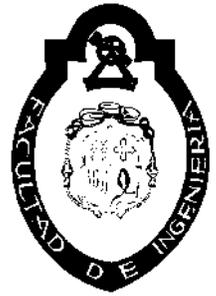




UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN
NICOLÁS DE HIDALGO



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

“DIMENSIONAMIENTO DE UNA PRESA PARA
ALMACENAMIENTO Y CONTROL DE AVENIDAS”

TESIS

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

JOSÉ SERGIO CAMPUZANO CHÁVEZ

ASESOR:

DR.CONSTANTINO DOMÍNGUEZ SÁNCHEZ

MORELIA, MICHOACÁN, OCTUBRE 2015

ÍNDICE

1	INTRODUCCIÓN	10
2	ANTECEDENTES	12
2.1	Desabasto de agua	12
2.2	Inundaciones	18
2.3	Presas	21
2.4	Herramientas informáticas	24
2.4.1	Arc GIS	25
2.4.2	AutoCAD	25
2.4.3	SIHIMAX	25
3	ESTUDIOS BÁSICOS	26
3.1	Estudio geológico	26
3.2	Estudio topográfico	28
3.3	Estudio hidrológico	29
3.3.1	Localización	29
3.3.1.1	Macro localización	29
3.3.1.2	Micro localización	30
3.3.2	Características de la cuenca	30
3.3.2.1	Longitud y pendiente de la corriente principal	32
3.3.2.2	Pendiente de la cuenca	34
3.3.2.3	Elevaciones de la cuenca	35
3.3.3	Análisis de los datos de precipitación	37
3.3.4	Lluvia media anual	41
3.3.4.1	Método Polígonos de Thiessen	41
3.3.4.2	Método Isoyetas	42
3.3.5	Disponibilidad hídrica media anual	44
3.3.6	Hidrograma, gasto máximo	45
3.3.6.1	IDT	45
3.3.6.2	Gasto máximo	46
3.3.7	Resumen de resultados del estudio hidrológico	49
4	DISEÑO DE LA PRESA	50
4.1	Volúmenes y niveles característicos	50

4.1.1	Curvas características	50
4.1.2	Volumen de azolve	51
4.1.3	Volumen útil	51
4.1.4	Volumen para control de avenidas	51
4.1.5	NAMin	52
4.1.6	NAMO	52
4.1.7	NAME	52
4.2	Altura de la presa	56
4.3	Análisis de estabilidad de la presa	56
5	BENEFICIOS DE LA PRESA	66
5.1	Control de avenidas	69
5.2	Abastecimiento.	72
6	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	76
6.1	Conclusiones	78
6.2	Recomendaciones	78
7	BIBLIOGRAFÍA	80

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

ILUSTRACIÓN 1. SECTORES DE LA CIUDAD Y LOCALIZACIÓN DE POZOS MORELIA (OOAPAS 2006) -----	17
ILUSTRACIÓN 2. BALANCE ENTRE OFERTA Y DEMANDA DE AGUA, POR SECTOR (OOAPAS, MAV., 2005)-----	18
ILUSTRACIÓN 3. LATERAL DE LA AVENIDA JUÁREZ, AL SUR DE MORELIA, MICHOACÁN -----	20
ILUSTRACIÓN 4. AVENIDA HÉROES ANÓNIMOS DE LA INDEPENDENCIA. A LA IZQUIERDA SE ENCUENTRA EL RÍO GRANDE, CON AFLUENCIA EXCESIVA; A LA DERECHA, UNA CANCHA DE FÚTBOL COMPLETAMENTE INUNDADA. -----	20
ILUSTRACIÓN 5. AVENIDA CAMELINAS, A LA ALTURA DE PLAZA CAMELINAS. LA CANTIDAD DE AGUA EN LA VIALIDAD ES NOTABLE. -----	21
ILUSTRACIÓN 6. BOULEVARD GARCÍA DE LEÓN AFECTADO POR LA LLUVIA EN LA CIUDAD. -----	21
ILUSTRACIÓN 7. MAPA DE PRESAS DE MÉXICO, LOS COLORES REPRESENTAN LA CAPACIDAD EN HM ³ : ROJO MENOR DE 300, VERDE 301 A 1000, MORADO 1001 A 4000, AZUL MAYOR A 4000. (CONAGUA, 2012) (ATLAS DIGITAL DE MÉXICO)-----	23
ILUSTRACIÓN 8. MAPA DE PRESAS DE IMPORTANCIA EN EL ESTADO DE MICHOACÁN (CONAGUA, 2012) --	24
ILUSTRACIÓN 9. MAPA GEOLÓGICO -----	27
ILUSTRACIÓN 10. MAPA TOPOGRÁFICO -----	29
ILUSTRACIÓN 11. MACRO LOCALIZACIÓN -----	30
ILUSTRACIÓN 12. MICRO LOCALIZACIÓN -----	31
ILUSTRACIÓN 13. CUENCA EN ARCGIS -----	32
ILUSTRACIÓN 14. MAPA DE PENDIENTES DE LA CUENCA -----	35
ILUSTRACIÓN 15. MAPA DE ELEVACIONES DE LA CUENCA -----	36
ILUSTRACIÓN 16. MAPA DE ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS ALREDEDOR DE LA CUENCA-----	38
ILUSTRACIÓN 17. MAPA DE POLÍGONOS DE THIESSEN. -----	42
ILUSTRACIÓN 18. MAPA DE ISOYETAS-----	43
ILUSTRACIÓN 19. CURVAS IDT-----	46
ILUSTRACIÓN 20. PRINCIPALES COMPONENTES DE UN EMBALSE. -----	50
ILUSTRACIÓN 21. CURVA ÁREA-ELEVACIÓN -----	50
ILUSTRACIÓN 22. CURVA VOLUMEN-ELEVACIÓN -----	51
ILUSTRACIÓN 23. HIDROGRAMA DE ENTRADA Y SALIDA -----	54
ILUSTRACIÓN 24. PLANTA DE LOCALIZACIÓN DEL FETCH -----	54
ILUSTRACIÓN 25. LOCALIZACIÓN DE NIVELES Y VOLÚMENES DEL EMBALSE -----	55
ILUSTRACIÓN 26. DIAGRAMA DE ESFUERZOS -----	65
ILUSTRACIÓN 27. ESQUEMA DE UNA PRESA PARA GENERACIÓN DE ENERGÍA HIDROELÉCTRICA -----	66
ILUSTRACIÓN 28. RIEGO A GRAVEDAD MEDIANTE CANALES. ESTO PUEDE PRESENTARSE EN PRESAS PEQUEÑAS ESPECIALES PARA RIEGO DE ZONAS AGRÍCOLAS -----	67
ILUSTRACIÓN 29. PRESA DE COINTZIO EN MORELIA, MICHOACÁN. USADA TAMBIÉN PARA EL CONTROL DEL FLUJO EN LOS RÍOS QUE TRAVIESAN LA CIUDAD -----	68
ILUSTRACIÓN 30. PRESA PARA ABASTECIMIENTO DE AGUA; SE PUEDE OBSERVAR LA POBLACIÓN ALREDEDOR DE LA PRESA ASÍ COMO LAS OBRAS DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA -----	68
ILUSTRACIÓN 31. AVENIDA CAMELINAS, VISTA DE OESTE A ESTE, A LA ALTURA DE PLAZA MORELIA. -----	71
ILUSTRACIÓN 32. AVENIDA CAMELINAS, FRENTE A PLAZA LAS AMÉRICAS DE OESTE A ESTE. -----	71
ILUSTRACIÓN 33. AVENIDA CAMELINAS, EN EL CRUCE QUE SE ENCUENTRA EN LA ESQUINA DE PLAZA LAS AMÉRICAS. VISTO DE ESTE A OESTE -----	71
ILUSTRACIÓN 34. AVENIDA CAMELINAS, EN EL MISMO CRUCE QUE LA ILUSTRACIÓN ANTERIOR PERO VISTO DE LA OTRA ESQUINA, ESTE A OESTE. -----	72
ILUSTRACIÓN 35. COLONIAS PROPUESTAS PARA EL ABASTECIMIENTO-----	73
ILUSTRACIÓN 36. DIMENSIONES DE LA CORTINA DE LA PRESA (CORTE TRANSVERSAL) -----	76
ILUSTRACIÓN 37. PERSPECTIVA 30°, 60°-----	77
ILUSTRACIÓN 38. UBICACIÓN DE LA CORTINA EN EL PERFIL DEL TERRENO-----	77

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1. CÁLCULO DE LA PENDIENTE DE LA CORRIENTE PRINCIPAL	33
TABLA 2. CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA	36
TABLA 3. LISTADO ESTACIONES METEOROLÓGICAS.....	38
TABLA 4. PRECIPITACIÓN MÁXIMA MENSUAL (SAN MIGUEL 16114).....	39
TABLA 5. CÁLCULO DE LA PRECIPITACIÓN MEDIA DE LA CUENCA POR POLÍGONOS DE THIESSEN	42
TABLA 6. CÁLCULO DE LA PRECIPITACIÓN MEDIA DE LA CUENCA POR ISOYETAS.....	43
TABLA 7. ECUACIONES DE LAS CURVAS IDT.....	46
TABLA 8. PARÁMETROS PARA EL MÉTODO RACIONAL.	48
TABLA 9. GASTOS PICOS A DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO.....	48
TABLA 10. HIDROGRAMA DE ENTRADA Y SALIDA	53
TABLA 11. CARACTERÍSTICAS DEL VERTEDOR	53
TABLA 12. ALTURA DE LA OLA	55
TABLA 13. LOCALIZACIÓN DE NIVELES Y VOLÚMENES CARACTERÍSTICOS	55
TABLA 14. ALTURAS DE LOS NIVELES DE LA PRESA	56
TABLA 15. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LOS MATERIALES	60
TABLA 16. NIVELES DE LA PRESA.....	60
TABLA 17. PARÁMETROS UTILIZADOS.....	61
TABLA 18. CARACTERÍSTICAS PARA LOS PARÁMETROS DE SEGURIDAD	61
TABLA 19. AGUA AL NAMO CONDICIÓN ORDINARIA.....	62
TABLA 20. AGUA AL NAMO CON SISMO CONDICIÓN EXTRAORDINARIA	62
TABLA 21. PRESA VACÍA CON SISMO CONDICIÓN EXTRAORDINARIA.....	63
TABLA 22. AGUA AL NAME CONDICIÓN EXTRAORDINARIA	63
TABLA 23. PRESA VACÍA	64
TABLA 24. RESUMEN DE CONDICIONES DE SEGURIDAD	64
TABLA 25. DENSIDAD DE POBLACIÓN (INEGI).....	74
TABLA 26. DOTACIÓN	74
TABLA 27. COLONIAS Y SUS ÁREAS.....	74
TABLA 28. POBLACIÓN BENEFICIADA.....	75
TABLA 29. AGUA REQUERIDA PARA LAS COLONIAS POR DÍA	75
TABLA 30. ABASTO PARA UN AÑO	75

ÍNDICE DE ECUACIONES

ECUACIÓN 1. PENDIENTE CORRIENTE PRINCIPAL (TAYLOR-SCHWARZ) -----	32
ECUACIÓN 2. VOLUMEN DE ESCURRIMIENTO -----	44
ECUACIÓN 3. ECUACIÓN CE, PARA K MENOR A 0.15 -----	44
ECUACIÓN 4. ECUACIÓN CE, PARA K MAYOR A 0.15 -----	44
ECUACIÓN 5. GASTO PICO, MÉTODO RACIONAL -----	48
ECUACIÓN 6. RESISTENCIA DE DISEÑO -----	57
ECUACIÓN 7. EMPUJE HIDROSTÁTICO -----	58
ECUACIÓN 8. ESFUERZOS MÍNIMOS -----	58
ECUACIÓN 9. COEFICIENTE DE FRICCIÓN -----	59
ECUACIÓN 10. REVISIÓN DE ESFUERZOS (FÓRMULA DE LA ESCUADRÍA) -----	59

AGRADECIMIENTOS

A Dios por permitirme concluir esta etapa de mi vida y por darme fuerzas para seguir en los momentos difíciles.

Al consejo estatal de ciencia y tecnología e innovación del estado de Michoacán por el apoyo a la elaboración de esta tesis.

A mi asesor, el Dr. Constantino Domínguez Sánchez y a la Dra. Sonia Tatiana Sánchez Quispe por el apoyo y la paciencia que tuvieron conmigo al proporcionarme el conocimiento necesario para este proyecto.

Gracias a mis mejores amigas y hermanas de ésta travesía, Laura Idalia Blanco y Nadia Soto, que me apoyaron y me permitieron entrar en su vida a lo largo de la carrera, gracias.

DEDICATORIAS

A mi familia ya que por ellos soy lo que soy. Para mis padres por su apoyo, por su amor y por ayudarme con los recursos necesarios para estudiar.

Al amor de mi vida, Nadia Soto quien me apoyo y alentó a continuar todo el tiempo, sin ti esto hubiera sido muy pesado.

1 INTRODUCCIÓN

En algunos municipios del estado de Michoacán es frecuente el problema del agua asociado al déficit en el suministro y al de inundaciones. En el primer caso es común el tandeo del agua debido a la falta de volúmenes para atender de forma simultánea a todos los usuarios, así como a la nula disponibilidad en los acuíferos ya que el 40% de estos se encuentran sobreexplotados. En el segundo caso los escurrimientos provocados por las lluvias están originando daños al patrimonio de las personas y a la infraestructura urbana.

La disponibilidad del agua en el estado de Michoacán, de acuerdo al balance hidráulico de los acuíferos, muestra que de 21 acuíferos existentes 8 se encuentran sobreexplotados, casi el 40%. Lo que significa que todos los municipios que se abastecen de esos acuíferos no podrán disponer de más agua de ese origen; se tendrá que recurrir al aprovechamiento de las aguas provenientes de las corrientes en temporada de lluvia. Por otra parte, en el estado de Michoacán suceden inundaciones año con año: en 2003, 17 municipios fueron afectados, otros tantos en 2005, entre ellos se pueden citar Aguililla, Aquila, Tuxpan, Anganguero, Ocampo, Maravatio, Briseña, Penjamillo, Numarán, la Piedad y Morelia. En Morelia varias colonias fueron afectadas, en tanto que en los otros municipios personas y cultivos fueron afectados.

La ciudad de Morelia no es ajena a esta problemática, fundamentalmente en la parte norte de la ciudad se presenta la situación antes mencionada. El presente trabajo pretende contribuir a resolver dicha problemática mediante la propuesta de aprovechamiento de los escurrimientos provenientes de una de las corrientes localizadas en esa zona, con el propósito de mejorar el suministro a la demanda y disminuir los daños a la infraestructura vial.

Además, este trabajo podría contribuir al aprovechamiento de las aguas superficiales de las corrientes, esto mediante la propuesta del dimensionamiento de presas de almacenamiento con fines de uso urbano (potable) y para el control de avenidas

(inundaciones), que pueda ser aplicable al municipio de Morelia que presenta tal problemática.

Esta propuesta puede usarse no solo en la población en la que se propone, sino que también puede generalizarse a cualquier municipio del estado de Michoacán, haciendo las correspondientes adaptaciones. Para ello, en el trabajo se utilizaron criterios que se usan cotidianamente en el cálculo de las dimensiones de presas en México, así como herramientas informáticas que agilicen los dichos cálculos.

2 ANTECEDENTES

2.1 Desabasto de agua

La escasez de agua afecta ya a todos los continentes. Cerca de 1.200 millones de personas, casi una quinta parte de la población mundial, vive en áreas de escasez física de agua, mientras que 500 millones se aproximan a esta situación. Otros 1.600 millones, alrededor de un cuarto de la población mundial, se enfrentan a situaciones de escasez económica de agua, donde los países carecen de la infraestructura necesaria para transportar el agua desde ríos y acuíferos.

La escasez de agua constituye uno de los principales desafíos del siglo XXI al que se están enfrentando ya numerosas sociedades de todo el mundo. A lo largo del último siglo, el uso y consumo de agua creció a un ritmo dos veces superior al de la tasa de crecimiento de la población y, aunque no se puede hablar de escasez hídrica a nivel global, va en aumento el número de regiones con niveles crónicos de carencia de agua.

La escasez de agua es un fenómeno no solo natural sino también causado por la acción del ser humano. Hay suficiente agua potable en el planeta para abastecer a 6.000 millones de personas, pero ésta está distribuida de forma irregular, se desperdicia, está contaminada y se gestiona de forma insostenible.

- La escasez de agua y los ODM

La forma de gestionar el problema de la escasez de agua será determinante para la consecución o no de la mayoría de los Objetivos de Desarrollo del Milenio:

ODM 1: El acceso a agua para uso doméstico y productivo como agricultura, industria y otras actividades económicas, influyen directamente sobre la pobreza y la seguridad alimentaria.

ODM 2: La magnitud de acontecimientos catastróficos y cada vez más recurrentes como las sequías, interrumpen el proceso educativo.

ODM 3: El acceso al agua, en particular bajo condiciones de escasos recursos, tiene importantes implicaciones de género que afectan al capital social y económico de las mujeres en términos de liderazgo, ingresos y oportunidades de relacionarse.

ODM 4 y 5: Unos programas de gestión de los recursos hídricos equitativos y fiables reducen la vulnerabilidad de los más pobres frente a los imprevistos, lo que además les proporciona unos medios de vida más seguros y rentables de para el cuidado de sus hijos.

ODM 6: El acceso a una fuente de agua mejorada y a sistemas de tratamiento de las aguas residuales en los asentamientos humanos reduce la transmisión de los riesgos ligados a enfermedades transmitidas por mosquitos como la malaria y la fiebre del dengue.

ODM 7: Un tratamiento adecuado de las aguas residuales contribuye a reducir la presión sobre los recursos de agua potable, ayudando a proteger la salud humana y del medio ambiente.

ODM 8: La escasez de agua requiere reforzar cada vez más la cooperación internacional en el campo de las tecnologías para aumentar la productividad y las oportunidades de financiación de los recursos hídricos y un entorno mejorado para compartir los beneficios de la gestión de la escasez del agua.

- Estrés hídrico y escasez de agua

Habitualmente, los hidrólogos miden la escasez de agua a través de la relación agua/población. Una zona experimentará estrés hídrico cuando su suministro anual de agua caiga por debajo de los 1.700 m³ por persona. Cuando ese mismo suministro anual cae por debajo de los 1.000 m³ por persona, entonces se habla de escasez de agua. Y de escasez absoluta de agua cuando la tasa es menor a 500 m³.

La escasez de agua se define como el punto en el que, el impacto agregado de todos los usuarios, bajo determinado orden institucional, afecta al suministro o a la calidad del agua, de forma que la demanda de todos los sectores, incluido el medioambiental,

no puede ser completamente satisfecha. La escasez de agua es pues un concepto relativo y puede darse bajo cualquier nivel de oferta o demanda de recursos hídricos. La escasez puede ser una construcción social (producto de la opulencia, las expectativas y unas costumbres arraigadas) o consecuencia de la variación en los patrones de la oferta, derivados, por ejemplo, del cambio climático. (IMTA, 2012)

El agua es un recurso natural vital para la existencia de la vida, su abastecimiento en los centros de población cada vez tiene mayor demanda debido a cambios principalmente demográficos; en consecuencia el aumento de la densidad de la vivienda y el actual modelo de gestión, provoca mayor requerimiento de equipamiento urbano e infraestructura donde se genera consumo de recursos hídricos excesivos. La disponibilidad del consumo de agua está en riesgo debido a las afectaciones que han sufrido las principales fuentes de abastecimiento (pozos de agua, lagunas, cuencas), la extracción excesiva del agua de los pozos, desecación de lagos, contaminación de ríos, contaminación de mantos acuíferos principalmente.

El desabasto del agua, no es un fenómeno nuevo sin embargo ha venido a tomar más importancia debido a que se ha agudizado en centros de población a nivel mundial. Se han planteado teorías y prácticas para mitigar los impactos como son el uso eficaz del agua de la red, la utilización del agua de los ríos circundantes a la ciudad, la reutilización de las aguas grises o el aprovechamiento de las aguas pluviales, estas no han sido puestas en práctica para beneficiarse de estas. En el desarrollo de esta investigación se da énfasis en la aplicación de estrategias y tecnologías para captar, infiltrar y reutilizar el agua de lluvia.

Todo esto se ve reflejado en Morelia de diferentes formas, en los siguientes párrafos se presentan notas periodísticas que muestran el problema en la ciudad:

- Morelia, Michoacán.- Tras reportar que doce colonias de Morelia, las cuales representan una población de 33 mil 755 vecinos, quienes desde el día jueves se quedaron sin agua potable a causa del robo en tres pozos del Organismo Operador de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento de Morelia (OOAPAS), habitantes opinaron que el agua es vital para el ser humano e

indispensable para realizar las labores diarias, por lo que las autoridades municipales no deberían ser tan irresponsables y dejar sin apoyo a la ciudadanía.

- El día 17 de enero, por medio de un comunicado enviado por el OOAPAS, se informó que por robo y daño en tres pozos que abastecen a más de doce colonias de la ciudad, el personal encargado detectó que el servicio no podría seguir con normalidad, por lo que sería suspendido hasta nuevo aviso, afectando principalmente a las colonias Mirador del Punhuato, Unión Ejidal Isaac Arriaga, Lázaro Cárdenas, Nuevo Amanecer y 18 de Mayo.
- Morelia, Mich., 28 de enero. Incidirán el crecimiento demográfico y la contaminación; en el estado, 9.4% de habitantes carecen del fluido, revela informe de la Conagua. La disponibilidad de agua por habitante en Michoacán en los próximos 20 años será de "baja" a "muy baja", según pronósticos de la Comisión Nacional de Agua (CONAGUA), que atribuyó la escasez al crecimiento poblacional, a la contaminación, a la falta de una cultura de prevención, a la limitada capacidad de las plantas tratadoras y potabilizadoras, y a la ausencia de programas de rehabilitación y restauración de las zonas hídricas.

Según las *Estadísticas del agua en México 2005*, en Michoacán 9.4 por ciento de la población carece de servicio de agua potable y 24.7 por ciento de alcantarillado, ya que las autoridades dan prioridad a los servicios en ciudades con más de 50 mil habitantes y dejan de lado a núcleos agrarios y comunidades pequeñas.

Además, 47.4 por ciento de los cuerpos de agua superficiales del estado están contaminados, básicamente por la actividad pecuaria, los núcleos urbanos con más de 100 mil habitantes y el sector servicios.

Según el diagnóstico de la dependencia, las 11 cuencas hidrológicas más contaminadas son Lerma, Balsas (principales suministradoras de agua del

estado), Pánuco, Blanco, Guayalejo, San Juan, Culiacán, Fuerte Coahuayana, Nazas y Conchos, además del lago de Pátzcuaro, las cuales reciben 59 por ciento de las descargas contaminantes.

En la cuenca del río Lerma-Santiago-Chapala, que abarca los municipios de Briseñas, Jiquilpan, Sixto Verduzco, La Piedad, Quiroga, Sahuayo, Venustiano Carranza, Zacapu, Zamora y Pastor Ortiz, entre otros, la clasificación va de contaminada a demasiado contaminada, sobre todo en el cruce del río Lerma por La Piedad, donde es alto el impacto de descargas residuales crudas.

Respecto a la disponibilidad de agua, indica que en 2005 se consumieron en la cuenca del Balsas, 2 mil 703 metros cúbicos por habitante y para 2025 serán apenas 2 mil 403, por lo que la clasificación es "baja", toda vez que en el primer periodo vivían en esa zona 10 millones 789 mil personas y se prevé que dentro de 20 años habrá 12 millones 200 mil.

En la Cuenca Lerma-Chapala-Santiago (donde se encuentra Morelia) la tasa de consumo actual es de mil 820 metros cúbicos por habitante al año, y en dos décadas sólo tendrán mil 583, lo que la pone en una clasificación "muy baja".

En esa zona vivían hasta el año pasado 20 millones 506 mil personas; para 2025 vivirían 23 millones 307 mil. (CONAGUA, 2006).

En cuanto al suministro de agua a la ciudad de Morelia, este proviene de fuentes de origen superficial y de fuentes de origen subterráneo; la primera la constituye la Presa de Cointzio y los manantiales de la Mintzita, San Miguel y el Salto, y la Higuera, que aportan el 50 % del agua producida, en tanto que las segundas aportan el restante 50 % mediante los pozos localizados en la ciudad. Una producción de aproximadamente 3147 lps sin descontar la pérdida de agua por fugas, consideradas del 40 %. Esto, para abastecer una población del orden de los 729 279 habitantes. (Instituto Nacional de Estadística y Geografía [INEGI], 2010).

En la ilustración 1 se muestran los sectores en los que se puede dividir la ciudad de Morelia, esto con el fin de facilitar la ubicación de la zona estudiada en este trabajo, la

cual se ubica en el sector Revolución Oriente de Morelia; además se pueden observar los pozos de extracción de agua.

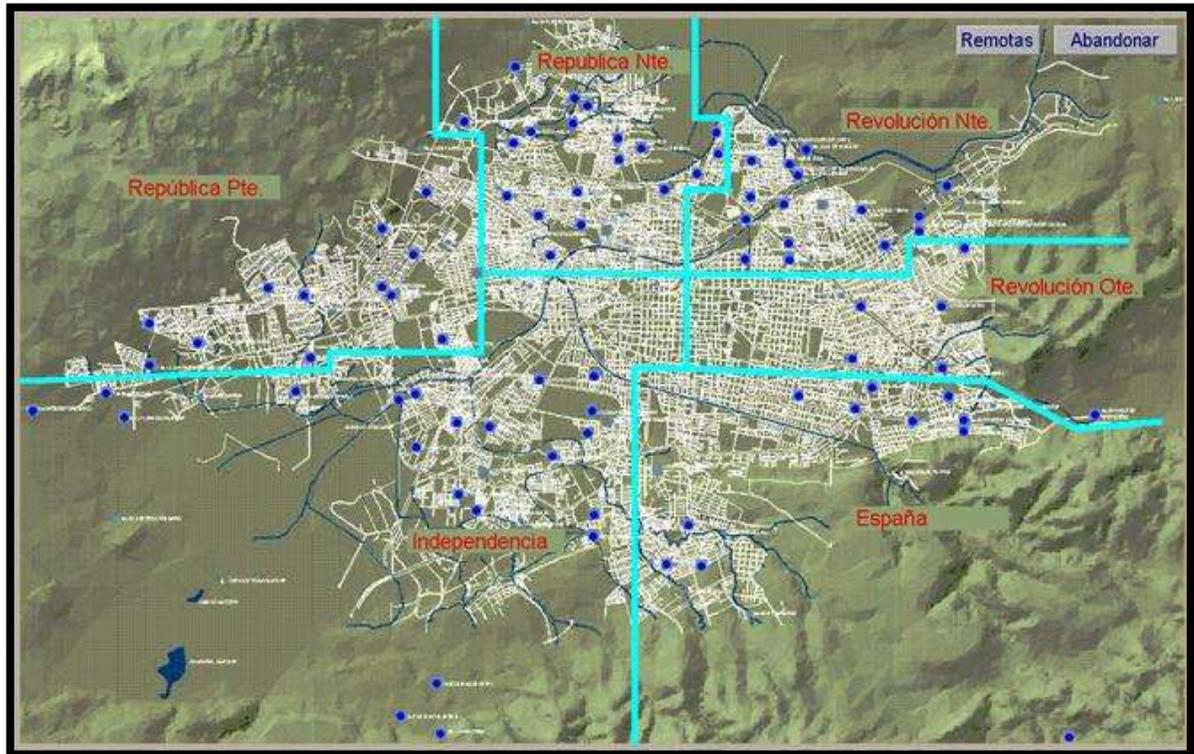


Ilustración 1. Sectores de la ciudad y localización de pozos Morelia (OOAPAS 2006)

Como se ha descrito en este capítulo, la escasez de agua esté presente en nuestra ciudad; en la ilustración 2 se aprecia la oferta y la demanda de agua en Morelia, las gráficas de barras muestran que en el sector Revolución Oriente se tiene un déficit entre la oferta y la demanda. Es aquí donde se pretende aprovechar el escurrimiento superficial de las corrientes para disminuir dicho déficit.

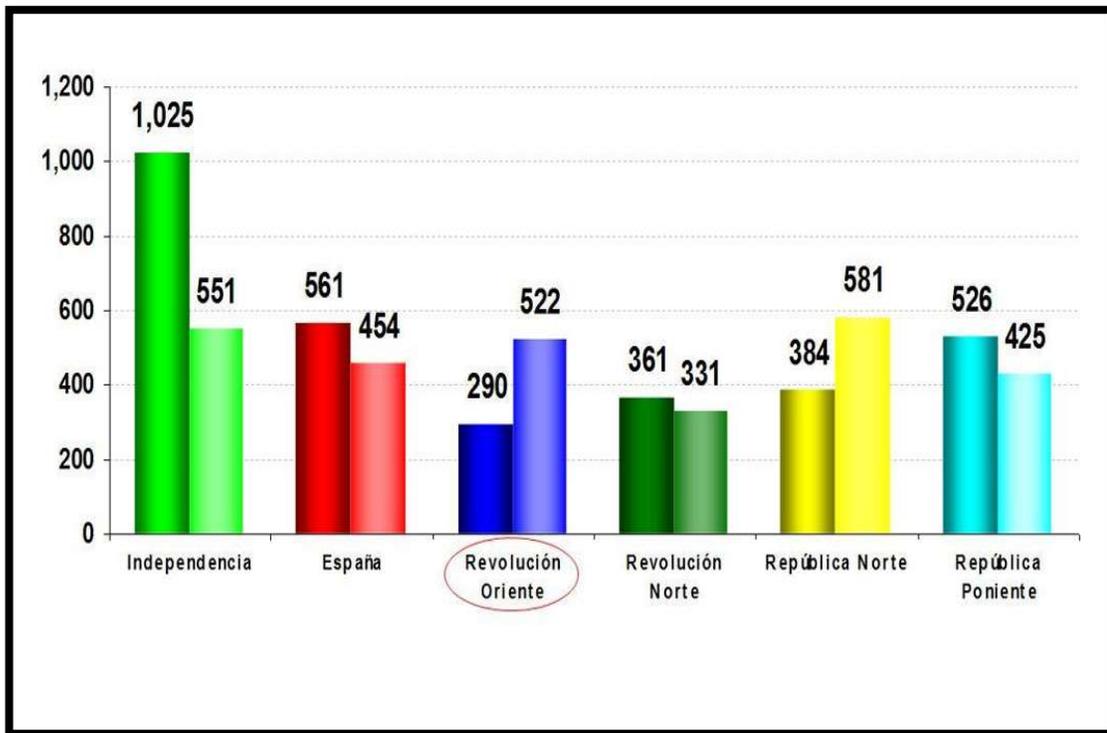


Ilustración 2. Balance entre oferta y demanda de agua, por sector (OOAPAS, MAV., 2005)

2.2 Inundaciones

Las inundaciones se han presentado a lo largo de los años por las crecientes de los principales cauces en todo el mundo, esto a causa de avenidas extremas o por el mal funcionamiento de las obras de drenaje, esto afectando a países tanto de primer como de tercer mundo, sin embargo en los países de tercer mundo se presentan con mayor frecuencia por la poca atención en el mantenimiento de las obras de drenaje, por de los cauces.

Durante las últimas décadas las ciudades en riesgo se han incrementado considerablemente, en especial sobre países en desarrollo, estimulado por el crecimiento demográfico y la constante reconfiguración urbana. Estos parámetros se manifiestan en la expansión urbana, conformando sectores periurbanos marginales y precarios que al ser impactados por eventos de inundaciones magnifican sus condiciones de vulnerabilidad. (Hernández et al., 2010).

El cambio climático y los problemas de inundaciones derivados de esta, se están incrementando de forma paralela al crecimiento poblacional y económico en las ciudades, lo que ocasiona un incremento en las condiciones de vulnerabilidad y los costos de un desastre.

Entre 1991 al 2005 el 25% de los desastres ocurridos en el mundo se atribuyeron a las inundaciones. De ahí la importancia de estudiar este tipo de evento ya que la recurrencia de estos es muy elevada. En Norteamérica es el segundo tipo de peligro más recurrente. Lo que permite afirmar que las inundaciones se presentan como uno de los tipos de desastre que afecta con mayor frecuencia a nuestras sociedades. La mayoría de las veces están asociados a fenómenos mayores de carácter regional o incluso global y sus impactos en los asentamientos humanos han sido muy elevados.

En zonas urbanas, la ocupación de las franjas de terreno inmediatas a los cauces de los ríos, la acumulación de desechos sólidos, la construcción de muros junto a cauces de ríos, la existencia de alcantarillas y puentes con dimensiones menores a la de sus avenidas máximas, la deforestación histórica, la urbanización de las cuencas por el crecimiento de las ciudades imperante en nuestros tiempos, junto con otros factores, han contribuido de forma decidida en aumentar la vulnerabilidad de nuestra sociedad a este tipo de fenómeno.

En México se han presentado inundaciones considerables que han ocasionado pérdidas humanas y daños materiales incalculables. (García et al., 2013).

En el caso de la ciudad de Morelia, la expansión urbana ha hecho que áreas con condiciones caracterizadas como de alto grado de peligrosidad hidrológica e hidráulica fueran objeto de una indiscriminada urbanización, en particular extensas zonas sujetas a inundaciones (Arreygue-Rocha, 2004). La rectificación de los ríos Grande y Chiquito (Vargas, 1995), a finales de los años treinta, así como, la posterior construcción de la presa de Cointzio y la implementación del sistema de riego San Bartolo Queréndaro, impulsan el desarrollo agrícola y aumentan la capacidad de dotar de agua potable a mayor cantidad de habitantes. Situación que, entre otras, propicia el crecimiento

urbano y el comienzo de un caótico y desmesurado crecimiento a principios de los setenta.

El tema de las inundaciones en la ciudad de Morelia ha sido trabajado desde distintas perspectivas y por diversas instituciones e investigadores. La información derivada de dichas investigaciones constituye el insumo básico para establecer el escenario de susceptibilidad a inundaciones.

Es de conocimiento general en la ciudad, que las inundaciones se presentan en diversas colonias, aunque no se encuentren cerca de los ríos que la atraviesan. En las ilustraciones 3, 4, 5 y 6 se pueden observar diferentes zonas de Morelia que sufren problemas por inundaciones.



Ilustración 3. Lateral de la avenida Juárez, al sur de Morelia, Michoacán



Ilustración 4. Avenida Héroes Anónimos de la Independencia. A la izquierda se encuentra el río Grande, con afluencia excesiva; a la derecha, una cancha de fútbol completamente inundada.



Ilustración 5. Avenida Camelinas, a la altura de Plaza Camelinas. La cantidad de agua en la vialidad es notable.



Ilustración 6. Boulevard García de León afectado por la lluvia en la ciudad.

2.3 Presas

La construcción de presas pequeñas data de hace muchos años y obedece a la imperiosa necesidad de almacenar agua para consumo humano, de ganado, para riego de cultivos o para el control de avenidas en tiempo de lluvia.

Las presas pequeñas, contrario a lo que se pueda imaginar, plantean problemas complejos de estabilidad, compresibilidad o permeabilidad. El sólo hecho de ser una obra hidráulica de menor dimensión hace que ciertos aspectos sean más críticos que en las grandes presas.

En obras de esta magnitud, la exploración asume un papel importante, entre otros, ya que puede indicar si el proyecto es técnicamente viable. La exploración se podría dividir en distintas fases; la primera, del reconocimiento, se proyecta principalmente para sostener la decisión de continuar con exploraciones más detalladas; la segunda etapa, de viabilidad, aquí se determina el objeto, magnitud, plan esencial, detalles y beneficios para apoyar la autorización del mismo. Cabe señalar que la magnitud del proyecto no es el único factor que incide en la necesidad de hacer más estudios, también puede depender de las características del lugar o de los factores hidrológicos.

Existen más de 4,462 presas en México, de las cuales 667 están clasificadas como grandes presas, de acuerdo con la definición de la Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD, por sus siglas en inglés).

La capacidad de almacenamiento de las presas del país es de aproximadamente 150 mil millones de metros cúbicos. El volumen almacenado en 98 de las principales presas en el año 2010 es de aproximadamente 106 mil millones de m³. Este volumen depende de la precipitación y los escurrimientos en las distintas regiones del país.

Son 116 presas principales las que representan casi el 79% de la capacidad total de almacenamiento del país.

En la ilustración 7 se presenta el mapa de presas de México, de acuerdo a CONAGUA.

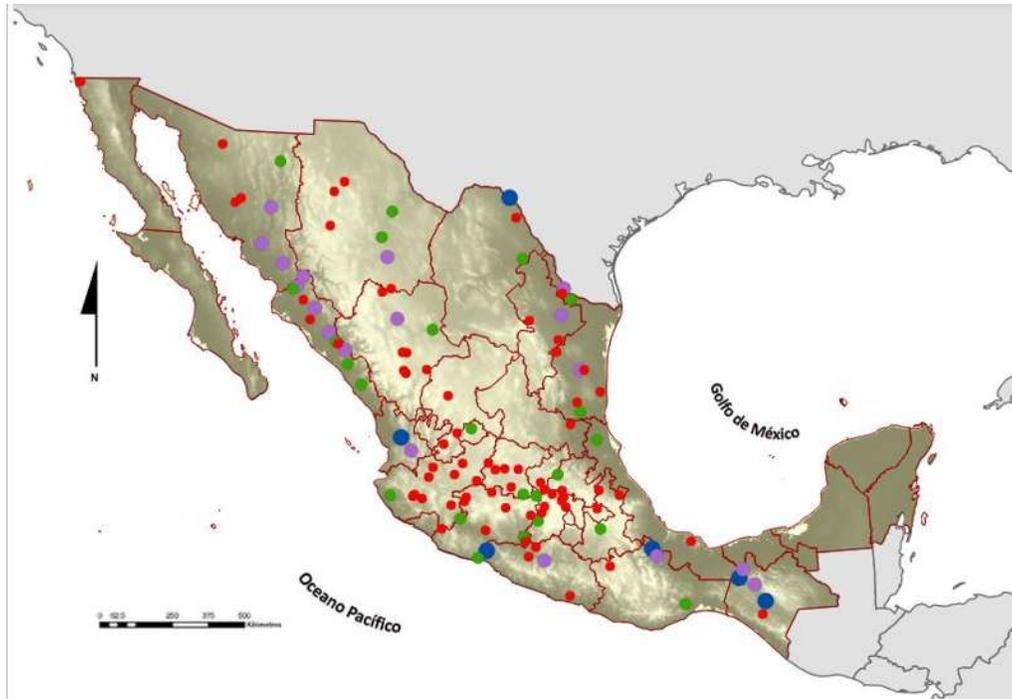


Ilustración 7. Mapa de presas de México, los colores representan la capacidad en hm^3 : rojo menor de 300, verde 301 a 1000, morado 1001 a 4000, azul mayor a 4000. (CONAGUA, 2012) (Atlas Digital de México)

Las presas de importancia que podemos encontrar en el estado de Michoacán son: Tetxtepec, terminada en 1930, con una capacidad al NAME de 585 hm^3 ; Melchor Ocampo, terminada en 1975, con una capacidad NAME de 253 hm^3 ; El Bosque, terminada en 1951 con una capacidad de 251 hm^3 al NAME; la presa de Cointzio, con capacidad NAME de 96 hm^3 , terminada en 1939; la Guaracha, cuya terminación fue en 1913 y tiene una capacidad de 42.8 hm^3 al NAME; San Juanico, de 70 hm^3 al NAME, terminada en 1950; y la presa de Zicuirán, terminada en 1957, con capacidad de 70 hm^3 al NAME. También se encuentran 3 presas compartidas, la presa Trojes Solidaridad con Estado de Jalisco; las presas Infiernillo, de gran capacidad (15195 hm^3 al NAME) y la presa José María Morelos con el Estado de Guerrero. En la ilustración 8 se aprecian las presas el estado, fueron mencionadas de arriba hacia abajo y de izquierda a derecha, excepto las que se encuentran en las fronteras con otros estados.

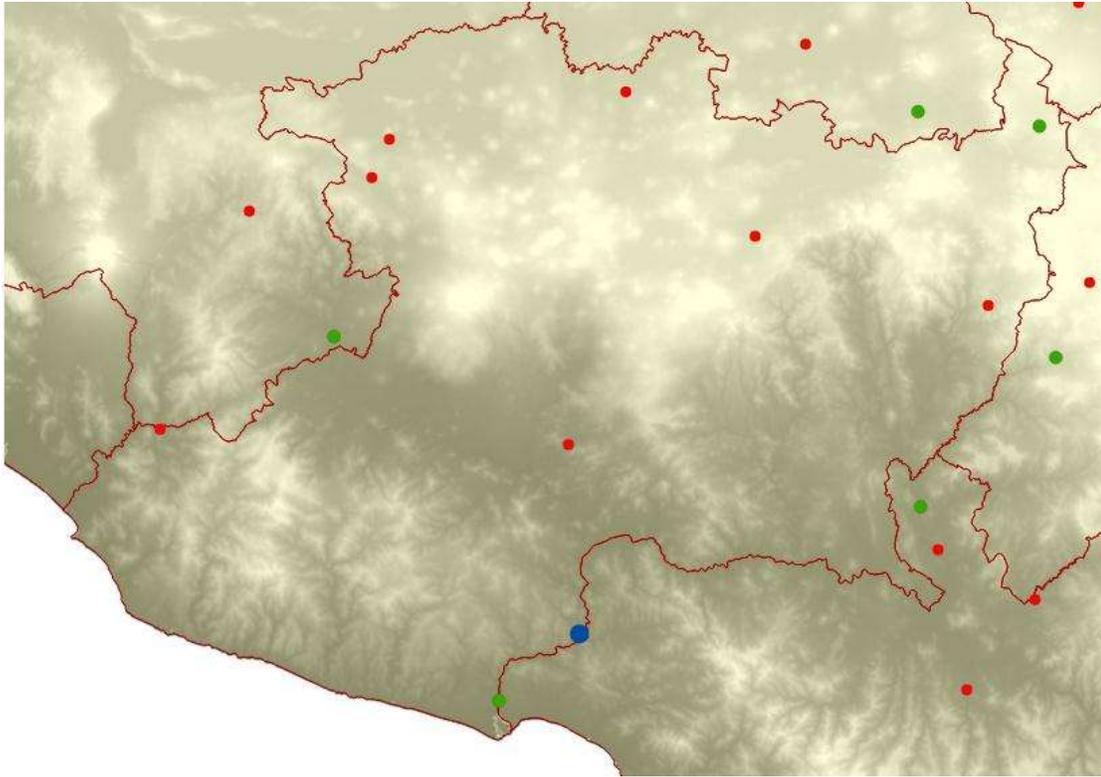


Ilustración 8. Mapa de presas de importancia en el estado de Michoacán (CONAGUA, 2012)

2.4 Herramientas informáticas

Las herramientas informáticas forman parte muy importante para la elaboración del diseño de la presa, en los cuales se realizan los procesos que dan paso al siguiente proceso y que el resultado de uno es la entrada para otra herramienta informática, son software de uso libre los que nos permiten la elaboración de esta información, tal es el caso de Arc GIS y sus extensiones, Google Earth y la utilización de Auto CAD.

La utilización de las herramientas informáticas facilita la elaboración de la cartografía, pero se tiene que tener en cuenta los ajustes y la calibración de los modelos físicos a los modelos de entrada en las herramientas informáticas, porque de aquí depende la salida de resultados confiables y exactos.

2.4.1 Arc GIS

Se trata de una nueva generación de SIG (Sistemas de Información Geográfica) de ESRI que viene bajo una misma arquitectura del programa de ArcView y ArcInfo de versiones anteriores y que está compuesto por todos ellos y con una gran facilidad de manejo, además de herramientas para consultar, analizar y presentar datos. Posee una interface gráfica de usuario, de manejo sencillo con el ratón, posibilita cargar con facilidad datos espaciales y tabúlales para ser mostrados en forma de mapas, tablas y gráficos. Algunos ejemplos de lo que se puede obtener es cartografía temática, creación y edición de datos, análisis espacial, geocodificación de direcciones, etc. ArcGIS se compone de tres aplicaciones que están incluidas en ArcInfo, ArcEditor y ArcView, las cuales son ArcMap, ArcCatalog y ArcToolbox.

ArcGis fue la base para el cálculo de los valores hidrológicos de la cuenca para la que se propone la presa.

2.4.2 AutoCAD

Es un programa de diseño asistido por computadora que permite dibujar en dos y tres dimensiones, permitiendo de igual forma modificar información de tipo topográfico así como realizar secciones transversales de cauces etc. mediante su extensión Civil CAD. En este trabajo fue usado para analizar las áreas entre curvas de elevación y así obtener las curvas características de la zona, con la respectiva topografía del lugar; también fue útil para ubicar la cortina de la presa y localizar la zona inundada.

2.4.3 SIHIMAX

Los datos climatológicos mensuales, de precipitación, fueron extraídos de la base de datos contenida en el programa SIHIMAX, el cual proporciona la opción de llenado de datos faltantes, por lo que no se tuvo que realizar esto, solo se revisó que la estación descargada fuera independiente, para una mejor caracterización de la zona. Cabe mencionar que SIHIMAX contiene los datos de CLICOM, la base de datos de estaciones climatológicas superficiales de México.

3 ESTUDIOS BÁSICOS

3.1 Estudio geológico

Es imprescindible realizar un estudio geológico detenido de la cerrada y del vaso, con vistas a conocer la estabilidad y permeabilidad de los terrenos; y no solo de los afectados de una manera directa por las obras, sino en cierto entorno, pues la presa y el embalse pueden quedar influidos por lo que ocurra en una zona circundante más o menos extensa, según los casos.

De este estudio deben deducirse consecuencias concretas y prácticas en cuanto a la estabilidad, resistencia e impermeabilidad esperadas. Cualquiera de las acciones científicas están de más si no llegan a dar respuestas a estas cuestiones, en la medida de lo posible. Se hace una advertencia porque algunos informes padecen de una mentalidad teórica y no son útiles para el fin que de ellos se pretende que es guiar al ingeniero (en un campo que le excede por lo especializado, pero que no le es ajeno) para que pueda juzgar, con sus conocimientos técnicos, sobre la viabilidad de la presa y las precauciones que requiere. A estos efectos es muy útil que el geólogo haya colaborado ya en otros proyectos de ingeniería, o que sea también ingeniero.

Otro objetivo del estudio geológico –así como del geofísico complementario- es la investigación sobre yacimientos o canteras para materiales de la presa: áridos para el hormigón, piedra para escollera, arcillas para núcleos, etc.

Para los estudios geológicos previos son muy útiles los planos aéreos fotogramétricos, que se presentan en forma de pares, para verlos con sensación de relieve estereográfico con un aparato visualizador. Estos pares están disponibles para toda la superficie del territorio nacional a escala 1/12500. Gracias a la visión estereográfica puede lograrse un conocimiento bastante detallado del terreno, estructuras geológicas, incluso tipos de roca, que luego se completará con el estudio directo terrestre. En algunos casos que por su importancia lo merecen, es de interés hacer un vuelo especial a escala 1/8000 ó mayor para restituirlo a 1/2000 y cubicar con precisión el embalse; cubicación que puede realizarse con la misma digitalización empleada en la restitución.

Estos vuelos, además, pueden tener otra utilidad para precisar detalles del embalse con vistas a expropiaciones (poblados y cultivos), sustitución de vías de comunicación, etc., así como yacimientos de materiales, canteras y otros datos. (Vallarino, 2006).

A continuación se presenta un mapa con los detalles geológicos de la ciudad de Morelia y por lo tanto de la zona en estudio (Ilustración 9), se puede observar que en el lugar donde se ubica la cuenca se tiene solo un tipo de roca que es de clase: “Ígnea Extrusiva”, del tipo “Dacita-Brecha volcánica ácida” y de la era del “Cenozoico”. Esta información se obtuvo de la carta geológica e1401 descargada de INEGI y con la ayuda de la herramienta informática ArcGIS.

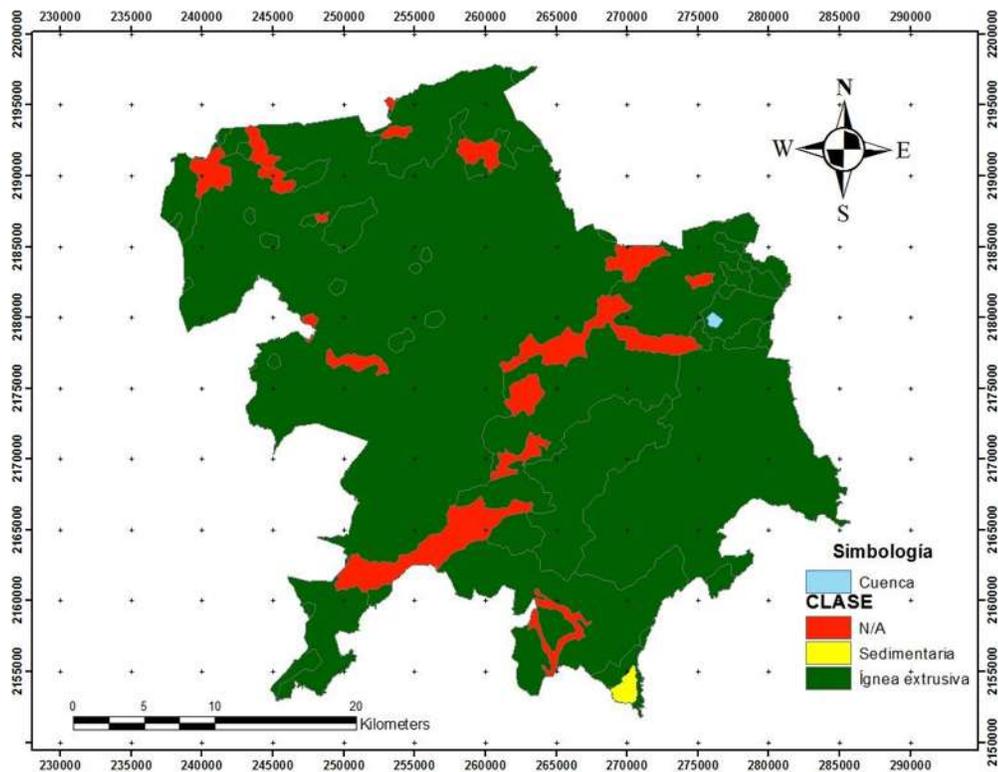


Ilustración 9. Mapa Geológico

3.2 Estudio topográfico

El terreno no sólo tiene unas propiedades, sino también unas formas y unas dimensiones. Es esencial disponer de una buena topografía de cerrada y embalse.

La topografía previa de la zona de estudio se puede obtener con planos, fotografía aérea y modelos digitales del terreno que se pueden obtener del Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI), en caso de contar con ellos, o para usarlos como provisionales hasta que se realicen estudios en forma.

Otra opción en la actualidad, es el uso de sitios web como Google Earth donde se pueden consultar, de manera sencilla, fotos satelitales, vistas en segunda y tercera dimensión, aunque cabe señalar, que esta opción está sujeta a la importancia que le da el sitio web a cada lugar y también se presenta la opción de buscar las coordenadas del sitio de interés y una medición a escala. Estos planos deben de cubrir la zona o zonas de embalse, boquillas probables y la corriente de agua para permitir delimitar su parteaguas.

Estos planos son de gran utilidad en la planeación y justificación del proyecto. Permiten ubicar los sitios probables de la obra, bancos de materiales, caminos o brechas de acceso a los sitios, dimensiones aproximadas del vaso y terreno e infraestructura afectada por la inundación del vaso, así como las estructuras geológicas y las rocas y suelos del lugar. En ellos, además, se deben localizar los poblados, rancherías, puentes, caminos principales, etc., que pueden ser dañados en caso de ocurrir una falla de la presa. Por otra parte, las estimaciones de avenidas de arroyos y de volúmenes de agua por lluvia en los terrenos del lugar de la obra y alrededores, requieren el plano topográfico para la delimitación de la cuenca, de su pendiente media y la determinación de su área y la de la superficie de los terrenos del lugar y alrededores al proyecto. Adicionalmente, permiten estimar el área del vaso y el volumen de almacenamiento probable. (Jaime y Figueras, 2008).

En la Ilustración 10 se muestra la topografía de la zona donde se ubica la cuenca hidrológica. Se puede apreciar que se encuentra en una zona con pendiente favorable

para el escurrimiento y por lo tanto para poder colocar una infraestructura de almacenamiento como lo es una presa.

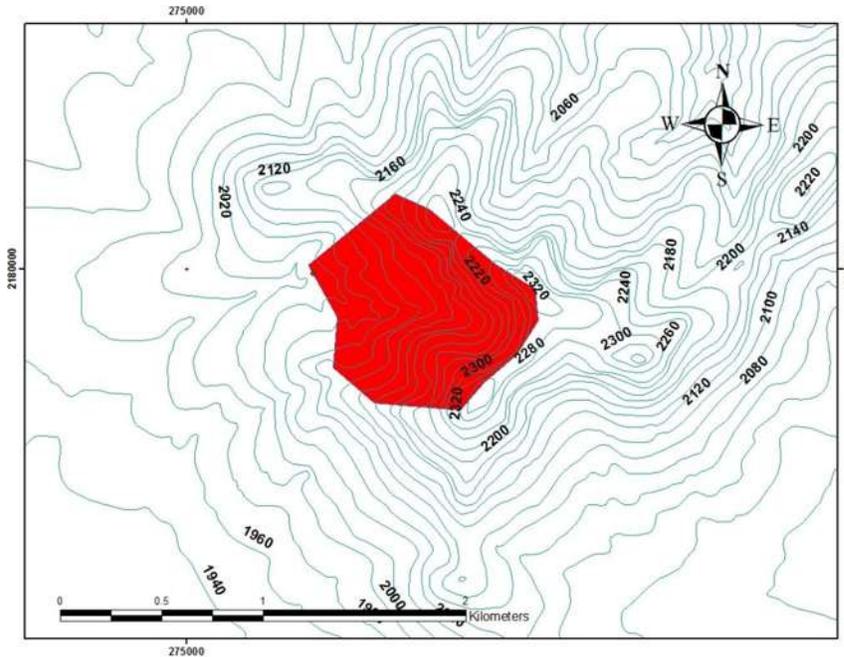


Ilustración 10. Mapa Topográfico

3.3 Estudio hidrológico

3.3.1 Localización

3.3.1.1 Macro localización

La zona en estudio se localiza políticamente en el estado de Michoacán, municipio de Morelia. El municipio colinda con los municipios al norte de Huaniqueo, Chucándiro, Copándaro y Tarímbaro, al este con Charo y Tzitzio, al oeste con Coeneo, Quiroga, Tzintzuntzan, Lagunillas, Huiramba y Pátzcuaro y al sur con Acuitzio y Madero (Véase Ilustración 11).

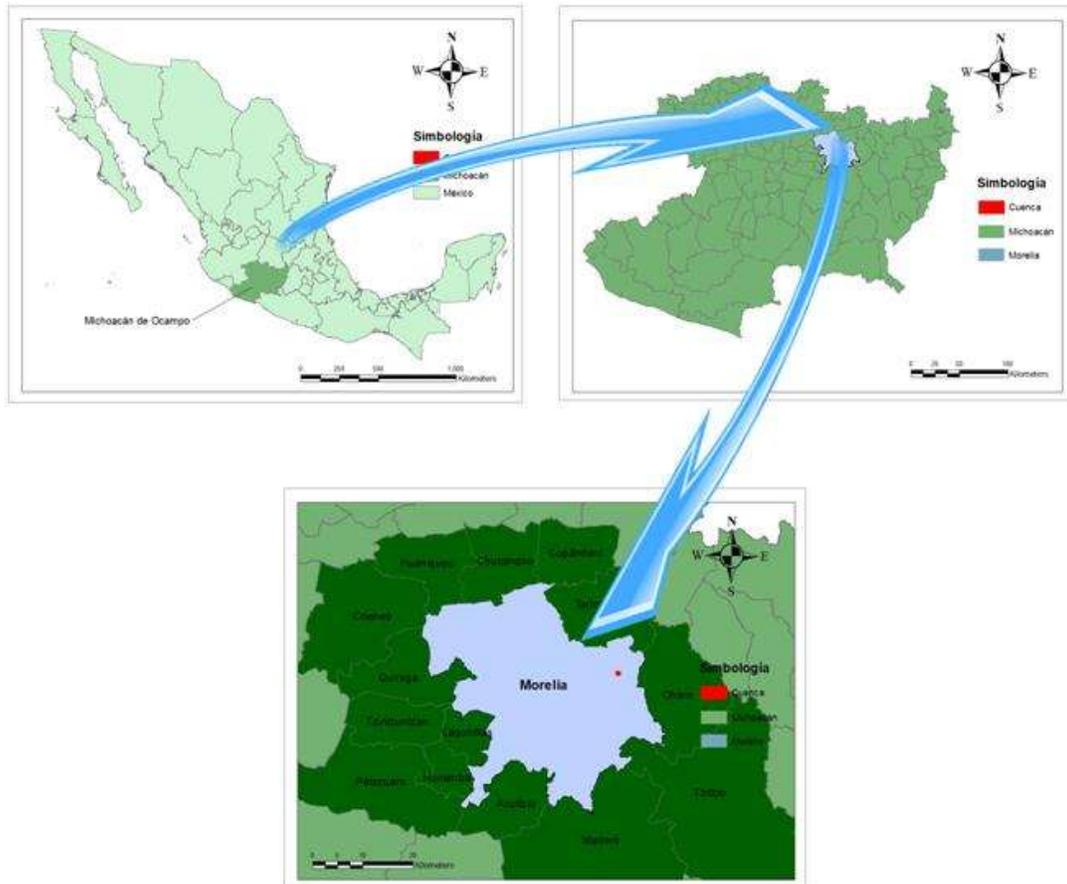


Ilustración 11. Macro localización

3.3.1.2 Micro localización

La zona en estudio se ubica en las coordenadas geográficas $19^{\circ} 42' 3.57''$ Latitud Norte y a los $101^{\circ} 8' 7.91''$ de Longitud Oeste, a 2180 metros sobre el nivel del mar. Véase ilustración 12.

3.3.2 Características de la cuenca

Para la determinación de las características de la cuenca es necesario primero generar la cuenca al punto de estudio, esto es trazar el parte aguas al punto indicado.

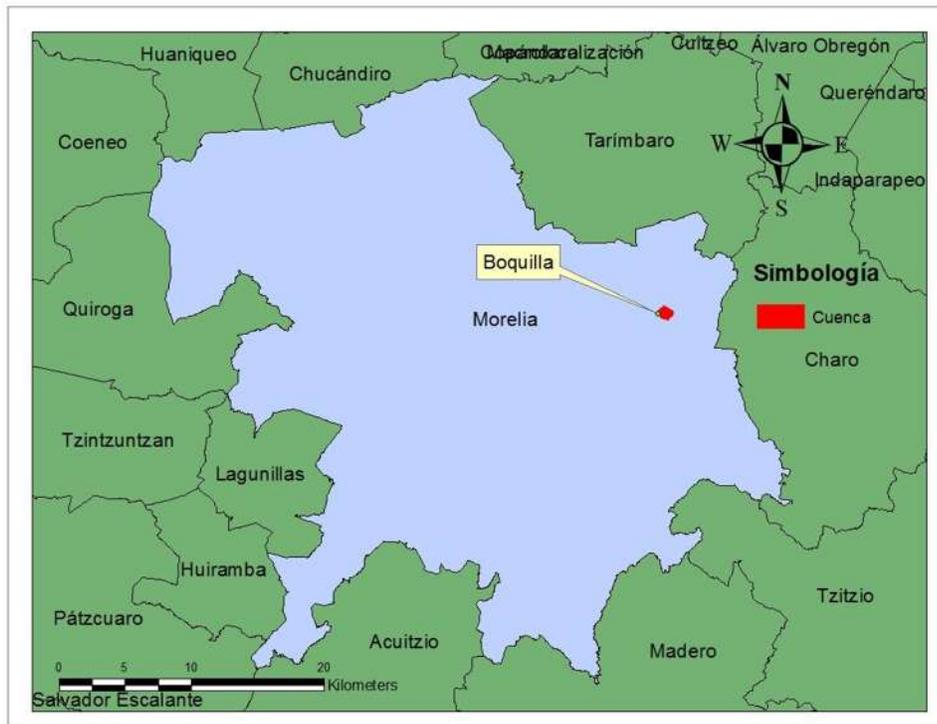


Ilustración 12. Micro localización

El trazo del parteaguas se realizó con el apoyo de herramientas informáticas como los sistemas de información geográfica ARCGIS (Ilustración 13), se requirió como insumo los Modelos Digitales de Elevaciones (MDE) de la zona en estudio, estas son las cartas e14a23 a escala 1:50,000. Luego de trazada la cuenca se procedió a determinar las características geomorfológicas de la misma con las extensiones que nos proporciona el programa de ArcGIS, como lo indica la tabla 2.

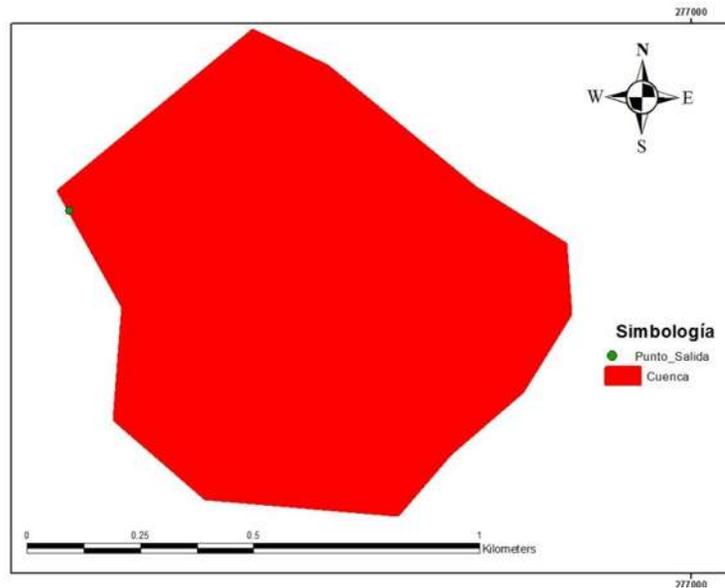


Ilustración 13. Cuenca en ArcGIS

- El área de la cuenca resultó 0.930705 km².
- La cuenca en estudio corresponde a la parte alta de la cuenca Lerma.
- El perímetro de la cuenca es de 3.38 km.
- La longitud de la corriente principal es de 1.35 km.

El resumen de las características se presenta en la Tabla 2.

3.3.2.1 Longitud y pendiente de la corriente principal

Para el cálculo de la pendiente de la corriente principal se utilizó el método de Taylor – Schwarz (Ecuación 1).

$$S = \left[\frac{L}{\frac{l^1}{\sqrt{S^1}} + \frac{l^2}{\sqrt{S^2}} + \dots + \frac{l_n}{\sqrt{S_n}}} \right]^2, \quad S_n = \frac{H_n}{l_n} = \frac{\text{Elevación } n - \text{Elevación } n-1}{l_n}$$

Ecuación 1. Pendiente corriente principal (Taylor-Schwarz)

Donde: S, pendiente del cauce principal; n, número de tramos en que se divide la longitud del cauce principal; s_n , pendiente del tramo 1 a n; l_n , longitud del tramo 1 a n, en m; L, longitud total del cauce principal, en m.

La pendiente de la corriente principal resulto de 13.2%. Se presenta en la Tabla 1 el procedimiento de cálculo.

Tabla 1. Cálculo de la pendiente de la corriente principal

Tramo	Distancia (m)	Altura (m)	Longitud (m)	Pendiente (m)	L/\sqrt{S}
1	50	2288	50	0.52	69.33752453
	100	2262			
2	100	2262	50	0.64	62.5
	150	2230			
3	150	2230	50	0.44	75.37783614
	200	2208			
4	200	2208	50	0.4	79.0569415
	250	2188			
5	250	2188	50	0.38	81.11071057
	300	2169			
6	300	2169	50	0.22	106.6003582
	350	2158			
7	350	2158	50	0.22	106.6003582
	400	2147			
8	400	2147	50	0.18	117.8511302
	450	2138			
9	450	2138	50	0.22	106.6003582
	500	2127			
10	500	2127	50	0.28	94.49111825
	550	2113			
11	550	2113	50	0.16	125
	600	2105			
12	600	2105	50	0.2	111.8033989
	650	2095			
13	650	2095	50	0.16	125
	700	2087			
14	700	2087	50	0.22	106.6003582
	750	2076			

Tramo	Distancia (m)	Altura (m)	Longitud (m)	Pendiente (m)	L/√S
15	750	2076	50	0.16	125
	800	2068			
16	800	2068	50	0.16	125
	850	2060			
17	850	2060	50	0.12	144.3375673
	900	2054			
18	900	2054	50	0.12	144.3375673
	950	2048			
19	950	2048	50	0.06	204.1241452
	1000	2045			
20	1000	2045	50	0.08	176.7766953
	1050	2041			
21	1050	2041	50	0.12	144.3375673
	1100	2035			
22	1100	2035	50	0.14	133.630621
	1150	2028			
23	1150	2028	50	0.08	176.7766953
	1200	2024			
24	1200	2024	50	0.04	250
	1250	2022			
25	1250	2022	50	0.02	353.5533906
	1300	2021			
26	1300	2021	45	0.0444444444	213.4537421
	1345	2019			
TOTAL			1295		3559.258084
				S (%)	13.2379451

3.3.2.2 Pendiente de la cuenca

La pendiente media de la cuenca es de 47% de acuerdo a lo calculado. Esta pendiente media se visualiza espacialmente en el mapa de la ilustración 14, que nos permite validar visualmente la pendiente mencionada.

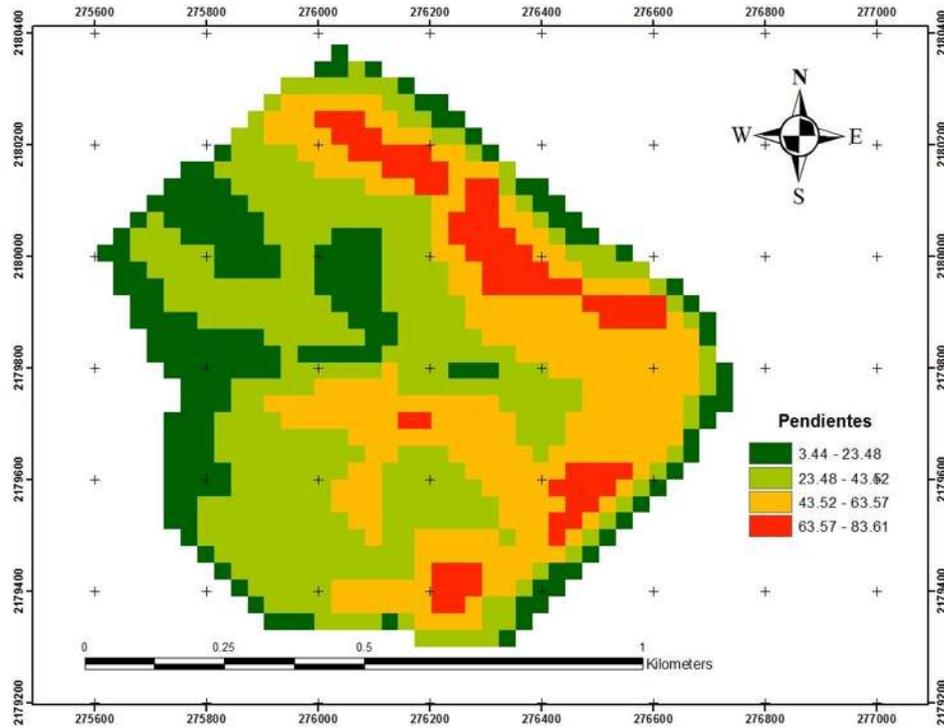


Ilustración 14. Mapa de pendientes de la cuenca

3.3.2.3 Elevaciones de la cuenca

La elevación media de la cuenca es de 2,180 msnm. La elevación mínima es de 2024 msnm y la elevación máxima es de 2326 msnm. Dichas elevaciones se pueden apreciar claramente en el mapa de la ilustración 15.

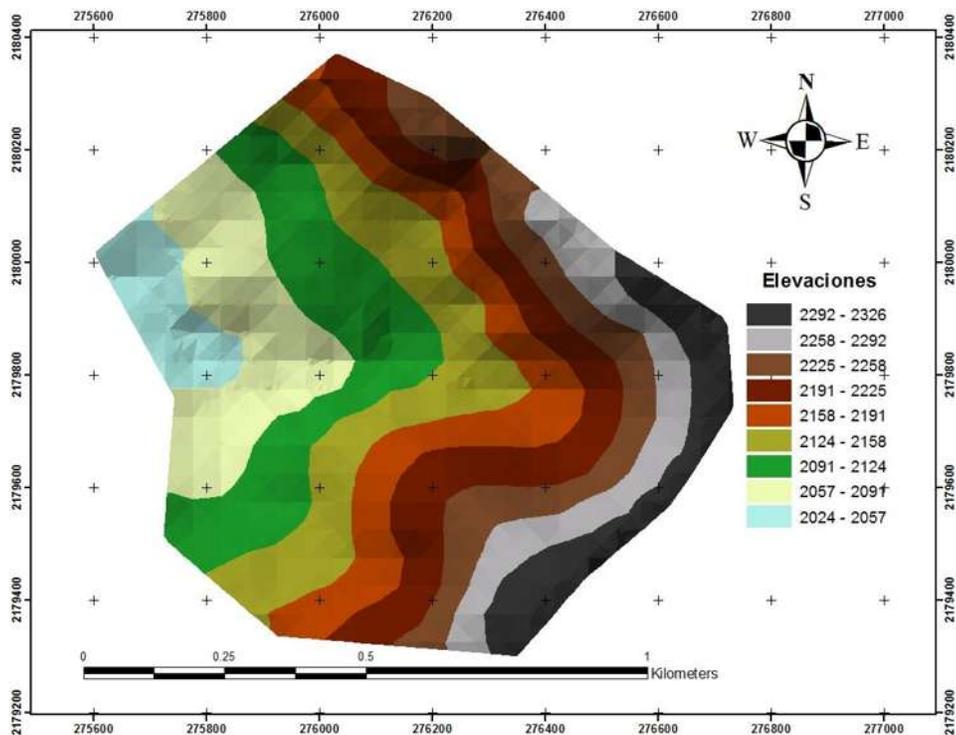


Ilustración 15. Mapa de elevaciones de la cuenca

Tabla 2. Características de la cuenca

PARÁMETRO	VALOR	UNIDADES	DESCRIPCIÓN
CENTROIDE EN X	276,153	UTM	Centroide en la dirección x
CENTROIDE EN Y	2,179,800	UTM	Centroide en la dirección y
ÁREA	930,705	m ²	También llamada en ocasiones área de drenaje, es el área plana (en proyección horizontal) delimitada por el parteaguas de la cuenca, es la proyección de la superficie que recibe las aguas de las precipitaciones.
PERIMETRO	3388	M	Las cuencas tienen como límite una frontera natural llamada "parteaguas", esta frontera es una línea imaginaria formada por los puntos de mayor nivel topográfico, separando así dos cuencas vecinas o colindantes. Por lo que el perímetro de la cuenca es la longitud de tal línea en proyección horizontal.
ELEVACIÓN MEDIA	2180.3110	Msnm	Es el valor medio de las elevaciones presentes en la cuenca.
PENDIENTE MEDIA	47.468	%	Pendiente media de la cuenca. Este parámetro es de importancia pues da una idea de la velocidad media de la escorrentía, su poder de arrastre y su potencial de erosión sobre la cuenca.

3.3.3 Análisis de los datos de precipitación

Los datos climatológicos máximos mensuales (precipitación), fueron extraídos de la base de datos contenida en el programa SIHIMAX, el cual proporciona la opción de llenado de datos faltantes. Se revisó que las estaciones descargadas fueran independientes entre ellas, para una mejor caracterización de la zona. Cabe mencionar que SIHIMAX contiene los datos de CLICOM, la base de datos de estaciones climatológicas superficiales de México.

CLICOM es un sistema de software de manejo de datos climatológicos desarrollado por las Naciones Unidas, que significa CLImate COMputing project. Las observaciones diarias del CLICOM representan los datos recopilados durante las últimas 24 horas, finalizando a las 08:00 AM. Cada una de las diferentes estaciones del país contiene diferentes periodos de información, pero se pueden encontrar datos de 1920 a 2010.

Para hacer la selección de las estaciones climatológicas se hizo un análisis de las estaciones cercanas a la cuenca, al tener las estaciones cercanas se hizo un filtro de acuerdo a las estaciones sin datos para así tener las mejores estaciones para la modelación como se muestra en la tabla 3.

Las 4 estaciones meteorológicas de la tabla 3 son las que se encuentran alrededor de la cuenca (véase ilustración 16). De todas las estaciones hay que seleccionar al menos una estación que sea utilizada como estación principal y sea representativa de la cuenca.

Para la cuenca se tiene una estación principal seleccionada la cual es: San Miguel (16114). Por ejemplo uno de los criterios temporales recomienda como mínimo una serie con número de años de información, de 20 años para el análisis probabilístico; la estación seleccionada como principal cuentan con un número de años mayor a 20. Véase tabla 4.

Las estaciones no incluidas en las estaciones principales, del grupo de 4 estaciones previamente seleccionadas, pasan a formar el grupo de estaciones secundarias, útiles para evaluar otros parámetros de importancia en la cuenca. Tabla 3.

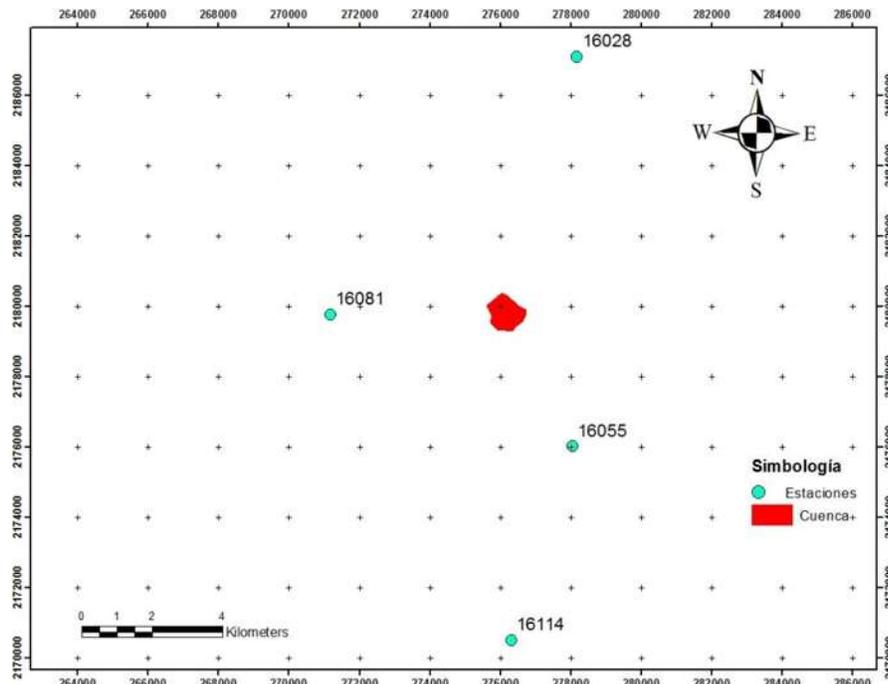


Ilustración 16. Mapa de estaciones climatológicas alrededor de la cuenca

Tabla 3. Listado estaciones meteorológicas

Clave	Nombre	Ubicación Coordenadas Geográficas			Ubicación Coordenadas UTM		
		Latitud	Longitud	Z	X	Y	Z
16114	San Miguel	19° 37' 1.20"	101° 7' 58.50"	2000	276310.819	2170497.73	2000
16055	Jesús	19° 40' 1.20"	101° 7' 1.20"	1250	278049.457	2176012.65	1250
16081	Morelia	19° 42' 0'.00'	101° 10' 58.80"	1915	271174.227	2179753.83	1915
16028	Cuitzillo	19° 46' 1.20"	101° 7' 1.20"	1840	278187.533	2187084.18	1840

DIMENSIONAMIENTO DE UNA PRESA PARA ALMACENAMIENTO Y CONTROL DE AVENIDAS

UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO

Tabla 4. Precipitación máxima mensual (San Miguel 16114)

Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
1964	10	0	3.5	5.1	19	65.3	30.2	14.8	51	21	12	11.6
1965	8	25	0	19	9	84	82	21	22	5	0	0
1966	11	0	15	7	20	27	35	42	13	20	0	0
1967	35	3	5	12	44	95	65	40	25	31	0	0
1968	15	21	15	9	5	31	36	22	40	26	0	9
1969	10	0	5	0	0	25	45	40	40	10.5	3	0
1970	0	4.5	0	0	17	41.5	23.5	40	40	9	16	0
1971	0	3.5	16	2	14	29.5	21	23	33	35	4	4.5
1972	0	0	4	5	20	30	25	22	31	6	3.5	0
1973	0	0	0	82	16.5	50	31	28	55	18	0	4
1974	0	0	3	6	6	29	59	25.5	26.5	12	4.5	0
1975	6	0	0	0	14	23	22	23	24	0	0	6
1976	0	0	4	4	17	27	44	16	31	43	4	0
1977	6	6	0	14	16	21	27	46	35	14	0	0
1978	0	3	6	0	40	21	21	26	20	21	2	0
1979	0	3	0	0	17	20	31	29	20	0	0	9.7
1980	21	0	0.22	12	14	27	14	38	18.6	13	0	0
1981	34.7	1	1.5	0	1.5	20.6	25.6	33.4	7.1	4.5	10.2	7.3
1982	0	9.3	2	5	14	32.2	20.2	19.2	15.2	19	6.5	11
1983	7.6	10.1	18.9	0	40.7	35.6	60.8	56.7	21.3	12.2	26.4	4.2
1984	14.6	18.4	0	0	29.6	21.6	65.6	20.2	46.8	49.2	4.6	4.8
1985	0	0	17.6	11.8	15.6	12.2	0	1.2	1.2	6.2	13.5	6.2
1986	1.2	1.2	0	12.2	16	50.6	80.4	42.4	60.6	41.2	2.4	0

DIMENSIONAMIENTO DE UNA PRESA PARA ALMACENAMIENTO Y CONTROL DE AVENIDAS

UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO

Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
1987	2	0	0	0	0	0	0	0	40.6	0	0	0
1988	3.8	3.6	47.5	2	0.2	61	35.7	33.2	68	18.8	3.6	0
1989	4.81	0.83	0.22	1.3	8.83	18.85	14.31	25.95	27.91	12.93	3.1	7.65
1990	5.86	4.53	3.27	7.11	23.43	33.16	29.73	24.11	24.14	23.23	2.19	2.31
1991	4.35	2.86	0	2.1	16.7	23.08	38.29	24.2	34.51	19.46	2.71	1.68
1992	36.32	8.84	3.2	17.12	24.95	11.41	27.28	26.56	33.27	20.33	8.81	1.15
1993	3.49	3.3	2.51	11.69	5.09	41.29	32.56	28.64	24.39	14.01	3.27	0.99
1994	5.35	3.25	0.07	0.92	12.63	39.14	15.03	20.64	25.31	22.23	2.03	2.38
1995	2.85	10.66	3.91	11.34	27.15	21.96	22.56	34.93	26.24	13.65	32.99	10.86
1996	1.75	0.72	1.22	2.22	16.2	24.17	18.67	19.3	24.67	9.38	2.4	0.99
1997	2.6	0.72	33.43	20.98	20	10.5	10	19.93	16.95	8.62	10.79	1.55
1998	2.05	0	0	0	0	65	30.2	19	50.6	22.3	0	0
1999	0	0	3.4	0	7.6	36	20	52	64	20	1.01	0
2000	0	0	0	0	64	46	30	46	23.2	31.8	0.4	3.6
2001	0.8	0	12.4	0.4	25	26.4	30.4	18.7	21	0	0	0
2002	0	3.6	1.7	9	0	21.8	23	26	19.2	2	0	11
2003	3	0	0	0	0	17	23.1	31.1	52	21	7	0
2004	7	0	10	7	12	38	17	50	22	25	0	0
2005	2	6	10	0	11	14	27	28	35	22	0	0
2006	4	0	0	1.5	35	11	40	37	28.93	63	0	0.2

3.3.4 Lluvia media anual

La precipitación que una tormenta produce en una cuenca puede variar desde un máximo en una zona específica o en varias zonas específicas, hasta ceros (variabilidad espacial). Esta variación también se presenta de forma temporal en los registros mensuales y anuales de las estaciones pluviométricas, originando problemas al determinar la precipitación media que ocurre en la cuenca. Por ello es común emplear métodos empíricos para su determinación, entre los que se encuentran los Métodos de Polígonos de Thiessen y el de Isoyetas.

3.3.4.1 Método Polígonos de Thiessen

Este método consiste en:

- Unir, mediante líneas rectas dibujadas en un plano de la cuenca, las estaciones más próximas entre sí. Con ello se forman triángulos en cuyos vértices están las estaciones pluviométricas.
- Trazar líneas rectas que bisectan los lados de los triángulos. Por geometría elemental, las líneas correspondientes a cada triángulo convergerán en un solo punto.
- Cada estación pluviométrica quedará rodeada por las líneas rectas del paso anterior, que forman los llamados polígonos de Thiessen y, en algunos casos, en parte por el parteaguas de la cuenca. El área encerrada por los polígonos de Thiessen y el parteaguas será el área de influencia de la estación correspondiente. Para la cuenca se obtuvieron los polígonos de Thiessen con apoyo de extensiones en el entorno se ArcGIS, los resultados espaciales se presentan en el mapa de la Ilustración 17, y el cálculo se presenta en la Tabla 5.
- La lluvia media se calcula entonces como un promedio pesado de las precipitaciones registradas en cada estación, usando como peso el área de influencia correspondiente.

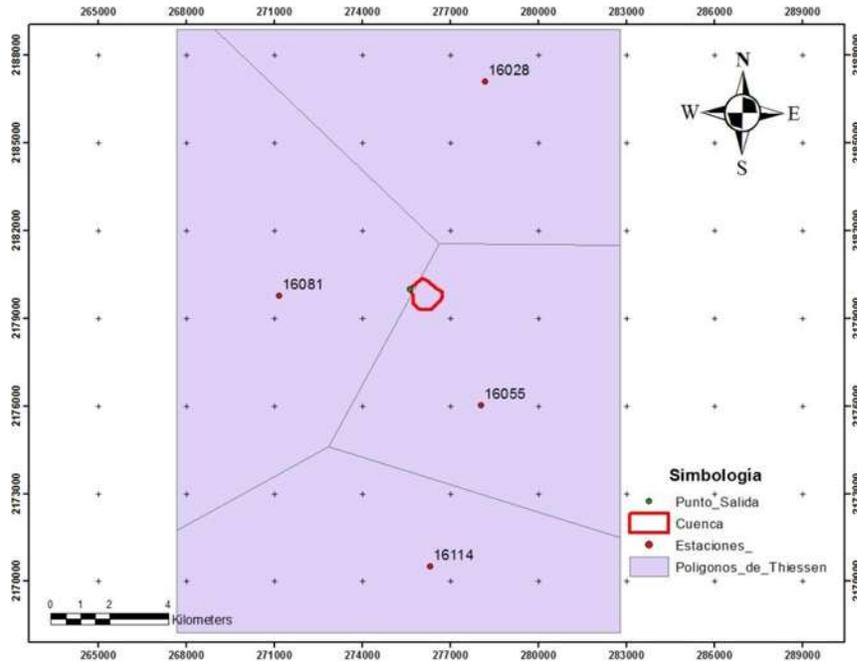


Ilustración 17. Mapa de Polígonos de Thiessen.

Tabla 5. Cálculo de la precipitación media de la cuenca por Polígonos de Thiessen

<i>Pm(mm)</i>	<i>Área(m²)</i>	<i>Área*Pm</i>
854.3	750423.52	641086815.72
782.6	36651.42	28684133.56
Total	930705	669770949.28
	Pmedia (mm)	850.962107

3.3.4.2 Método Isoyetas

Este método consiste en trazar, con la información registrada en las estaciones, líneas que unen puntos de igual altura de precipitación llamadas isoyetas, de modo semejante a como se trazan las curvas de nivel en topografía. La precipitación media se calcula en forma similar a la forma en que se calcula para los polígonos de Thiessen, pero ahora el peso es el área A_i entre cada dos isoyetas y el parteaguas de la cuenca y la cantidad que se pesa es la altura de precipitación promedio entre las dos isoyetas, h_{p_i} :

Este método es muy laborioso, pero con extensiones de interpolación en ArcGIS se simplifica el trabajo. Para la cuenca se obtuvieron las Isoyetas con apoyo de

extensiones en el entorno se ArcGIS, los resultados espaciales se presentan en el mapa de la Ilustración 18, y el cálculo se presenta en la Tabla 6.

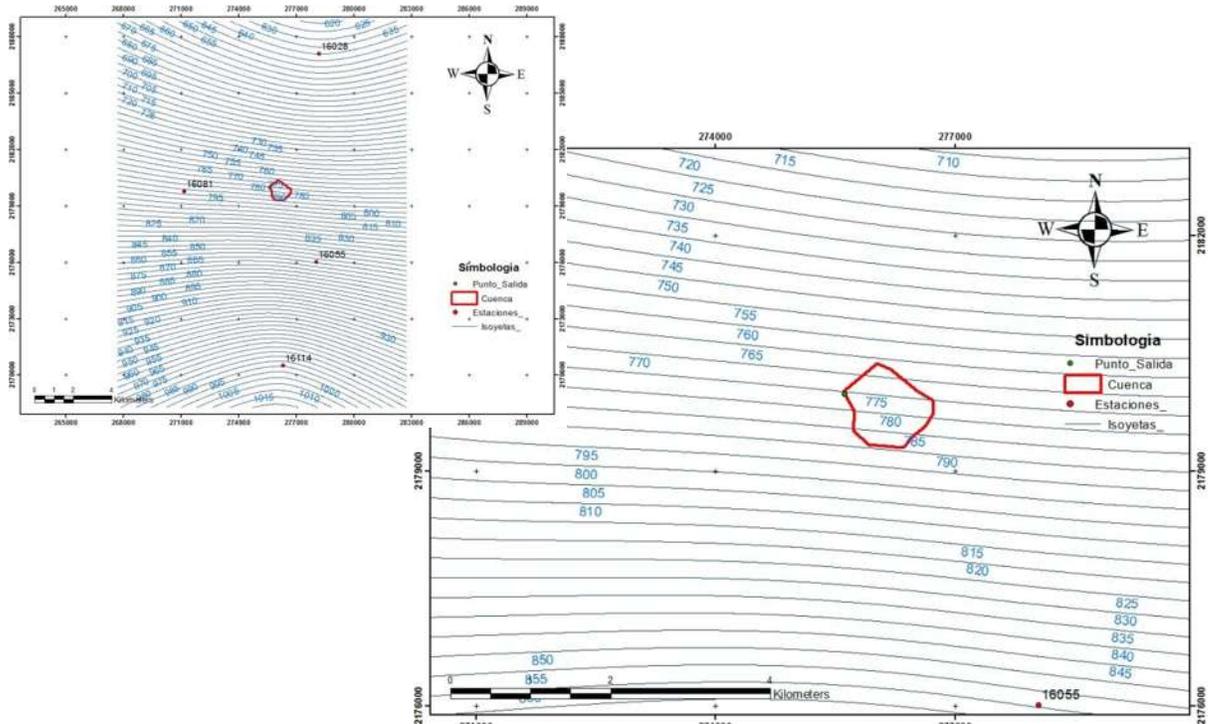


Ilustración 18. Mapa de Isoyetas

Tabla 6. Cálculo de la precipitación media de la cuenca por Isoyetas

Pm(mm)	Área (m2)	Área*Pm
765	46455.86996	36058740.52
770	184431.7224	142532426.3
775	243183.3552	188987100.3
780	200879.6624	157206136.7
785	112124.332	88537600.62
Total	930705	613322004.4
	Pmedia (mm)	779.24

3.3.5 Disponibilidad hídrica media anual

En México, la CNA ha publicado la Norma Oficial Mexicana NOM-011-CNA-2000 (Diario Oficial de la Federación, 2 de agosto del 2001), donde establece las especificaciones y el método para determinar la disponibilidad media anual de las aguas nacionales superficiales para su explotación y aprovechamiento. En dicha norma se muestra el procedimiento autorizado para calcular el coeficiente de escurrimiento (C_e), para el cálculo del escurrimiento medio anual en función del tipo y uso de suelo, y del volumen de precipitación anual.

Luego el volumen de escurrimiento se calcula con la Ecuación 2.

$$R = C_e * P * A$$

Ecuación 2. Volumen de escurrimiento

Donde: R= volumen de escurrimiento, C_e = coeficiente de escurrimiento, P= precipitación, A= área de la cuenca.

Si en la cuenca de estudio existen diferentes tipos y usos de suelo, el valor de K se calcula como la resultante de subdividir la cuenca en zonas homogéneas y obtener el promedio ponderado de todas ellas. Una vez obtenido el valor de K, el coeficiente de escurrimiento anual (C_e), se calcula mediante las ecuaciones 3 y/o 4.

K: PARAMETRO QUE DEPENDE DEL TIPO Y USO DE SUELO	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO MEDIO ANUAL (C_e)
Si K resulta menor o igual a 0.15	$C_e = \frac{K * (P - 250)}{200}$ <p>Ecuación 3. Ecuación C_e, para k menor a 0.15</p>
Si k es mayor a 0.15	$C_e = \frac{K * (P - 250)}{200} + \frac{(K - 0.15)}{1.5}$ <p>Ecuación 4. Ecuación C_e, para k mayor a 0.15</p>

3.3.6 Hidrograma, gasto máximo

La disponibilidad de datos de caudal es imprescindible para el diseño y planificación de actividades físicas. No obstante, muchas veces no se dispone de registros de caudales, o éstos no tienen la suficiente duración como para hacer los análisis de frecuencia requeridos; debe entonces usarse la información pluviométrica para estimar crecidas de cierta frecuencia. Es, por lo tanto, muchas veces necesario presentar la información pluviométrica correspondiente a una tormenta o lluvia en formas de intensidades, a partir de los registros de las estaciones pluviográficas en estudio.

3.3.6.1 IDT

Las curvas Intensidad – Duración – Periodo de retorno (IDTr) son curvas que resultan de unir los puntos representativos de la intensidad media en intervalos de diferente duración, y correspondientes todos ellos a una misma frecuencia o período de retorno (Témez, 1978). Junto con la definición de las curvas, surgen otros elementos a considerar, como son la intensidad de precipitación, la frecuencia o la probabilidad de excedencia de un determinado evento. Por ello, es de suma importancia tener claro el concepto de cada una de estas variables, de modo de tener una visión más clara de las curvas Intensidad-Duración- Periodo de retorno. Es importante señalar, que cuando sólo se dispone de un pluviómetro en una estación, es evidente que, en general, sólo se podrá conocer la intensidad media en 24 horas. Como se comprenderá, esta información puede inducir a grandes errores por defecto, por cuanto las lluvias de corta duración son, en general, las más intensas. Es natural entonces que las determinaciones de intensidades de lluvia se hagan a partir de los registros proporcionados por los pluviógrafos (Aros, 1997).

La construcción de las curvas Intensidad-Duración-Periodo de retorno (IDTr), según diversos autores, plantean distintas formas o métodos para su construcción. Para Aparicio (1997) existen dos métodos; el utilizado en este trabajo es el llamado de intensidad - período de retorno, relaciona estas dos variables para cada duración por separado, mediante alguna de las funciones de distribución de probabilidad usadas en hidrología. Se presenta en la Ilustración 19 las curvas IDT obtenidas con el método ya mencionado, al igual se presentan las ecuaciones de dichas curvas en la Tabla 7.

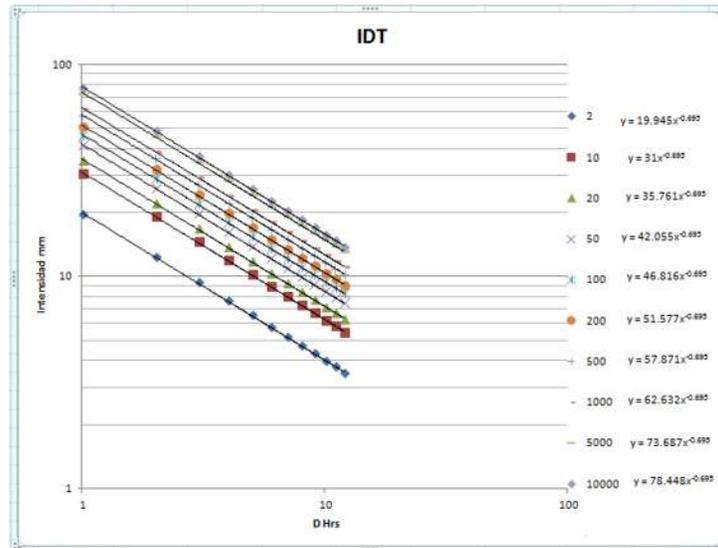


Ilustración 19. Curvas IDT

Tabla 7. Ecuaciones de las curvas IDT

Tr	Ecuación
2	$y=19.945x^{-0.695}$
10	$y=31x^{-0.695}$
20	$y=35.761x^{-0.695}$
50	$y=42.055x^{-0.695}$
100	$y=46.816x^{-0.695}$
200	$y=51.577x^{-0.695}$
500	$y=57.871x^{-0.695}$
1000	$y=62.632x^{-0.695}$
5000	$y=73.687x^{-0.695}$
10000	$y=78.448x^{-0.695}$

3.3.6.2 Gasto máximo

Conocer los gastos máximos probables o gastos de diseño que se pueden presentar en una corriente, para determinar mediante funcionamiento hidráulico si la capacidad del cauce es suficiente para transportar los gastos picos de las máximas avenidas, y en caso de no ser así determinar cuál sería la superficie que se inundaría, y en su caso diseñar obras de protección y control para avenidas.

Los gastos de diseño o gastos máximos probables se determinan para los periodos de retorno T_r de 2, 5, 10, 20, 25, 50, 100, 200, 500, 1000, 2000, 5000 y 10000 años, los cuales son los T_r más comúnmente recomendados para el diseño de obras hidráulicas.

Los métodos empleados para el cálculo de gastos o caudales se clasifican en directos, indirectos. Dado que en nuestro caso no se cuenta con información hidrométrica se utilizaron métodos indirectos, los cuales se basan en modelos lluvia – escurrimiento. Por lo tanto es necesario definir previamente las lluvias de diseño.

Existen varios métodos como lo son:

- Método del Hidrógrama unitario triangular (HUT); dicho método simplifica el hidrograma unitario real, suponiéndolo de forma triangular y definiéndolo a partir de su altura y base por medios del gasto de pico (Q_p), y el tiempo base (T_b). Este método es muy aplicable, fundamentalmente a cuencas no aforadas y para definirlo únicamente se requiere conocer las características físicas o hidrológicas de la cuenca.
- Método de Chow; Chow desarrolló un método para el cálculo del gasto de pico de hidrogramas de diseño de alcantarillas y otras estructuras de drenaje pequeñas. Este método sólo proporciona el gasto de pico y es aplicable a cuencas no urbanas con un área menor de 25 km^2 .

El gasto pico Q_p de un hidrograma de escurrimiento directo puede expresarse como el producto de la altura de precipitación efectiva P_e por el gasto de pico de un hidrograma unitario q_p .

- Método racional; el método Racional es una fórmula empírica (Ecuación 5), con la cual se obtienen gastos pico, esta tiene aplicación en micro cuencas homogéneas pequeñas el cual es nuestro caso considerando que la cuenca en estudio no mide más de 1 km^2 , por lo tanto se empleo esté método para el

cálculo del gasto máximo, se presentan los parámetros para el método racional y los gastos picos en las tablas 8 y 9 respectivamente.

$$Q_p = 0.278 * C_e * i * A$$

Ecuación 5. Gasto pico, método racional

Donde:

Q_p , gasto Pico en m^3/s

C_e , coeficiente de escorrentía

i , Intensidad de la precipitación en mm/h

A , superficie de la cuenca en Km^2 .

Tabla 8. Parámetros para el método racional.

Área	0.930705
Ce	0.1421
Tc	10.902

Tabla 9. Gastos picos a diferentes periodos de retorno.

Tr	i (mm/h)	Qmax (m³/seg)
2	4.302839	0.158200
10	5.892436	0.216644
20	6.797401	0.249916
50	7.993755	0.293901
100	8.898719	0.327174
200	9.803684	0.360446
500	11.000038	0.404432
1000	11.905002	0.437704
5000	14.006321	0.514962
10000	14.911285	0.548234

3.3.7 Resumen de resultados del estudio hidrológico

- Pendiente media de la cuenca: 47%
- Pendiente media de la corriente principal: 13.2374%
- Coeficiente de escurrimiento: 0.1466
- Precipitación media por el método de isoyetas: 779.2 mm
- Factor k es: 0.26
- Volumen del escurrimiento promedio medio anual: 87,166.33 m³
- Gasto máximo: 0.548234 m³/seg

4 Diseño de la presa

4.1 Volúmenes y niveles característicos

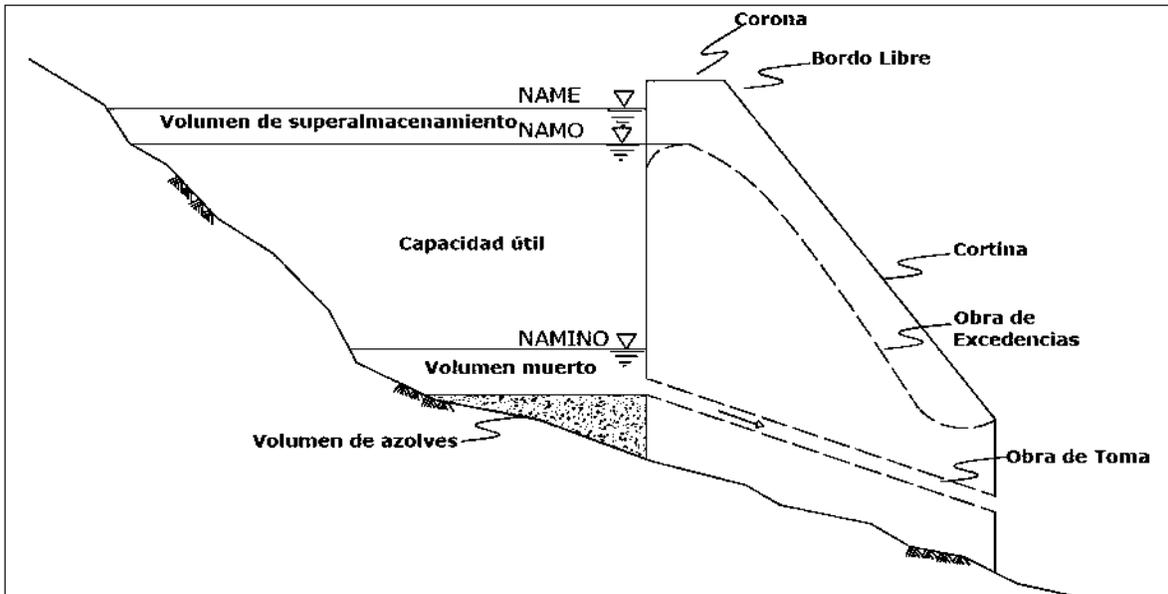


Ilustración 20. Principales componentes de un embalse.

4.1.1 Curvas características

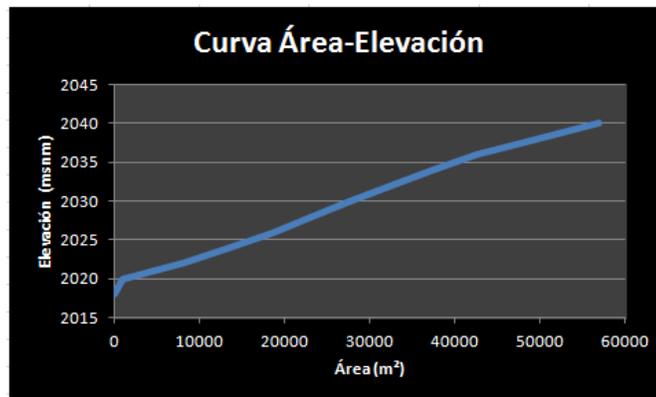


Ilustración 21. Curva Área-Elevación

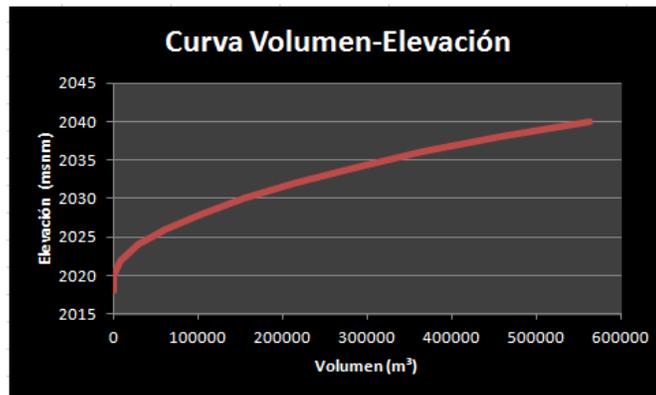


Ilustración 22. Curva Volumen-Elevación

4.1.2 Volumen de azolve

El volumen de azolves es el que queda abajo del nivel de la toma y se reserva para recibir el acarreo de sólidos por el río durante la vida útil de la presa. Es conveniente hacer notar que el depósito de sedimentos en una presa no se produce como está mostrado en la Ilustración 20 -con un nivel horizontal- sino que los sedimentos se reparten a lo largo del embalse, teniéndose los más gruesos al principio del mismo y los más finos cerca de la cortina. De hecho, en algunos casos existe movimiento de los sedimentos depositados dentro del vaso, fenómeno que se conoce como corriente de densidad. (Véase tabla 13)

4.1.3 Volumen útil

Volumen útil es el comprendido entre el nivel mínimo (NAMin) y el nivel máximo operacional (NAMO), si el embalse es dedicado para el abastecimiento urbano el volumen útil deberá de ser el suficiente para el abastecimiento de la población; si fuese para riego la presa deberá de almacenar lo suficiente para cubrir los usos consuntivos anual. (Véase tabla 13)

4.1.4 Volumen para control de avenidas

Volumen para control de avenidas es el comprendido entre el nivel máximo operacional (NAMO) y el nivel máximo extraordinario (NAME). (Véase tabla 13)

4.1.5 NAMin

El NAMINO (nivel de aguas mínimas de operación) es el nivel más bajo con el que puede operar la presa. Cuando ésta es para irrigación y otros usos, el NAMINO (también llamado en este caso NAMin o nivel de aguas mínimas) coincide con el nivel al que se encuentra la entrada de la obra de toma.

En el caso de presas para generación de energía eléctrica, el NAMINO se fija de acuerdo con la carga mínima necesaria para que las turbinas operen en buenas condiciones. El volumen muerto es el que queda abajo del NAMINO o NAMin; es un volumen del que no se puede disponer.

La operación de la presa se lleva a cabo entre el NAMINO o NAMin y el NAMO (nivel de aguas máximas ordinarias o de operación). (Véase tabla 13)

4.1.6 NAMO

El NAMO es el máximo nivel con que puede operar la presa para satisfacer las demandas; cuando el vertedor de excedencias (estructura que sirve para desalojar los volúmenes excedentes de agua que pueden poner en peligro la seguridad de la obra) no es controlado por compuertas, el NAMO coincide con su cresta o punto más alto del vertedor. En el caso de que la descarga por el vertedor esté controlada, el NAMO puede estar por arriba de la cresta e incluso puede cambiar a lo largo del año.

Así en época de estiaje es posible fijar un NAMO mayor que en época de avenidas, pues la probabilidad de que se presente una avenida en la primera época es menor que en la segunda. El volumen que se almacena entre el NAMO y el NAMin o NAMINO se llama volumen o capacidad útil y es con el que se satisfacen las demandas de agua. (Véase tabla 13)

4.1.7 NAME

El NAME (nivel de aguas máximas extraordinarias) es el nivel más alto que debe alcanzar el agua en el vaso bajo cualquier condición. El volumen que queda entre este nivel y el NAMO, llamado súper almacenamiento, sirve para controlar las avenidas que

se presentan cuando el nivel en el vaso está cercano al NAMO. El espacio que queda entre el NAME y la máxima elevación de la cortina (corona) se denomina bordo libre y está destinado a contener el oleaje y la marea producidos por el viento, así como a compensar las reducciones en la altura de la cortina provocadas por sus asentamientos. (Véase tabla 13)

A continuación se presenta el volumen para el control de avenidas que es la que determinará la altura del vertedor en la cortina de la presa. (Tabla 10 y 11), (Ilustración 23).

Tabla 10. Hidrograma de entrada y salida

Tiempo (hr)	Gasto (m ³ /s) E	Gasto (m ³ /s) S
3	0	0.0000
3.03	0.54	0.0014
3.06	1.07	0.0110
3.08	1.61	0.0367
3.11	2.14	0.0857
3.14	2.68	0.1645
3.16	3.01	0.2307
3.18	2.69	0.3480
3.21	2.37	0.4569
3.24	2.05	0.5512
3.27	1.73	0.6269
3.30	1.4	0.6818
3.32	1.08	0.7152
3.35	0.76	0.7275
3.38	0.44	0.7198
3.41	0.12	0.6934
3.42	0	0.6790

Tabla 11. Características del vertedor

Gasto pico E (m ³ /s)	Periodo de retorno (años)	Coefficiente de descarga	Longitud del vertedor (m)	Carga sobre el vertedor (m)	Gasto pico S (m ³ /s)
3.01	10000	2.5	12	0.15	0.7275

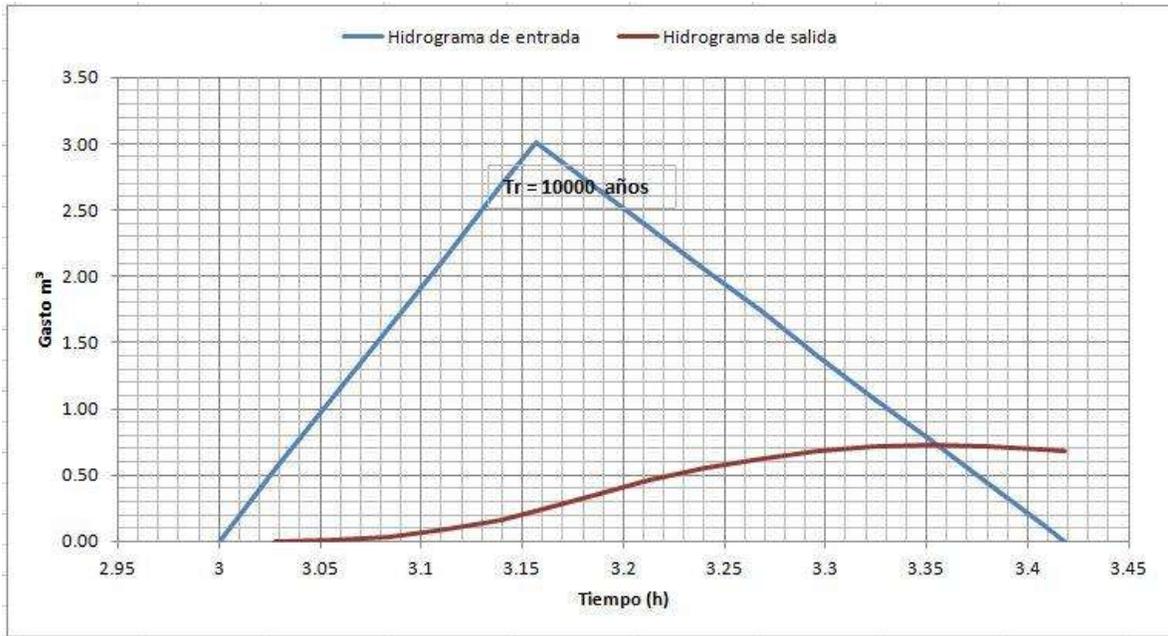


Ilustración 23. Hidrograma de entrada y salida

Para obtener la altura final de la cortina de la presa se ocupa obtener la elevación de la ola en la superficie libre del agua, lo cual se obtiene obteniendo la longitud del fetch (ilustración 24) al tener este valor del fetch se puede calcular la altura de la ola la cual se presenta en la tabla 12.

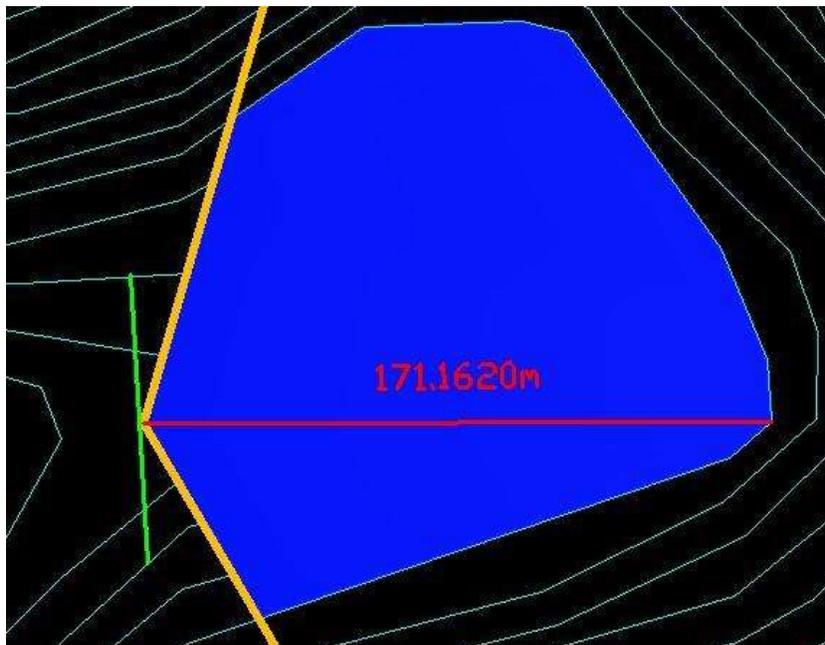


Ilustración 24. Planta de localización del fetch

Tabla 12. Altura de la ola

Elevación de la SLA (msnm)	Longitud del Fetch (km)	Altura de la ola (m)
2026.2	0.171	0.77

Tabla 13. Localización de niveles y volúmenes característicos

ELEVACIÓN	ÁREA	ÁREA	Δh	ΔV	V	
msnm	Ha	m ²	m	m ³	m ³	
2019	0	0	0	0	0	FONDO
2020	0.086573	865.73	2	577.153333	577.153333	
2022	0.738593	7385.93	2	7860.10793	8437.26126	
2022.648665	0.633151	6331.51	2	14712.0913	19219.2986	NAMin
2024	0.527707	5277.07	2	21564.0746	30001.3359	
2026	0.510229	5102.29	2	32023.9732	62025.3091	
2026.135319	0.490816	4908.16	2	36955.7651	82969.0876	NAMO
2026.205319	0.48111	4811.1	2	39421.661	93440.9768	NAME
2027.05118	0.476255	4762.55	2	40654.609	98676.9214	CORONA
2028	0.471403	4714.03	2	41887.5569	103912.866	
2030	0.438423	4384.23	2	51011.4902	154924.356	
2032	0.468164	4681.64	2	60079.367	215003.723	
2034	0.511693	5116.93	2	69876.2913	284880.014	

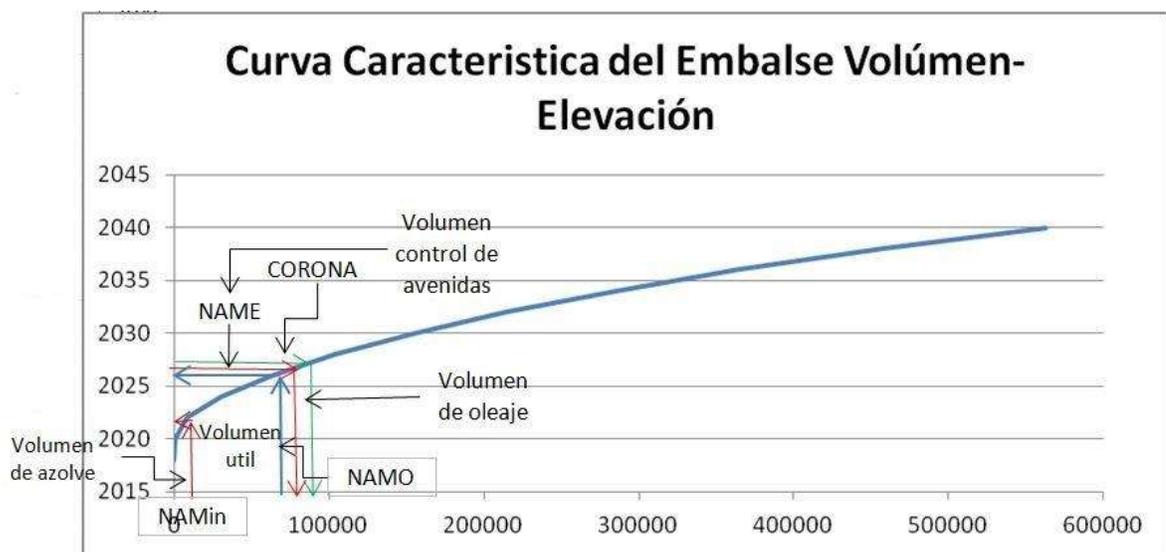


Ilustración 25. Localización de niveles y volúmenes del embalse

4.2 Altura de la presa

Al tener todos los valores mencionados anteriormente se puede obtener la altura de la presa al hacer los cálculos necesarios como se muestra en la tabla 14.

Tabla 14. Alturas de los niveles de la presa

Altura en:	Altura (m)
Presa al NAMin=	3.65
Presa al NAMO=	7.14
Presa al NAME=	7.29
Presa a la CORONA=	8.06

4.3 Análisis de estabilidad de la presa

Como estructura, la presa debe cumplir, para todas las solicitaciones previsibles, una doble condición:

- Ser estable.
- Ser resistente.

La primera exige que el sistema de fuerzas a las que está sometida esté en equilibrio. La segunda, que el material sea capaz de soportar, con el coeficiente de seguridad exigible, las máximas tensiones que se produzcan. Podríamos sintetizar más vulgarmente estas dos condiciones diciendo que la presa no debe moverse en su conjunto, ni romperse en ningún punto.

Para que un cuerpo esté en equilibrio, el sistema de fuerzas que actúa sobre él debe dar una resultante nula. En un sistema coordenado esta condición equivale a que la suma de las proyecciones sobre cada eje, así como la de sus momentos, debe ser nula.

Las presas de gravedad y las de materiales sueltos trabajan real o prácticamente con fuerzas contenidas en planos verticales normales a la coronación, por lo que su cálculo es bidimensional, salvo algunas excepciones.

Reducido el análisis de una presa de gravedad a un estado plano, la estabilidad exige la nulidad de la suma de componentes verticales y horizontales, así como de la suma de momentos respecto a un punto cualquiera del plano.

Por lo cual se deberán analizar los siguientes conceptos:

- Esfuerzos máximos de compresión que deben ser menores que los permisibles.
- Esfuerzos mínimos (principales) (pueden ser negativos, tensiones en algunos casos) mayores que los permisibles.
- Resistencia al deslizamiento que debe ser superior a las fuerzas deslizantes.

Estos conceptos serán evaluados con las siguientes ecuaciones:

$$\text{Resistencia de diseño} = \frac{\text{Resistencia última}}{F.S.}$$

Ecuación 6. Resistencia de diseño

Siendo:

F.S.= 3.00; Para combinaciones de carga ordinarias.

F.S.= 2.00; Para combinaciones de carga extraordinaria.

F.S.= 1.00; Para combinaciones de carga extremas.

Considerando para condiciones iniciales $f'c$ y para condiciones finales $1.75 f'c$.

Cálculo del empuje hidrostático:

$$Eh = \frac{\gamma h^2 b}{2}$$

Ecuación 7. Empuje hidrostático

Donde:

Eh= Empuje hidrostático.

h= Altura al NAMO.

b= Ancho de la sección.

Para el cálculo de esfuerzos mínimos se emplea la siguiente ecuación:

$$\sigma_{zu} = p\gamma H - \frac{f't}{F.S.}$$

Ecuación 8. Esfuerzos mínimos

Donde:

σ_{zu} = Esfuerzos mínimos.

γH = Subpresión máxima.

“p”= Término de reducción de subpresión: igual a uno si no hay drenes y 0.49 si los hay.

f't= Resistencia última a la tensión en el concreto.

F.S.= Factor de seguridad.

Deslizamiento. Para que no haya deslizamiento debe cumplirse que: $F.C. > F.S.$

Donde:

F.C.= Factor de seguridad

Calculando F.C. con la ecuación:

$$F.C. = \frac{c A + N \tan \Phi}{\Sigma \text{ fuerzas horizontales}}$$

Ecuación 9. Coeficiente de fricción

Donde:

F.C.= Coeficiente de fricción – cortante.

c= cohesión del concreto

Φ = ángulo de fricción interna del concreto 45°

A= Área de la superficie de desplante o de la sección horizontal a un nivel Z cualquiera al que se está realizando el análisis.

Revisión de esfuerzos: para ello se aplicará la fórmula de la escuadría:

$$\sigma_{B,A} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} y_{máx}$$

Ecuación 10. Revisión de esfuerzos (fórmula de la escuadría)

Donde:

$\sigma_{B,A}$ = Esfuerzos. σ_B de compresión si se considera el signo positivo, σ_A de tensión si se considera el signo negativo.

N= Cargas normales.

A= Área de contacto entre la cimentación y el cimacio.

M= Momento actuante.

I= Momento de inercia.

$y_{m\acute{a}x}$ = Distancia máxima al punto de análisis.

A continuación se presentan las tablas de los datos utilizados para las condiciones de seguridad (tablas 15, 16, 17 y 18)

Tabla 15. Características físicas de los materiales

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LOS MATERIALES							
COEFICIENTES DE RESISTENCIA DEL MATERIAL			RESISTENCIA COMPRESIÓN	RESISTENCIA A LA TENSIÓN	COHESIÓN	PESO ESPECIFICO MATERIAL	PESO ESPECIFICO DEL AGUA
TENSION	COHESION	ANGULO (FI)	T/m2	T/m2	T/m2	T/m3	T/m3
0.03	0.05	35	2000	60	100	2.4	1

Tabla 16. Niveles de la presa

NIVELES DE LA PRESA							
ELEVACIÓN DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN	ELEVACIÓN DE LA CORONA	ELEVACIÓN DEL VERTEDOR	ELEVACIÓN NAMIN	ELEVACIÓN NAMO	ELEVACIÓN NAME	ELEVACIÓN DEL SLA AGUAS ABAJO	ELEVACIÓN CUBETA
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
2019	2027.0571	2026.1353	2022.6486	2026.1353	2026.2853	2019	2019

Para el caso de la tabla 17 se realizaron varios análisis con respecto a los taludes, se inicio el cálculo con un talud de aguas abajo de 0.7 sin embargo tenía un sobre esfuerzo en las condiciones de “sismo al NAMO” y en la condición “extraordinaria al NAME”, después se modifico el talud aguas abajo a 0.85 sin embargo en el diagrama de esfuerzos superaba un solo rango que fue la condición de “sismo al NAMO”, al no obtener un resultado adecuado y para no seguir modificando el talud de aguas abajo se comenzó a cambiar el talud de aguas arriba para que el talud aguas abajo ya no se prolongara aún más, al hacer varios cálculos se obtuvo que un talud aguas arriba de 0.11 cumplía con la resistencia a los esfuerzos. Ilustración 26.

Tabla 17. Parámetros utilizados

PARÁMETROS UTILIZADOS							
TALUD AGUAS ABAJO	TALUD AGUAS ARRIBA	DISTANCIA DE TALON A DRENES	$K_s \cdot \gamma's$	$\gamma's$	K_{subp}	TETA	ALTURA CORTINA
						°	(m)
0.85	0.11	3	0.36	0.92	0.25	49.635	8.0571

Tabla 18. Características para los parámetros de seguridad

CARACTERÍSTICAS PARA LOS PARAMETROS DE SEGURIDAD					
COMBINACIÓN DE CARGAS	FACTOR DE SEGURIDAD	PLANO ANÁLISIS	DISTANCIA AL PIE	DISTANCIA AL TALÓN	FACTOR DRENES
			m	M	
ORDINARIAS	4	CIMENTACIÓN	3.48870297	-3.48870297	0.25
EXTRAORDINARIAS	2.7	CIMENTACIÓN			

Utilizando los datos presentados en las tablas anteriores, se procede a calcular las condiciones de seguridad (tablas 19, 20, 21, 22 y 23) y en la tabla 24, se tiene un resumen de las condiciones:

Tabla 19. Agua al NAMO condición ordinaria

AGUA AL NAMO (ORDINARIA)						
CONDICIÓN DE SEGURIDAD	SUMA FUERZAS VERTICALES	SUMA MOMENTOS	ESFUERZO DE COMPRESIÓN EN B	ESFUERZO DE COMPRESIÓN MÁXIMOS	ESFUERZOS PERMISIBLES	CONDICIÓN
I	T	T-m	T/m2	T/m2	T/m2	
	50.200	-3.035	6.821	11.749	500.000	CUMPLE
			SUMA FUERZAS HORIZONTALES	TAN (FI)	FACTOR DE SEGURIDAD CORTANTE	
II			T			
			25.456	0.700	28.790	CUMPLE
			ESFUERZO DE COMPRESIÓN EN A	ESFUERZO POR SUBPRESIÓN EN A		
III	T	T-m	T/m2	T/m2		
	67.126	-30.685	13.402	-13.216		CUMPLE

Tabla 20. Agua al NAMO con sismo condición extraordinaria

AGUA AL NAMO CON SISMO (EXTRAORDINARIA)						
CONDICIÓN DE SEGURIDAD	SUMA FUERZAS VERTICALES	SUMA MOMENTOS	ESFUERZO DE COMPRESIÓN EN B	ESFUERZO DE COMPRESIÓN MÁXIMOS	ESFUERZOS PERMISIBLES	CONDICIÓN
I	T	T-m	T/m2	T/m2	T/m2	
	50.200	56.309	14.134	24.346	740.741	CUMPLE
			SUMA FUERZAS HORIZONTALES	TAN (FI)	FACTOR DE SEGURIDAD CORTANTE	
II			T			
			47.356	0.700	15.476	CUMPLE
			ESFUERZO DE COMPRESIÓN EN A	ESFUERZO POR SUBPRESIÓN EN A		
III	T	T-m	T/m2	T/m2		
	67.126	28.659	6.088	-20.438		CUMPLE

Tabla 21. Presa vacía con sismo condición extraordinaria

PRESA VACÍA CON SISMO (EXTRAORDINARIA)						
CONDICIÓN DE SEGURIDAD	SUMA FUERZAS VERTICALES	SUMA MOMENTOS	ESFUERZO DE COMPRESIÓN EN B	ESFUERZO DE COMPRESIÓN MÁXIMOS	ESFUERZOS PERMISIBLES	CONDICIÓN
I	T	T-m	T/m2	T/m2	T/m2	
	64.326	-41.384	4.119	7.095	740.741	CUMPLE
			SUMA FUERZAS HORIZONTALES	TAN (FI)	FACTOR DE SEGURIDAD CORTANTE	
II			T			
			15.438	0.700	48.113	CUMPLE
			ESFUERZO DE COMPRESIÓN EN A	ESFUERZO POR SUBPRESIÓN		
III	T	T-m	T/m2	T/m2		
	64.326	-41.384	14.319	-22.222		CUMPLE

Tabla 22. Agua al NAME condición extraordinaria

AGUA AL NAME (EXTRORDINARIA)						
CONDICIÓN DE SEGURIDAD	SUMA FUERZAS VERTICALES	SUMA MOMENTOS	ESFUERZO DE COMPRESIÓN EN B	ESFUERZO DE COMPRESIÓN MÁXIMOS	ESFUERZOS PERMISIBLES	CONDICIÓN
I	T	T-m	T/m2	T/m2	T/m2	
	49.962	1.001	7.284	12.546	740.741	CUMPLE
			SUMA FUERZAS HORIZONTALES	TAN (FI)	FACTOR DE SEGURIDAD CORTANTE	
II			T			
			26.527	0.700	27.622	CUMPLE
			ESFUERZO DE COMPRESIÓN EN A	ESFUERZO POR SUBPRESIÓN EN A		
III	T	T-m	T/m2	T/m2		
	67.244	-27.231	12.993	-20.401		CUMPLE

Tabla 23. Presa vacía

PRESA VACÍA						
CONDICIÓN DE SEGURIDAD	SUMA FUERZAS VERTICALES	SUMA MOMENTOS	ESFUERZO DE COMPRESIÓN EN B	ESFUERZO DE COMPRESIÓN MÁXIMOS	ESFUERZOS PERMISIBLES	CONDICIÓN
I	T	T-m	T/m2	T/m2	T/m2	
	64.326	-82.195	-0.911	-1.569	740.741	CUMPLE
			SUMA FUERZAS HORIZONTALES	TAN (FI)	FACTOR DE SEGURIDAD CORTANTE	
II			T			
			0.000	0.700	N/A	CUMPLE
			ESFUERZO DE COMPRESIÓN EN A	ESFUERZO POR SUBPRESIÓN		
III	T	T-m	T/m2	T/m2		
	64.326	-82.195	19.349	-22.222		CUMPLE

Tabla 24. Resumen de condiciones de seguridad

RESUMEN			
COMBINACIÓN DE CARGAS	CONDICIÓN DE SEGURIDAD		
	I	II	III
AGUA AL NAMO	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
AGUA AL NAMO Y SISMO	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
AGUA NAME	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PRESA VACÍA	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
PRESA VACÍA SISMO	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

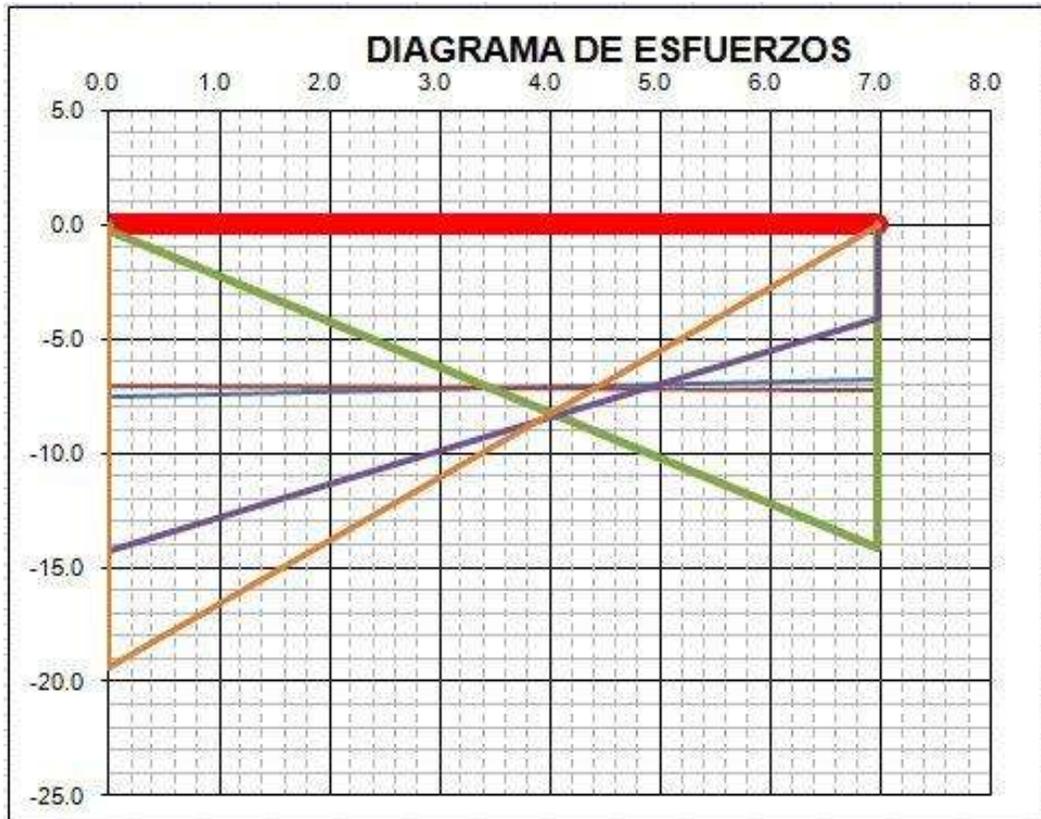


Ilustración 26. Diagrama de esfuerzos

5 Beneficios de la presa

Una presa se construye básicamente con dos fines: elevar el nivel para poder derivar a través de un sistema de conducción; y formar un depósito que, al retener lo necesario, permita suministrar el líquido en los momentos de escasez o para amortiguar las crecidas.

Las presas en el mundo han tenido diferentes funciones a lo largo de la historia desde la generación de energía, riego, regulación de aguas y abastecer las poblaciones.

La energía hidroeléctrica, obtenida a través del aprovechamiento de la energía cinética y el potencial de las corrientes y saltos de agua, es una de las fuentes renovables más antiguas y utilizadas del planeta para la obtención de energía. Las presas utilizadas para la generación de energía son presas grandes ya que requieren bastante potencia para efectuar esta acción. En la ilustración 27 se muestra el esquema básico del funcionamiento de estas presas.

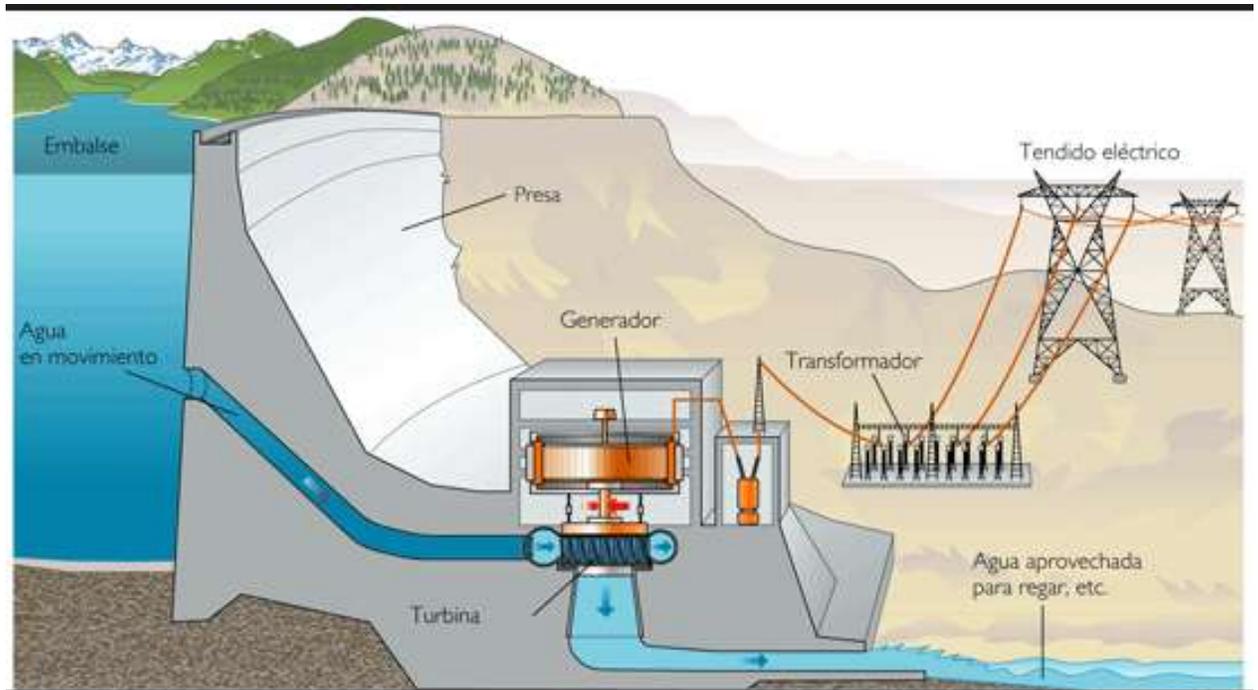


Ilustración 27. Esquema de una presa para generación de energía hidroeléctrica

Las presas para riego, normalmente son de gravedad y pequeñas, consiste en una presa con cortina de material rígido (concreto simple, mampostería, etc.), de no más de 15 m de altura máxima. Esta estructura debe su estabilidad, frente a las fuerzas externas actuantes sobre ella, fundamentalmente a la fuerza representativa de su propio peso. Esta se acompaña de una obra de toma para cuando se tienen pequeñas superficies de riego, o se riega a través de canales, como se muestra en la ilustración 28.

Los embalses de contención de avenidas, usualmente se encuentran vacíos, pero cuando el agua llega a la avenida, se llenan rápidamente, luego se vacían despacio, al ir descargando sus caudales de manera que no dañen al bajar; los embalses al igual son utilizados para almacenar el agua para el uso de la población para cuando se encuentra una localidad con un déficit de agua, por lo regular se pretende que el suministro sea por gravedad para que no surja el problema del costo. En la ilustración 29 se muestra un ejemplo en la localidad de este tipo de presas.



Ilustración 28. Riego a gravedad mediante canales. Esto puede presentarse en presa pequeñas especiales para riego de zonas agrícolas

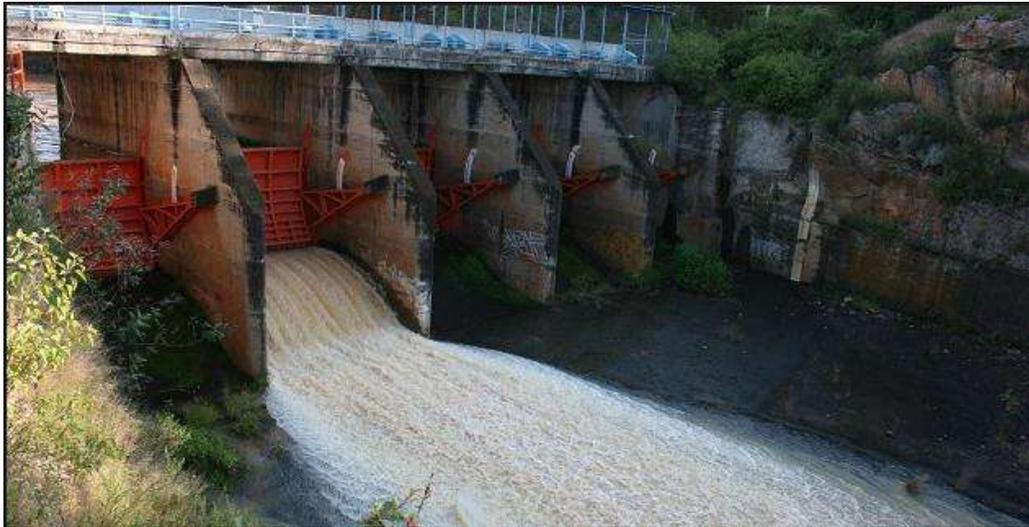


Ilustración 29. Presa de cointzio en Morelia, Michoacán. Usada también para el control del flujo en los ríos que atraviesan la ciudad

En cuanto al abastecimiento de las poblaciones, el hecho de encauzar la corriente de las avenidas y almacenarlo dentro de una presa (sea cual sea el tamaño), nos proporciona la oportunidad de abastecer con este caudal a las poblaciones cercanas, dándole así otro uso importante a dicha estructura hidráulica. En la ilustración 30 se presenta una presa en la que se observan las tuberías que se encargan del abastecimiento, con el fin de ejemplificar los usos mencionados.

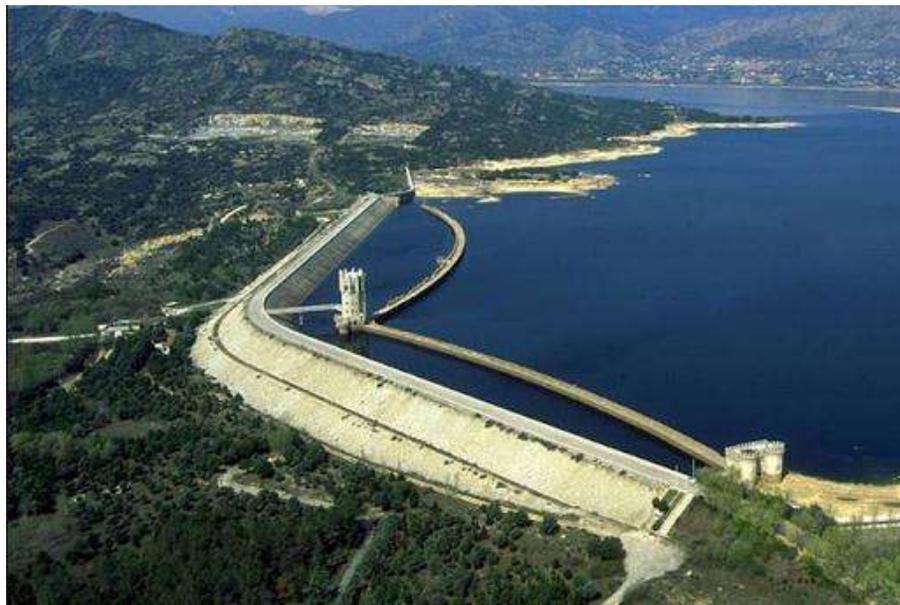


Ilustración 30. Presa para abastecimiento de agua; se puede observar la población alrededor de la presa así como las obras de distribución de agua

La presa de este trabajo está siendo propuesta para ser usada como control de avenidas y abastecimiento de agua a la población cercana.

5.1 Control de avenidas

Generalmente, el control de avenidas no es la función principal para la que se construye un embalse, pero la mayoría de ellos reservan una parte de su gestión a la reducción de los caudales más elevados que reciben. La laminación de las crecidas es un aspecto muy relevante en la gestión de los recursos hídricos y planificación del territorio pues, por una parte, permite un rápido llenado del embalse y, por otra, reduce el riesgo de inundación en los sectores localizados aguas debajo de la presa. (López, M., Beguería S., García, R. 2003. Efecto de los embalses en el control de avenidas en el pirineo central español. Instituto Pirenaico de Ecología, Zaragoza.)

La misión del aliviadero o vertedor de una presa, es derivar y transportar el agua sobrante y amortiguar su energía al reintegrarla al cauce para evitar perjuicios a la propia presa y a los bienes y personas aguas abajo. En los aliviaderos se presentan todos los problemas de la hidráulica y con la máxima intensidad, por lo que son quizá las obras más eminentemente hidráulicas.

El problema fundamental de un aliviadero es que la determinación del caudal máximo a evacuar, esencial para su proyecto e incluso para el de la propia presa, es la más incierta de las decisiones que han de tomarse. En un río puede conocerse con suficiente aproximación la avenida máxima ocurrida en un período contemporáneo, sin embargo no se puede saber la máxima avenida en acontecida en los últimos tres o cuatro siglos. Suponiendo que fuera posible saber la avenida máxima de hace 300 o 400 años, esto solo nos daría la indicación de que tal avenida puede repetirse, pero es obvio que también podría ocurrir otra superior.

Ante la poca certidumbre en la evaluación de una magnitud de tanta trascendencia, se impone tomar un razonable margen de seguridad para tener una amplia garantía de que las avenidas que se presenten en la realidad no afectarán a la seguridad de la presa ni causarán en el resto del cauce daños suplementarios sobre los que habrían ocurrido sin existir la presa y su aliviadero. (FUENTE: EL LIBRO AZUL)

La evaluación de la avenida máxima puede hacerse por los siguientes métodos:

- Directos e históricos
- Probabilísticos
- Empíricos
- Modelos de simulación hidrológica

Para este trabajo se hizo uso de los datos históricos para calcular por medio de métodos probabilísticos, la avenida máxima que debe soportar la presa propuesta. Cabe mencionar que el escurrimiento que se presente, será encauzado no a una corriente, si no a la tubería correspondiente para abastecer la zona.

Aunque, como se mencionó, la función principal de una presa no es controlar los escurrimientos, el mayor motivo para hacer esta propuesta de infraestructura fueron las inundaciones ocasionadas en la zona; en tiempo de lluvia las obras de drenaje no son suficientes para desahogar las vialidades.

En las ilustraciones 31, 32, 33 y 34 se puede apreciar las inundaciones en el sector Revolución Oriente, el cuál sería beneficiado con una obra para el control de las avenidas, como la presa propuesta en este trabajo. Esta zona de Morelia, es una de las más frecuentadas no sólo por la población local sino también por los turistas (debido a que es altamente comercial), y los viajeros (ya que se es parte del libramiento que rodea la ciudad, además de que se encuentra una salida hacia carreteras federales de importancia).

DIMENSIONAMIENTO DE UNA PRESA PARA ALMACENAMIENTO Y CONTROL DE AVENIDAS
UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



Ilustración 31. Avenida Camelinas, vista de oeste a este, a la altura de Plaza Morelia.



Ilustración 32. Avenida Camelinas, frente a Plaza las Américas de oeste a este.



Ilustración 33. Avenida Camelinas, en el cruce que se encuentra en la esquina de Plaza las Américas. Visto de este a oeste



Ilustración 34. Avenida Camelinas, en el mismo cruce que la ilustración anterior pero visto de la otra esquina, este a oeste.

5.2 Abastecimiento.

El abastecimiento de agua potable para cubrir las necesidades de la población, representa una gran responsabilidad y se convierte en uno de los principales retos para el mundo, debido a la creciente demanda en función del aumento poblacional.

Si se diseñan correctamente, las presas permiten que el agua esté disponible en épocas en las que, en su ausencia, no estaría disponible, por lo tanto se incrementan los recursos hídricos renovables aprovechables. Esto es particularmente importante en países en los que el agua disponible durante la temporada seca y la temporada de lluvias varía considerablemente.

El suministro de agua a la ciudad de Morelia proviene de fuentes de origen superficial y de fuentes de origen subterráneo; la primera la constituye la Presa de Cointzio y los manantiales de la Mintzita, San Miguel y El Salto y la Higuera, que aportan el 50 % del agua producida, en tanto que las segundas aportan el restante 50 % mediante los pozos localizados en la ciudad. En conjunto, se tiene una producción de aproximadamente 3147 lts/s, sin descontar la pérdida de agua por fugas, consideradas del 40 %. Esto, para abastecer una población del orden de los 729, 279 habitantes. (Instituto Nacional de Estadística y Geografía [INEGI], 2010).

Como resultado del análisis del escurrimiento en la cuenca hidrológica, así como de la capacidad de la presa propuesta, tenemos que el volumen almacenado en la presa al nivel del NAMO es de 82,970m³. Esto proporcionara un abastecimiento de agua para 7 colonias de la zona las cuales son (se pueden observar en la ilustración 35):

- Loma Libre
- Lomas del Punhuato
- Paraíso Monarca
- Nicolás Romero
- Residencial Lancaster
- Paseo de las Lomas
- 12 de Diciembre

Estas colonias fueron seleccionadas tomando en cuenta que pudieran ser abastecidas a gravedad, para que no fuera necesario algún sistema de bombeo y por lo tanto, éste tipo de abastecimiento no implicara un gasto mayor que en algún momento no pudiera ser sustentable, por lo tanto el nivel topográfico de las colonias es menor a el nivel topográfico de donde se propone la cortina de la presa.

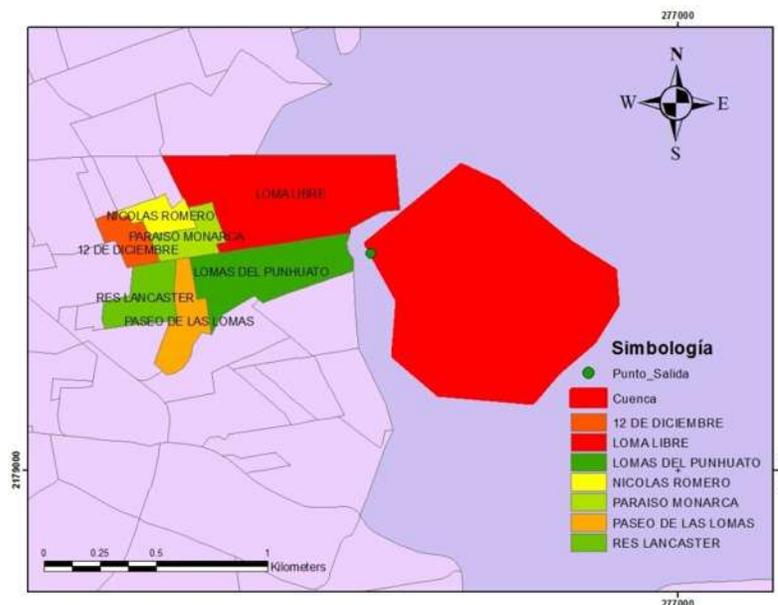


Ilustración 35. Colonias propuestas para el abastecimiento

A continuación se presentan las tablas referentes a los cálculos que se hicieron para establecer dicho abastecimiento:

Teniendo una densidad de población para la ciudad de Morelia de 0.0006092 hab/m² según INEGI (Tabla 25)

Tabla 25. Densidad de población (INEGI)

Densidad de Población	
0.0006092	hab/m ²

Utilizando una dotación por habitante de 150 litros/hab/día como se muestra en la tabla 26.

Tabla 26. Dotación

Dotación	
150	litros/habitante/día

Como se muestra en la ilustración 35, las áreas de las colonias fueron obtenidas del programa ArcGIS. Teniendo las áreas de las colonias se procedió a calcular el total de las áreas como se muestra en la tabla 27.

Tabla 27. Colonias y sus áreas

Colonias	Área	
Loma Libre	335902.27	m2
Lomas del Punhuato	161330.89	m2
Paraíso Monarca	48400.08	m2
Nicolás Romero	36584.26	m2
12 de Diciembre	40039.51	m2
Residencial Lancaster	68825	m2
Paseo de las Lomas	65366.22	m2
TOTAL=	756448.23	m2

Haciendo la multiplicación de la densidad de población con el total de las áreas de las colonias se tiene el total de la población beneficiada como se muestra en la tabla 28.

Tabla 28. Población beneficiada

Población beneficiada	
460.828262	habitantes

Con la información de las tablas 26 y 28 se puede obtener el agua requerida para las colonias, multiplicando la dotación por la población beneficiada. (Ilustración 35).

Tabla 29. Agua requerida para las colonias por día

Agua requerida para las colonias por día	
69124.2393	litros/día

Teniendo el agua requerida para los habitante de las colonias mencionadas por día, se calcula el abastecimiento para un año (tabla 30) lo cual nos da un 30% del agua almacenada por la presa por lo tanto se considera adecuado el cálculo.

Tabla 30. Abasto para un año

Abasto para 1 año	
25230347.3	Litros

6 Conclusiones y recomendaciones

A continuación se presentan las ilustraciones con las dimensiones de la presa, elaboradas en el programa de AutoCAD (ilustración 36, 37 y 38)

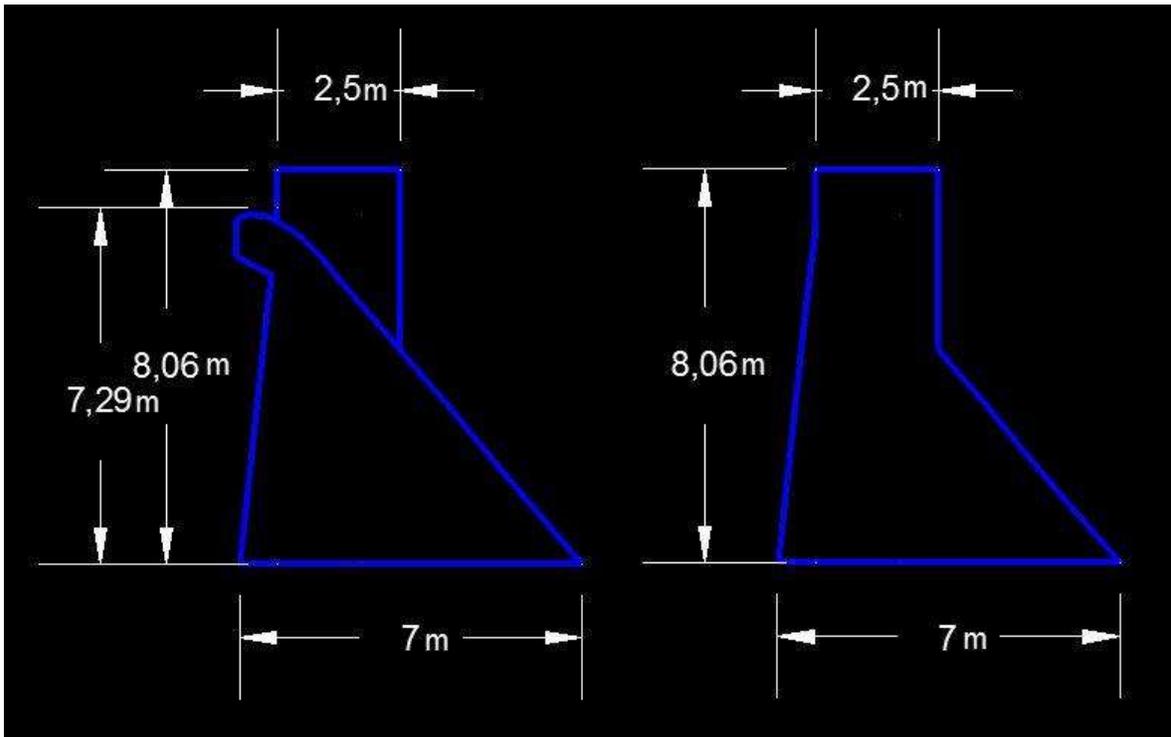


Ilustración 36. Dimensiones de la cortina de la presa (corte transversal)

En la ilustración 36 se muestran las dimensiones de la presa en un corte transversal; la altura de 7.29 metros corresponde a la cota superior del vertedor como se muestra en la ilustración, la cota inferior es de 7.15 metro; los 2.5 metros de ancho de la corona están propuestos para el tránsito de personas únicamente; la base y la altura total de la cortina fueron las calculadas en el apartado 4.3.

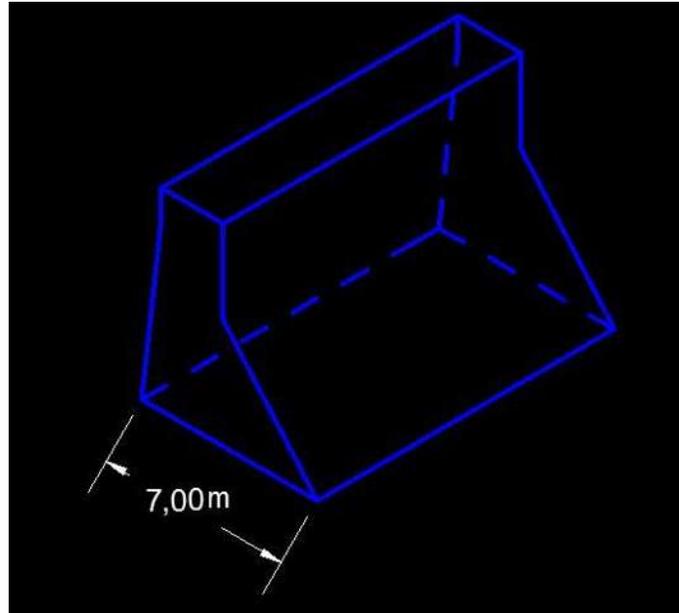


Ilustración 37. Perspectiva 30°, 60°

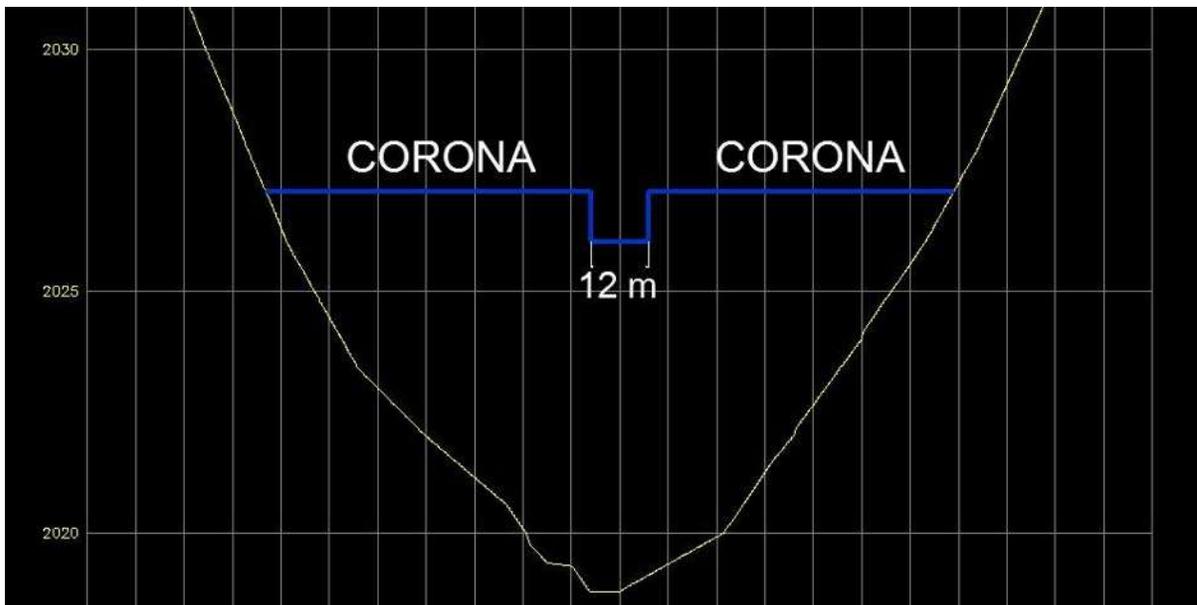


Ilustración 38. Ubicación de la cortina en el perfil del terreno

En la ilustración 38 se muestra el perfil del terreno incluyendo la cortina y el vertedor; se puede observar que el ancho del vertedor es de 12 metros, esta longitud se propuso de acuerdo al ancho del cauce al que desembocaría dicho vertedor, hacerlo de una longitud mayor sería riesgoso para la población que habita en la zona, al presentarse esta cortina muy cerca de la mancha urbana.

6.1 Conclusiones

- Esta obra beneficiaría de forma directa e indirecta a toda la población, en primer lugar por el control de las avenidas que se resume en inundaciones importantes en la zona nororiente de la ciudad, así como para la protección de la infraestructura carretera en un tramo del periférico.
- El control de esta corriente representaría una gran disminución de las inundaciones en la zona comercial más importante de la ciudad, que recorre desde “Plaza Morelia avanzando por la “Av. Camelinas” y llegando hasta “Plaza las Américas”.
- Otra parte importante de beneficio para la población es el suministro de agua para las colonias: Loma libre, Lomas del Punhuato, Paraíso Monarca, Nicolás Romero, Residencial Lancaster, Paseo de las Lomas y 12 de Diciembre; colonias cercanas a la presa, propuestas para ser abastecidas por ella.
- Para el suministro, se tendría que invertir en los conductos necesarios para dicho propósito, pero no representaría un gasto en lo referente a la distribución, las colonias mencionadas pueden abastecerse por gravedad, de acuerdo a su ubicación topográfica, es decir, no sería necesario un gasto en un sistema de bombeo.

6.2 Recomendaciones

- Al tener una gran longitud para una presa de estas dimensiones, se podría analizar el caso de aumentar el talud en los laterales de la cortina y así disminuir la longitud y por lo tanto el costo.
- Para complementar ésta propuesta podrían realizarse los estudios necesarios para comprobar los datos tomados de las cartas geológicas y topográficas de

INEGI; así como también los estudios de impacto ambiental para corroborar que no se vea afectada la zona inundada.

- Hacer encuestas a los habitantes de la zona para ver la viabilidad de la construcción de la obra.
- Se recomienda realizar obras de protección alrededor de la presa por seguridad de los habitantes de la zona ya que la obra se encuentra en los márgenes de la mancha urbana.
- Colocar una obra de desagüe en la base de la cortina; ésta obra relativamente pequeña serviría para la limpieza del material que se asienta en la presa; también podría ser la toma para el abastecimiento del agua.

7 Bibliografía

García Concha Alejandro. Metodología para la determinación de mapas de riesgo de inundación. 2013.

Hernández Juan, Vieyra, Antonio. Riesgo por inundaciones en asentamientos precarios del periurbano. Morelia, una ciudad media mexicana. ¿El desastre nace o se hace? Revista de Geografía Norte Grande [en línea] 2010, (Sin mes) :Disponible en: <<http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=30015379003>> ISSN 0379-8682

Vallarino Eugenio. Tratado Básico de Presas. Tomo I: Generalidades – Presas de hormigón y de materiales sueltos – Aliviaderos.

Jaime Paredes, Alberto y Miguel Ángel Figueras Corte, Aspectos Fundamentales para el Diseño de Presas Pequeñas. México: XXIV. Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, 2008. En prensa.

AROS, V. 1997. Apuntes de Hidrología. Ingeniería Civil. Universidad de Concepción. Concepción. Chile. 25 - 31 p.

Arreygue-Rocha E., et al., 2004^a, Eventos excepcionales e inundaciones en la ciudad de Morelia, Michoacán: Ciencia Nicolita, Morelia, [s.n.], 12-15

IMTA. Instituto Mexicano De Tecnología Del Agua. (2012). “La escasez del agua”. Recuperado de: https://www.imta.gob.mx/conamexphi/index.php?option=com_content&view=article&id=323:la-escasez-de-agua&Itemid=62

Martínez, G. (2013, 20 de enero). “Vivir sin agua en Morelia”. Cambio de Michoacán. Recuperado de: <http://www.cambiodemichoacan.com.mx/nota-190695>