.90%
	PORCENTAJE DE SEGURIDAD	(%)mo	\$665.24	0.020000	\$13.30	0.74%
	VIBRADOR DE GASOLINA MARCA FELSA MODELO	HOR	\$63.31	0.798300	\$50.54	2.82%
	Subtotal: EQUIPO Y HERRAMIENTA				\$153.68	8.57%
	Costo directo				\$1,793.66	
	INDIRECTOS	9%			\$161.43	
	SUBTOTAL				\$1,955.09	
	FINANCIAMIENTO	0%				
	SUBTOTAL				\$1,955.09	
	UTILIDAD	8.56%			\$167.36	
	PRECIO UNITARIO				\$2,122.45	
(* DOS MIL CIENTO VEINTIDOS PESOS 45/100 M.N. *)						

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Código	Concepto	Unidad	Costo	cantidad	Importe	%
Análisis: 4030 05 Unidad: M3 FABRICACION Y COLADO DE CONCRETO VIBRADO DE F'C= 250 KG/CM2.						
MATERIALES						
	ARENA	M3	\$180.00	0.541500	\$97.47	4.88%
	CEMENTO GRIS	TON	\$2,450.00	0.420000	\$1,029.00	51.49%
	GRAVA	M3	\$170.00	0.646000	\$109.82	5.50%
S/C	Agua potable	m3	\$41.40	0.237500	\$9.83	0.49%
	Subtotal: MATERIALES				\$1,246.12	62.35%
MANO DE OBRA						
	CUADRILLA No 12 (1 ALBAÑIL + 5 PEONES) CONSTRUCCION	JOR	\$2,152.87	0.286740	\$617.31	30.89%
	Subtotal: MANO DE OBRA				\$617.31	30.89%
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
	HERRAMIENTA MENOR	%	\$617.31	0.030000	\$18.52	0.93%
	REVOLVEDORA P/CONCRETO DE 1 SACO 8 DE HP	HOR	\$73.56	0.900000	\$66.20	3.31%
	VIBRADOR DE GASOLINA MARCA FELSA MODELO	HOR	\$63.31	0.599980	\$37.98	1.90%
	PORCENTAJE DE SEGURIDAD	(%)mo	\$617.31	0.020000	\$12.35	0.62%
	Subtotal: EQUIPO Y HERRAMIENTA				\$135.05	6.76%
	Costo directo				\$1,998.48	
	INDIRECTOS	9%			\$179.86	
	SUBTOTAL				\$2,178.34	
	FINANCIAMIENTO	0%				
	SUBTOTAL				\$2,178.34	
	UTILIDAD	8.56%			\$186.47	
	PRECIO UNITARIO				\$2,364.81	
(* DOS MIL TRESCIENTOS SESENTA Y CUATRO PESOS 81/100 M.N. *)						

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Código	Concepto	Unidad	Costo	cantidad	Importe	%
Análisis: 4080 01 Unidad: M2						
CIMBRA DE MADERA PARA ACABADOS NO APARENTES EN CIMENTACIONES						
MATERIALES						
	DUELA DE PINO DE 3a DE 3/4"x4"x8' (0.019x0.10x2.44 m)	PZA	\$26.45	0.182500	\$4.83	3.80%
	ALAMBRE RECOCIDO CAL. 16, (1.59 mm), DE 0.016 KG/M	KG	\$9.10	0.230000	\$2.09	1.64%
	CLAVOS PARA MADERA DE 1 1/4" (1320 pzas/kg) CAJA DE 25 KG	KG	\$20.00	0.052000	\$1.04	0.82%
	DIESEL	LT	\$13.98	0.200000	\$2.80	2.20%
	CLAVOS DE 2 A 4"	KG	\$24.90	0.080000	\$1.99	1.57%
	TRIPLAY DE PINO 1CARA W.P. NACIONAL DE 16 MM	PZA	\$380.00	0.085000	\$32.30	25.40%
	Subtotal: MATERIALES				\$45.05	35.43%
MANO DE OBRA						
	CUADRILLA No 7 (1 CARP. O.N. + AY) CONSTRUCCION	JOR	\$1,016.51 /	13.000000	\$78.19	61.49%
	Subtotal: MANO DE OBRA				\$78.19	61.49%
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
	HERRAMIENTA MENOR	%	\$78.19	0.030000	\$2.35	1.85%
	PORCENTAJE DE SEGURIDAD	(%)mo	\$78.19	0.020000	\$1.56	1.23%
	Subtotal: EQUIPO Y HERRAMIENTA				\$3.91	3.08%
	Costo directo				\$127.15	
	INDIRECTOS	9%			\$11.44	
	SUBTOTAL				\$138.59	
	FINANCIAMIENTO	0%				
	SUBTOTAL				\$138.59	
	UTILIDAD	8.56%			\$11.86	
	PRECIO UNITARIO				\$150.45	
	(* CIENTO CINCUENTA PESOS 45/100 M.N. *)					

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Código	Concepto	Unidad	Costo	cantidad	Importe	%
Análisis: 4090 01 Unidad: KG SUMINISTRO Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO.						
MATERIALES						
	VARILLA R-42 DEL No. 3, (3/8"), DE 12 M, 0.557 KG/M	KG	\$10.35	1.020000	\$10.56	59.26%
	ALAMBRE RECOCIDO CAL. 16, (1.59 mm), DE 0.016 KG/M	KG	\$9.10	0.045000	\$0.41	2.30%
	Subtotal: MATERIALES				\$10.97	61.56%
MANO DE OBRA						
	CUADRILLA No 6 (1 FIERRERO + 1 AY) CONSTRUCCION	JOR	\$985.61	0.006620	\$6.52	36.59%
	Subtotal: MANO DE OBRA				\$6.52	36.59%
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
	HERRAMIENTA MENOR	%	\$6.52	0.030000	\$0.20	1.12%
	PORCENTAJE DE SEGURIDAD	(%)mo	\$6.52	0.020000	\$0.13	0.73%
	Subtotal: EQUIPO Y HERRAMIENTA				\$0.33	1.85%
	Costo directo				\$17.82	
	INDIRECTOS	9%			\$1.60	
	SUBTOTAL				\$19.42	
	FINANCIAMIENTO	0%				
	SUBTOTAL				\$19.42	
	UTILIDAD	8.56%			\$1.66	
	PRECIO UNITARIO				\$21.08	
	(* VEINTIUN PESOS 08/100 M.N. *)					

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Código	Concepto	Unidad	Costo	cantidad	Importe	%
Análisis: S/C 01 Unidad: M3 RELENO COMPACTADO AL 95% PROCTOR EN TALUDES Y CAMAS CON MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACION.						
MATERIALES						
	AGUA (MANEJO)	M3	\$18.00	0.150000	\$2.70	5.92%
	Subtotal: MATERIALES				\$2.70	5.92%
MANO DE OBRA						
	CUADRILLA No 71 (1 PEON) URBANIZACION	JOR	\$354.59	0.005000	\$1.77	3.88%
	Subtotal: MANO DE OBRA				\$1.77	3.88%
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
	MOTONIVELADORA CAT. 14H DE 215 HP	HOR	\$812.96	0.020000	\$16.26	35.67%
	CAMION PIPA DE 9 M3	HOR	\$460.46	0.010000	\$4.60	10.09%
	HERRAMIENTA MENOR	%	\$1.77	0.030000	\$0.05	0.11%
	PORCENTAJE DE SEGURIDAD	(%)mo	\$1.77	0.020000	\$0.04	0.09%
	COMPACTADOR PATA DE CABRA 815F	HOR	\$1,007.80	0.020000	\$20.16	44.23%
	Subtotal: EQUIPO Y HERRAMIENTA				\$41.11	90.19%
	Costo directo				\$45.58	
	INDIRECTOS	9%			\$4.10	
	SUBTOTAL				\$49.68	
	FINANCIAMIENTO	0%				
	SUBTOTAL				\$49.68	
	UTILIDAD	8.56%			\$4.25	
	PRECIO UNITARIO				\$53.93	
	(* CINCUENTA Y TRES PESOS 93/100 M.N. *)					

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Código	Concepto	Unidad	Costo	cantidad	Importe	%
Análisis: S/C 02 Unidad: M3						
RELLENO DE ARCILLA EN TALUDES COMPACTADO CON EQUIPO.						
MATERIALES						
	ARCILLA	M3	\$128.57	1.020000	\$131.14	71.14%
	Subtotal: MATERIALES				\$131.14	71.14%
MANO DE OBRA						
	CUADRILLA No 71 (1 PEON) URBANIZACION	JOR	\$354.59	0.032700	\$11.60	6.29%
	Subtotal: MANO DE OBRA				\$11.60	6.29%
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
	HERRAMIENTA MENOR	%	\$11.60	0.030000	\$0.35	0.19%
	PORCENTAJE DE SEGURIDAD	(%)mo	\$11.60	0.020000	\$0.23	0.12%
	MOTONIVELADORA CAT. 14H DE 215 HP	HOR	\$812.96	0.020000	\$16.26	8.82%
	CAMION PIPA DE 9 M3	HOR	\$460.46	0.010000	\$4.60	2.50%
	COMPACTADOR PATA DE CABRA 815F	HOR	\$1,007.80	0.020000	\$20.16	10.94%
	Subtotal: EQUIPO Y HERRAMIENTA				\$41.60	22.57%
	Costo directo				\$184.34	
	INDIRECTOS	9%			\$16.59	
	SUBTOTAL				\$200.93	
	FINANCIAMIENTO	0%				
	SUBTOTAL				\$200.93	
	UTILIDAD	8.56%			\$17.20	
	PRECIO UNITARIO				\$218.13	
(* DOSCIENTOS DIECIOCHO PESOS 13/100 M.N. *)						

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Código	Concepto	Unidad	Costo	cantidad	Importe	%
Análisis: S/C 03 Unidad: M3 CUBIERTA DE TALUD A BASE DE ARCILLA CON EQUIPO.						
MATERIALES						
	ARCILLA	M3	\$128.57	1.020000	\$131.14	77.89%
	Subtotal: MATERIALES				\$131.14	77.89%
MANO DE OBRA						
	CUADRILLA No 71 (1 PEON) URBANIZACION	JOR	\$354.59	0.011670	\$4.14	2.46%
	Subtotal: MANO DE OBRA				\$4.14	2.46%
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
	HERRAMIENTA MENOR	%	\$4.14	0.030000	\$0.12	0.07%
	PORCENTAJE DE SEGURIDAD	(%)mo	\$4.14	0.020000	\$0.08	0.05%
	MOTONIVELADORA CAT. 14H DE 215 HP	HOR	\$812.96	0.010000	\$8.13	4.83%
	CAMION PIPA DE 9 M3	HOR	\$460.46	0.010000	\$4.60	2.73%
	COMPACTADOR PATA DE CABRA 815F	HOR	\$1,007.80	0.020000	\$20.16	11.97%
	Subtotal: EQUIPO Y HERRAMIENTA				\$33.09	19.65%
	Costo directo				\$168.37	
	INDIRECTOS	9%			\$15.15	
	SUBTOTAL				\$183.52	
	FINANCIAMIENTO	0%				
	SUBTOTAL				\$183.52	
	UTILIDAD	8.56%			\$15.71	
	PRECIO UNITARIO				\$199.23	
	(* CIENTO NOVENTA Y NUEVE PESOS 23/100 M.N. *)					

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Código	Concepto	Unidad	Costo	cantidad	Importe	%
	Análisis: S/C 08 Unidad: M2					
	CIMBRA METÁLICA PARA GUARNICIONES					
MATERIALES						
	CANAL MONTEN DE 10" X 3 1/2" CALIBRE 10	KG	\$13.54	2.460000	\$33.31	44.03%
	ALAMBRE RECOCIDO	KG	\$15.52	0.198080	\$3.07	4.06%
	VARILLA CORRUGADA ACERO DE REFUERZO DEL	KG	\$11.40	2.339400	\$26.67	35.25%
	Subtotal: MATERIALES				\$63.05	83.33%
MANO DE OBRA						
	CUADRILLA No 5 (1 ALBAÑIL+1 PEON) CONSTRUCCION	JOR	\$923.95	0.013000	\$12.01	15.87%
	Subtotal: MANO DE OBRA				\$12.01	15.87%
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
	HERRAMIENTA MENOR	%	\$12.01	0.030000	\$0.36	0.48%
	PORCENTAJE DE SEGURIDAD	(%)mo	\$12.01	0.020000	\$0.24	0.32%
	Subtotal: EQUIPO Y HERRAMIENTA				\$0.60	0.79%
	Costo directo				\$75.66	
	INDIRECTOS	9%			\$6.81	
	SUBTOTAL				\$82.47	
	FINANCIAMIENTO	0%				
	SUBTOTAL				\$82.47	
	UTILIDAD	8.56%			\$7.06	
	PRECIO UNITARIO				\$89.53	
	(* OCHENTA Y NUEVE PESOS 53/100 M.N. *)					

PROYECTO: ADECUACIÓN AL RELLENO SANITARIO
LOCALIDAD: PUEBLA
MUNICIPIO: PUEBLA

NÚMEROS GENERADORES										
CONCEPTOS		CROQUIS	LOCALIZACIÓN	LARGO	ALTO	ANCHOS	No. DE PIEZAS	TOTALES	UNIDADES	
	RELLENO SANITARIO									
1120 00	EXCAVACION EN CORTE PARA CONSTRUCCION DE CAMINOS.....									
1120 01	EN CUALQUIER MATERIAL EXCEPTO ROCA DESPERDICANDO			A (m ²)	A1 +A2 (m ²)	D/2 (m)	VOL. (m ³)	VOL. ACUM (m ³)	M3.	
			EST.	0.00				0.00		
			0	92.63	92.63	97.27	9009.65695	9,009.66		
			194.53	55.44	148.07	113.14	16751.8995	25,761.56		
			420.8	515.26	570.70	108.98	62192.0325	87,953.59		
			638.75							
				A (m ²)	A1 +A2 (m ²)	D/2 (m)	VOL. (m ³)	VOL. ACUM (m ³)		
			EST.	0.00				0.00		
			0	93.42	93.42	97.27	9086.4963	9,086.50		
			194.53	306.72	400.14	113.14	45269.8389	54,356.34		
			420.8	515.26	821.98	105.67	86854.5167	141,210.85		
			632.13							
		EXCAVACIÓN PARA FORMAR TALUD Y BERMAS					Total	229,164.44		

PROYECTO: ADECUACIÓN AL RELLENO SANITARIO
LOCALIDAD: PUEBLA
MUNICIPIO: PUEBLA

S/C-02	RELLENO DE ARCILLA EN TALUDES COMPACTADO CON EQUIPO.	 RELLENO PARA FORMAR TALUD							M3.
			EST.	A (m ²)	A1 +A2 (m ²)	D/2 (m)	VOL. (m ³)	VOL. ACUM (m ³)	
			0	0.00				0.00	
			194.53	0.00	0.00	97.27	0	0.00	
			420.8	12.39	12.39	113.14	1401.74265	1,401.74	
			638.75	44.83	57.22	108.98	6235.5495	7,637.29	
			EST.	A (m ²)	A1 +A2 (m ²)	D/2 (m)	VOL. (m ³)	VOL. ACUM (m ³)	
			0	0.00				0.00	
			194.53	0.00	0.00	97.27	0	0.00	
			420.8	23.89	23.89	113.14	2702.79515	2,702.80	
			632.13	44.83	68.72	105.67	7261.2988	9,964.09	
							Total	17,601.39	

MUNICIPIO: PUEBLA

CUBIERTA PARA TALUD, CAMINO, BERMAS Y SECCIÓN DE CANAL

MUNICIPIO: PUEBLA

SECCI+ON EN TIERRA

MUNICIPIO: PUEBLA

NÚMEROS GENERADORES

[illegible]

MUNICIPIO: PUEBLA

NÚMEROS GENERADORES

[illegible]

MUNICIPIO: PUEBLA

NÚMEROS GENERADORES	
---------------------	--

0.15

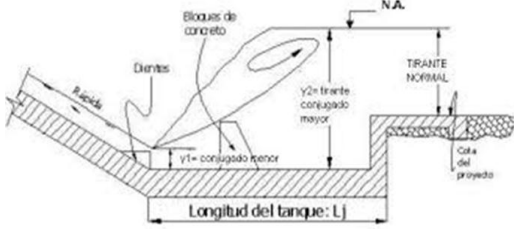
0.30

Var #3 @ 20cm,
ambas direcciones

GUARNICIÓN

Sin Escala (cotas en c

PROYECTO: ADECUACIÓN AL RELLENO SANITARIO
LOCALIDAD: PUEBLA
MUNICIPIO: PUEBLA

NÚMEROS GENERADORES									
CONCEPTOS		CROQUIS	LOCALIZACIÓN	LARGO	ALTO	ANCHOS	No. DE PIEZAS	TOTALES	UNIDADES
S/C 09	OBRAS ACCESORIAS CONSTRUCCION DE TANQUE AMORTIGUADOR, INCLUYE:						5	5.00	PZA

PROYECTO ADECUACIÓN AL RELLENO SANITARIO LOCALIDAD PUEBLA MUNICIPIO PUEBLA						DOCUMENTO
P R E S U P U E S T O B A S E						
Código	Concepto	Unidad	Cantidad	P. Unitario Con Numero	Precio Unitario con Letra	Importe
1	SECCION					
1005 01	LIMPIEZA Y TRAZO EN EL AREA DE TRABAJO.	M2.	675.50	\$11.37		\$7,680.44
1100 00	EXCAVACION CON EQUIPO PARA ZANJAS EN CUALQUIER MATERIAL EXCEPTO ROCA, EN SECO....					
1100 01	EN ZONA A DE 0 A 6.00 MTS. DE PROFUNDIDAD.	M3.	130.28	\$19.23		\$2,505.28
1131 00	RELLENO EN ZANJAS.....					
1131 05	COMPACTADO AL 90% PROCTOR, CON MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACION.	M3.	28.95	\$81.16		\$2,349.58
4030 00	FABRICACION Y COLADO DE CONCRETO VIBRADO Y CURADO....					
4030 01	DE F'C= 100 KG/CM2.	M3.	33.78	\$1,964.40		\$66,357.43
4030 02	DE F'C= 150 KG/CM2.	M3.	139.35	\$2,122.45		\$295,763.41
4080 00	CIMBRA DE MADERA PARA ACABADOS NO APARENTES EN.....					
4080 01	CIMENTACIONES.	M2.	1,447.50	\$150.45		\$217,776.38
4090 01	SUMINISTRO Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO.	KG.	10,382.02	\$21.08		\$218,852.98
TOTAL 1 SECCION						\$811,285.50
2	RELLENO SANITARIO					
1120 00	EXCAVACION EN CORTE PARA CONSTRUCCION DE CAMINOS.....					
1120 01	EN CUALQUIER MATERIAL EXCEPTO ROCA DESPERDICIANDO EL MATERIAL.	M3.	229,164.44	\$21.17		\$4,851,411.19
S/C-02	RELLENO DE ARCILLA EN TALUDES COMPACTADO CON EQUIPO.	M3.	17,601.39	\$218.13		\$3,839,391.20
S/C-03	CUBIERTA DE TALUD A BASE DE ARCILLA CON EQUIPO.	M3.	34,915.30	\$199.23		\$6,956,175.22
1100 00	EXCAVACION CON EQUIPO PARA ZANJAS EN CUALQUIER MATERIAL EXCEPTO ROCA, EN SECO....					
1100 01	EN ZONA A DE 0 A 6.00 MTS. DE PROFUNDIDAD.	M3.	749.77	\$19.23		\$14,418.08
TOTAL 2 RELLENO SANITARIO						\$15,661,395.69

PROYECTO ADECUACIÓN AL RELLENO SANITARIO LOCALIDAD PUEBLA MUNICIPIO PUEBLA					DOCUMENTO
P R E S U P U E S T O B A S E					
3	ESTUCTURA DE PASO PARA CAMIONES (4 PZAS)				
1005 01	LIMPIEZA Y TRAZO EN EL AREA DE TRABAJO.	M2.	24.00	\$11.37	\$272.88
1100 00	EXCAVACION CON EQUIPO PARA ZANJAS EN CUALQUIER MATERIAL EXCEPTO ROCA, EN SECO....				
1100 01	EN ZONA A DE 0 A 6.00 MTS. DE PROFUNDIDAD.	M3.	18.72	\$19.23	\$359.99
1131 00	RELLENO EN ZANJAS.....				
1131 05	COMPACTADO AL 90% PROCTOR, CON MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACION.	M3.	1.92	\$81.16	\$155.83
4030 00	FABRICACION Y COLADO DE CONCRETO VIBRADO Y CURADO....				
4030 01	DE F'C= 100 KG/CM2.	M3.	1.20	\$1,964.40	\$2,357.28
4030 05	DE F'C= 250 KG/CM2.	M3.	15.36	\$2,364.81	\$36,323.48
4080 00	CIMBRA DE MADERA PARA ACABADOS NO APARENTES EN.....				
4080 01	CIMENTACIONES.	M2.	67.20	\$150.45	\$10,110.24
4090 01	SUMINISTRO Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO.	KG.	2,166.65	\$21.08	\$45,672.98
TOTAL 3 ESTUCTURA DE PASO PARA CAMIONES (4 PZAS)					\$95,252.68
4	GUARNICIÓN DE CONCRETO SIMPLE F'c = 150 kg/cm² DE 15 X 30CM.				
1005 01	LIMPIEZA Y TRAZO EN EL AREA DE TRABAJO.	M2.	667.50	\$11.37	\$7,589.48
1010 00	EXCAVACION A MANO PARA ZANJAS ENCUALQUIER MATERIAL EXCEPTO ROCA , EN SECO....				
1010 02	HASTA 2.00 MTS. DE PROFUNDIDAD.	M3.	100.13	\$102.82	\$10,295.37
1131 00	RELLENO EN ZANJAS.....				
1131 03	COMPACTADO AL 85% PROCTOR, CON MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACION.	M3.	50.06	\$70.65	\$3,536.74
4030 00	FABRICACION Y COLADO DE CONCRETO VIBRADO Y CURADO....				
4030 02	DE F'C= 150 KG/CM2.	M3.	100.13	\$2,122.45	\$212,520.92
S/C 08	CIMBRA METÁLICA PARA GUARNICIONES	M2	1,335.00	\$89.53	\$119,522.55
4090 01	SUMINISTRO Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO.	KG.	5,948.94	\$21.08	\$125,403.66
TOTAL 4 GUARNICIÓN DE CONCRETO SIMPLE F'c = 150 kg/cm² DE 15 X 30CM.					\$478,868.72

PROYECTO ADECUACIÓN AL RELLENO SANITARIO LOCALIDAD PUEBLA MUNICIPIO PUEBLA						DOCUMENTO
P R E S U P U E S T O B A S E						
5	OBRAS ACCESORIAS					
S/C 09	CONSTRUCCION DE TANQUE AMORTIGUADOR, INCLUYE: TRAZO, ACERO DE	PZA	5.00	\$50,000.00		\$250,000.00
S/C 10	JUNTA ASFALTICA	ML	1,450.00	\$8.43		\$12,223.50
TOTAL 5 OBRAS ACCESORIAS						\$262.223.50
TOTAL DEL PRESUPUESTO MOSTRADO SIN IVA:						\$17,309,026.09
IVA 16.00%						\$2,769,444.17
TOTAL DEL PRESUPUESTO MOSTRADO:						\$20,078,470.26

