



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO HIDRÁULICO DEL SISTEMA DE
RIEGO PARA EL POBLADO DE NEJAPA DE
MADERO, MUNICIPIO DE NEJAPA DE
MADERO EN EL EDO. DE OAXACA.**

TESIS

Que para obtener el título de

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A N

Martín Castro Torres

Ramiro Jarquín Quiroz

DIRECTOR DE TESIS

Ing. Marcos Trejo Hernández



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2022



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/112/15

Señores
MARTÍN CASTRO TORRES
RAMIRO JARQUÍN QUIROZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. MARCOS TREJO HERNÁNDEZ, que aprobó este Comité, para que lo desarrollen ustedes como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"DISEÑO HIDRÁULICO DEL SISTEMA DE RIEGO PARA EL POBLADO DE NEJAPA DE MADERO,
MUNICIPIO DE NEJAPA DE MADERO EN EL EDO. DE OAXACA"**

- INTRODUCCIÓN
- I. ANTECEDENTES
- II. ESTUDIOS
- III. DISEÑO HIDRÁULICO
- IV. RIEGO
- V. PRESUPUESTO DE OBRA
- VI. CONCLUSIONES

Ruego a ustedes cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo les recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 16 octubre 2015.
EL PRESIDENTE

M.I. GERMÁN LOPEZ RINCÓN

GLR/MTH*gar.

Índice

	Pág.
Introducción	1
I. Antecedentes	3
1.1 Problemática	5
1.2 Zona de estudio	5
1.3 Objetivos	11
II. Estudios	12
2.1 Topográfico	12
2.1.1 Sistemas de navegación por satélite	13
2.1.2 Sistema de posicionamiento global	14
2.1.3 Técnicas de medición GPS	15
2.1.4 Segmentos de un sistema de navegación por satélite	16
2.1.5 Aspectos geodésicos	18
2.1.6 Caso de estudio	19
2.2 Fisiografía	28
2.3 Agrológico	29
2.3.1 Clima	30
2.3.2 Geología	30
2.3.3 Edafología	31
2.3.3.1 Unidades de suelo	32
2.3.3.2 Propiedades físicas del suelo	34
2.3.3.3 Parámetros de humedad	39
2.3.4 Hidrografía	40
2.3.5 Uso de suelo y vegetación	41
2.4 Uso consuntivo	42
2.4.1 Método Blaney – Criddle	47
2.4.2 Requerimiento de riego en los cultivos	49
2.4.3 Cálculo de litros por día por planta	57
2.4.4 Dosis, frecuencia, tiempo de riego y número de emisores	59
2.4.5 Caudal total del sistema de riego	67
III. Diseño hidráulico	71
3.1 Clasificación y descripción general de las bombas	72
3.2 Sistemas de bombeo	85
3.3 Línea de conducción	92
3.4 Tanque de almacenamiento	94

3.5 Línea de alimentación	96
IV. Riego	96
4.1 Riego por superficie	97
4.2 Riego por goteo	102
4.3 Riego por aspersión	122
4.4 Propuesta solución	134
V. Presupuesto de obra	185
5.1 Costo directo, Materiales	190
5.1.1 Costo directo de materiales	192
5.2 Costo directo, Mano de Obra	194
5.2.1 Ley Federal del Trabajo	196
5.2.2 Ley del Instituto del Fondo Nacional de la Vivienda para los Trab.	197
5.2.3 Ley del Instituto Mexicano del Seguro Social	197
5.2.4 Rendimiento de Mano de Obra	199
5.3 Costo directo, Maquinaria y Equipo	201
5.3.1 Vida útil	202
5.3.2 Vida económica	203
5.3.3 Valor de rescate	203
5.3.4 Costo horario de operación	204
5.3.5 Costos fijos	204
5.3.6 Costos por consumo	205
5.3.7 Costos por operación	206
5.3.8 Costo horario revolvedora	208
5.3.9 Costo horario estación total	208
5.3.10 Costo horario retroexcavadora	209
5.3.11 Costo horario motoniveladora	209
5.4 Costo indirecto, Financiamiento y Utilidad	210
5.5 Costos básicos	214
5.6 Precios unitarios	217
5.7 Presupuesto final	228
VI. Conclusiones	230
Anexos	232
Índice de tablas	246
Índice de figuras	248
Bibliografía	250
Bibliografía complementaria	251



I. INTRODUCCIÓN

El sector agropecuario en México ha sufrido una serie de cambios y adaptaciones a lo largo de los años, tanto por modificaciones en las condiciones de la tierra, las variaciones en el clima y los cambios en las demandas de la sociedad. En ocasiones esto se ha hecho al modificar las prácticas de manejo de las unidades agropecuarias y por la sustitución de cultivos, entre otras causas¹.

Resulta relevante en primera instancia comentar que México² en la actualidad cuenta con un territorio nacional de 198 millones de hectáreas de las cuales 145 millones se dedican a la actividad agropecuaria. Cerca de 30 millones de hectáreas son tierras de cultivo y 115 millones son de agostadero³. Con el fin de conceptualizar mejor estos cambios es importante plantear el análisis de la agricultura, dividiéndolo en función de los cambios en el papel del sector agrícola en el desarrollo nacional.

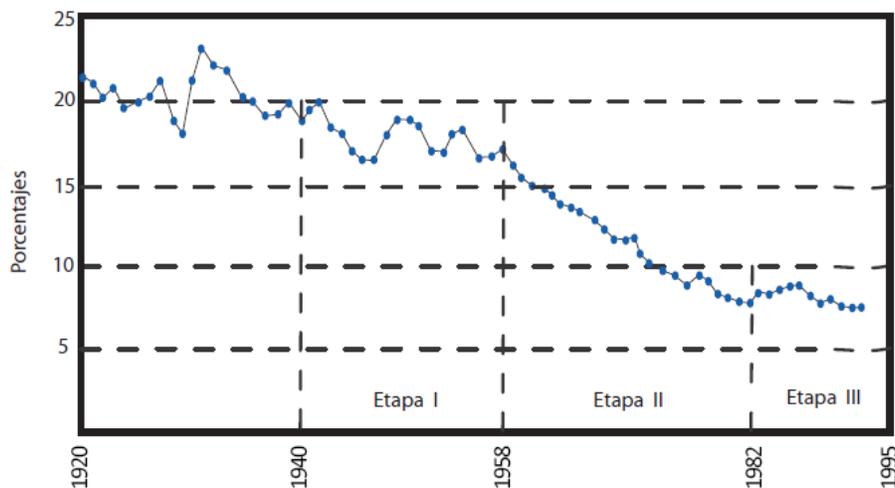


Figura 1. Participación del producto agrícola en el producto interno bruto 1921-1993.

El análisis⁴ toma como punto de partida el colapso del modelo primario exportador⁵ a consecuencia de la crisis 1929-1932, y las profundas reformas realizadas durante el periodo cardenista. A partir de las radicales transformaciones llevadas a cabo en ese periodo se identifica una primera fase de auge agrícola, de 1940 a 1958, durante la cual la agricultura crecía en forma irregular, pero alcanzando una tasa promedio casi semejante a la tasa de crecimiento de la economía en su conjunto.

¹ Situación actual del sector agropecuario en México, perspectivas y retos, Roberto I. Escalante y Horacio Catalán, economía UNAM, enero-febrero 2008.

² La FAO en México: Más de 60 años de colaboración, Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación, 2009.

³ Tierras con capacidad para producir forraje para el ganado y animales silvestres.

⁴ El papel de la agricultura en el desarrollo de México, Luis Gómez-Oliver, FAO, Santiago de Chile. 1994.

⁵ Tenía como base la producción de bienes primarios (extracción de recursos naturales) para la exportación como principal fuente de riqueza, impuesto en el periodo presidencial de Porfirio Díaz y Lázaro Cárdenas.



Consecuentemente, la participación de la agricultura dentro de la economía nacional disminuía lentamente, reflejando los años agrícolas climáticamente buenos o malos. En 1940, la agricultura representaba 19% del producto interno bruto nacional; en 1958 había bajado solamente a 17%.

En ese año se inició el periodo identificado como de desarrollo estabilizador, correspondiendo a una estrategia de muy definida orientación hacia la industrialización por sustitución de importaciones. En esta etapa se aplicó la política agrícola compensatoria, basada en subsidios fiscales, que se mantuvo durante todo el desarrollo con estabilidad de precios y continuó durante el estancamiento con inflación y el auge petrolero de los años sesenta. La tasa de crecimiento del sector agropecuario tendía a ser significativamente inferior a la tasa de crecimiento de la economía nacional, la que era impulsada esencialmente por el crecimiento industrial. Esta diferenciación se acentuó a partir de 1966 y continuó hasta 1981, último año antes de la crisis de la deuda externa. De 1958 a 1981 la participación de la agricultura en la economía nacional bajó de 17% a solamente 8%.

La tercera etapa se inicia con la crisis de 1982 y se extiende hasta el presente. La importancia que, aún en la actualidad, tienen los cambios provocados por la crisis de la deuda externa y los procesos de ajuste obligan a considerar no solamente el impacto global sobre el crecimiento sectorial, sino a desagregar sub periodos destacando los esfuerzos de estabilización, la incidencia del colapso petrolero de 1986, las reformas estructurales, el inicio de la recuperación y los determinantes de la crisis cambiaria de 1994.

La agricultura en México es más que un sector productivo importante. Más allá de su participación en el PIB nacional, que es de apenas 3%⁶, las múltiples funciones de la agricultura en el desarrollo económico, social y ambiental determinan que su incidencia en el desarrollo sea mucho mayor de lo que ese indicador implicaría. Entre los argumentos que muestran la relevancia de la agricultura en el país pueden mencionarse los siguientes:

a) La agricultura es una actividad fundamental en el medio rural, en el cual habita todavía una parte altamente significativa de la población nacional. En las pequeñas localidades rurales dispersas (con población inferior a 2,500 personas) viven 24 millones de mexicanos, es decir, casi la cuarta parte de la población nacional. De las 199 mil localidades del país, 196 mil corresponden a esa dimensión. Sin embargo, la vida rural en México se extiende mucho más allá de esas pequeñas localidades. En ocasiones se considera un umbral de 15 mil habitantes ya que las localidades con población inferior a ese número presentan formas de vida característicamente rurales. Utilizando ese umbral la población rural resulta de más de 38 millones de personas (37% del total nacional). Lejos de ser marginal, el desarrollo rural (empleo, ingreso, articulaciones productivas, condiciones de vida) constituye una parte muy relevante del desarrollo nacional⁷.

b) El desarrollo agrícola y rural juega también un papel muy relevante dentro de la estrategia para mejorar la inserción internacional del país. En las negociaciones comerciales

⁶ FUENTE: <http://wdi.worldbank.org/table/4.2>.

⁷ INEGI, Encuesta Nacional de Ingresos y Gastos de los Hogares 2008; y CONAPO.



internacionales el sector agroalimentario es considerado como altamente sensible en función de la multifuncionalidad de la agricultura, es decir, su importante incidencia en la alimentación, el empleo, la conservación de los recursos naturales, el medio ambiente -incluyendo el ritmo de calentamiento global y el cambio climático- el ordenamiento territorial, el ecoturismo, la preservación del paisaje rural y la conservación del patrimonio cultural.

c) Finalmente, el medio rural también es depositario privilegiado de muchas de las raíces culturales mexicanas y de las expresiones más entrañables de la identidad nacional. En el México rural, campesino e indígena, y en la naturaleza del campo nacional toman cuerpo los rasgos y valores que definen su identidad, su geografía, su idiosincrasia, la historia compartida, y la cultura profunda que distingue al país dentro del mundo y lo caracteriza como parte del mundo⁸.

Por ello, el presente trabajo tiene como finalidad aportar una solución a la problemática de satisfacer la demanda de agua en una parcela con riego de temporal por medio de riego en el municipio de Nejapa de Madero y en especial en la comunidad del mismo nombre.

Con la finalidad de llevar a cabo dicho fin, se realizan estudios de topografía, agrológicos, y de uso consuntivo de los cultivos que más se producen en el municipio, que con ellos se efectúa el diseño hidráulico de los elementos que conforman el sistema de riego: cárcamo de bombeo, sistema de bombeo, línea de conducción, tanque enterrado y línea de alimentación.

Al haber realizado dichas tareas y la determinación de la propuesta solución, se presentan las recomendaciones para su implementación indicando sus principales beneficios y componentes. Al final de este trabajo se desarrolla el presupuesto de obra tomando en consideración el material, la mano de obra, material, equipo y costos dentro de la propuesta económica.

1. ANTECEDENTES

Hablar de la agricultura es hablar de la historia de México, la cual ha ido variando y modificándose sustancialmente a lo largo de los años. En un principio, y para poder conceptualizarla debemos decir que la agricultura⁹ se define como el conjunto de actividades y conocimientos desarrollados por los humanos destinados a cultivar la tierra y cuya finalidad es obtener productos vegetales como verduras, frutas, granos y pastos para la alimentación del ser humano y de sus animales domésticos. Así la agricultura es el nombre femenino para designar el cultivo de la tierra.

En la época prehispánica el espacio geográfico utilizado para la agricultura no era el mismo que se tienen en la actualidad, aunado a diferentes factores, tales como extensiones de tierra, recursos hídricos, temperatura atmosférica y ciclo hidrológicos. Las regiones templadas y semiáridas de México eran preferidas para vivir por los grupos humanos, estos grupos nómadas cazaban y recolectaban frutas, raíces y partes vegetales en las distintas zonas ecológicas y épocas del año

⁸ *Iniciativa de Ley de planeación para la Inversión Rural y la Seguridad Alimentaria*, Ramírez, H., Senado de la República, México 2008.

⁹ *Panorama de la agricultura en México*, Salvador Mena Munguía y Mario Ramírez Martínez, Universidad de Guadalajara, 2014.



para satisfacer sus necesidades de sobrevivencia, teniendo una fuerte dependencia de la distribución e intensidad del temporal de lluvias, y de los fenómenos meteorológicos en general; así aprendieron la fenología¹⁰ de los cultivos y los hábitos de los animales. Después vendría la agricultura y la domesticación de algunos animales, que no la ganadería, ya que ésta se inició con la llegada de los españoles.

El inicio de la agricultura en estas regiones implicó la producción de diferentes variedades como el maíz, frijol, algodón, chile, calabaza y aguacate, las cuales asociadas como combinaciones productivas implicaron un pleno aprovechamiento productivo del medio ambiente al contrario que si cada una de ellas se sembrara por separado.

A partir de 1550 la agricultura en México se dividió en dos grandes tipos: la agricultura prehispánica maicera e intensiva, que fue alterada, modificada y mutilada, y la agricultura española con tracción animal.

En la época colonial, los españoles dan los primeros pasos hacia la formación hacendaria cultivando caña de azúcar, arroz y en los valles centrales cultivando trigo, los cuales pasaron a ser parte de la dieta de la nueva población hispano-india-mestiza, que al igual que la agricultura, estaba en proceso de desarrollo. En esta época la siembra de caña dio pauta al establecimiento de pequeñas fábricas de azúcar sin refinar y melazas, así como cultivos de olivo y vid.

En los primeros 80 años del siglo XVI se articuló la estructura de extracción de recursos, en especial de la plata, el cual tuvo tal efecto que España pasó a hacer potencia mundial por varios siglos y México, con su sistema agrícola minero, fue soporte de tal éxito. Las convulsiones que siguieron a estos cambios trajeron la independencia de México y, con ella, el inicio del cambio, no del sistema agrícola, si no de la estructura agraria nacional¹¹.

A partir de 1850, se empezó a transformar radicalmente, por lo que México pasó a incorporarse al mercado mundial vía productos agrícolas y pecuarios que fueron demandados por los Estados Unidos abriendo las puertas del mercado internacional del azúcar, garbanzo, frijol y algodón.

De 1900 a 1930, la estructura productiva fue poco modificada y se enfocó a la explotación de recursos silvestres llevando a la formación de plantaciones tradicionales. La Revolución Mexicana movió la estructura social, modificando patrones de conducta, de ideología y de gobierno, pero no modificó la tenencia de la tierra, la razón, el modelo económico del porfiriato, de crecimiento económico vía la agricultura de exportación que seguía siendo válido por los acontecimientos de la Primera Guerra Mundial.

La caída del mercado externo provocado por la crisis económica norteamericana en 1929 implicó que para México ya no existía demanda, quedando fuera de la dinámica del mercado internacional

¹⁰ Es la ciencia que estudia la relación entre los factores climáticos y los ciclos de los seres vivos.

¹¹ *Historia de la Agricultura en México*, Tomás Martínez Saldaña, Ponencia presentada en Xalapa, Veracruz, 1983.



de productos agropecuarios por un buen tiempo, con esto el modelo de desarrollo mexicano cayó y, junto con él, el sistema hacendario porfiriano.

De 1930 a 1940 el Estado mexicano pasó a controlar el 40% del territorio nacional vía la reforma agraria, surgiendo el ejidatario y el Estado, a partir de 1937 la demanda del mercado mundial volvió a reactivarse y generó cambios técnicos en el uso de la maquinaria e insumos modernos.

Para la época de los 50's se empieza el desarrollo de los sistemas de riego y se abren tierras al cultivo de alimentos básicos como maíz, frijol, azúcar y arroz. En estos años se observa una división tajante de la agricultura mexicana: un sector moderno, irrigado, productor de materias primas y productos de exportación y por otro lado, el grupo mayoritario que consistía en la agricultura tradicional, limitada y abandonada.

Finalmente, hay que mencionar que el Estado Mexicano, como actor económico y político fundamental en el campo, a partir de 1947 funda los distritos de riego y, en 1974, los distritos de temporal.

1.1 Problemática.

En la Comunidad de Nejapa de Madero, ubicada en el municipio del mismo nombre en el estado de Oaxaca, el aprovechamiento territorial se encuentra dividido en sector agrícola (28.74%), forestal (7.04 %) y agostadero (64.22%), por lo que es de gran importancia impulsar proyectos agrícolas con uso de energías renovables y en la medida de lo posible de bajo costo, que ayuden al incremento del rendimiento agrícola y dándole un valor agregado a los productos del campo.

Por lo anterior, se propone el desarrollo de este trabajo integrando e implementando los conocimientos adquiridos de las materias impartidas dentro de nuestra facultad, con la finalidad de proveer una solución óptima de un sistema de riego para un ejidatario de la localidad de Nejapa de Madero y así contribuir a su desarrollo e impulsar a la vez en la generación de soluciones puntuales para los ejidatarios.

1.2 Zona de Estudio.

El municipio de Nejapa de Madero, se encuentra localizado en la región Zona Sierra Sur, dentro del distrito del mismo nombre, en el estado de Oaxaca, localizado aproximadamente a 132 km. de la capital del estado en dirección al Istmo de Tehuantepec.

El territorio municipal se encuentra delimitado por los siguientes municipios: Al Norte, con San Pedro Quiatoni; Al Noreste, con Santa Ana Tavela; Al Sureste, con San Juan Lajarcia; Al Suroeste, con San Carlos Yautepec; Y al Noreste con San Pedro Totolapan.

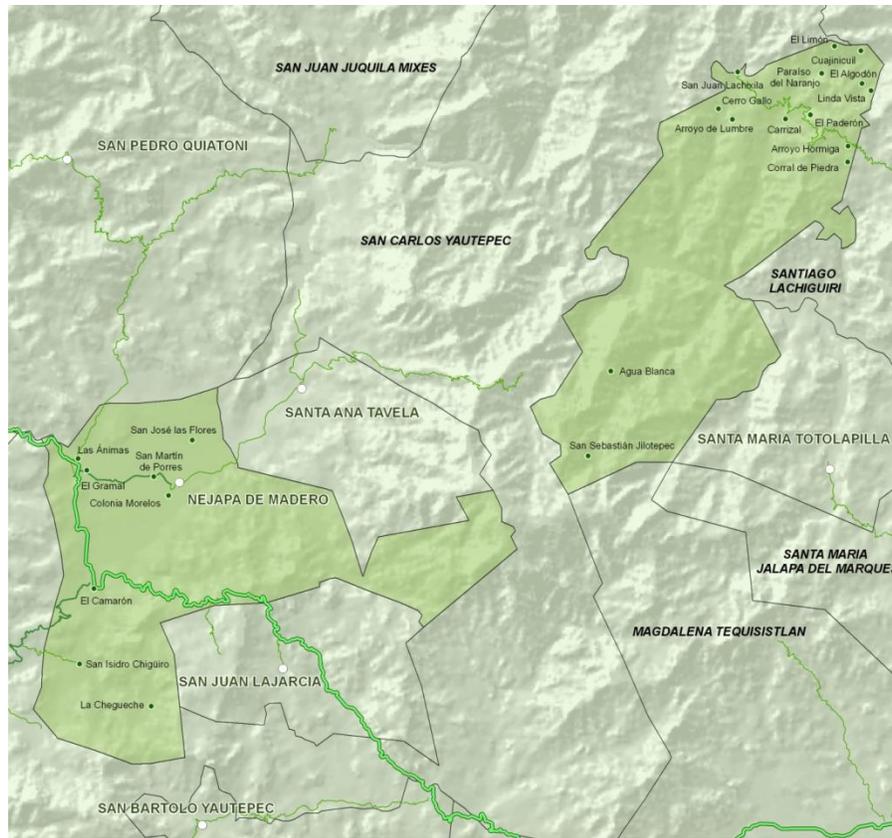


Figura 2. Ubicación del municipio de Nejapa de Madero¹².

El Municipio de Nejapa de Madero tiene dos afluentes de agua, el Río Tehuantepec, el cual es el más importante de la cuenca Tehuantepec con sus 240 km. de longitud y de la Virgen, los cuales abastecen a la comunidad de recurso hídrico para uso agrícola, y humano. La cuenca del Río Tehuantepec es de tipo endorreica o lacustre y cruza al municipio de Poniente a Oriente, a una distancia de 500 m., de la cabecera municipal, captando escurrimientos superficiales, de arroyos secundarios y de la sub-cuenca del Río de la Virgen.

La Sub-cuenca del Río de la Virgen atraviesa a la población de Poniente a Oriente a una distancia de 300 m. de la cabecera municipal. En la misma dirección uniéndose o desembocando a la cuenca del Río Tehuantepec a 700 m., al Oriente de la Cabecera Municipal.

Coordenadas

- Latitud: 16°36'28" N
- Longitud: 95°58'42" O
- Altitud: 621 metros sobre el nivel del mar

Los Datos estadísticos del municipio son¹³:

¹² Información de INEGI 2010.



Composición por edad y sexo:

Población Total (Hab.)	7,390
Representa el 0.2% de la población de la entidad	
Hombres	3,609
Mujeres	3,781
<hr/>	
Relación hombres - mujeres	23
Hay 96 hombres por cada 100 mujeres.	
<hr/>	
Edad mediana	27
La mitad de la población tiene 27 años o menos.	
<hr/>	
Razón de Dependencia por edad	63.2
Por cada 100 personas en edad prod. Hay 63 en edad de dependencia.	

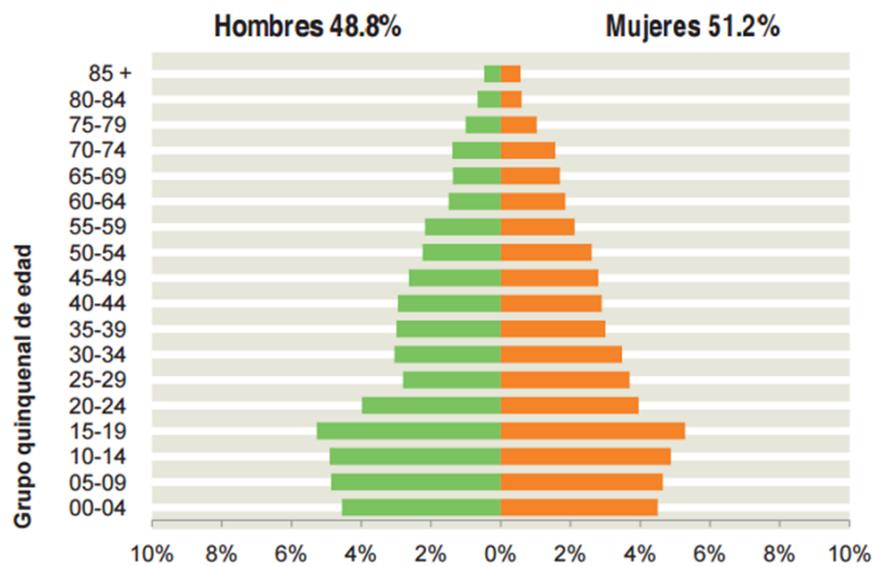


Figura 3. Pirámide de población.

Distribución Territorial:

Densidad de población (hab./km ²)	14.7
<hr/>	
Total de localidades	23
<hr/>	
localidades con mayor población:	
El Camarón	2,170
Nejapa de Madero	1,513

¹³ Panorama sociodemográfico de Oaxaca, Tomo I, INEGI, 2010.



Las Ánimas	674
Superficie en km ²	504
% de superficie que representa con respecto al estado	0.54
Cabecera municipal: Nejapa de Madero	
% de población con respecto al estado	0.19

Vivienda:

Total de viviendas particulares habitadas	1,976
Promedio de ocupantes por vivienda	3.7
Viviendas con piso de tierra	25.5%
De cada 100 viviendas, 26 tienen piso de tierra.	

Materiales de construcción

Piso de tierra	500
Piso de cemento o firme	1,405
Piso de madera, mosaico u otro	55
No especificado	1

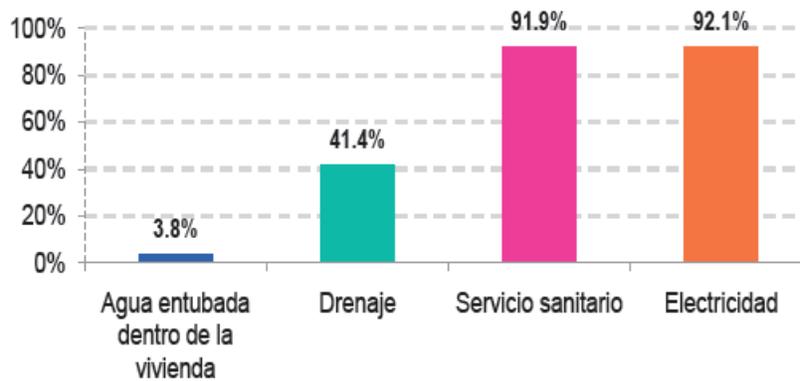


Figura 4. Disponibilidad de servicios en la vivienda.

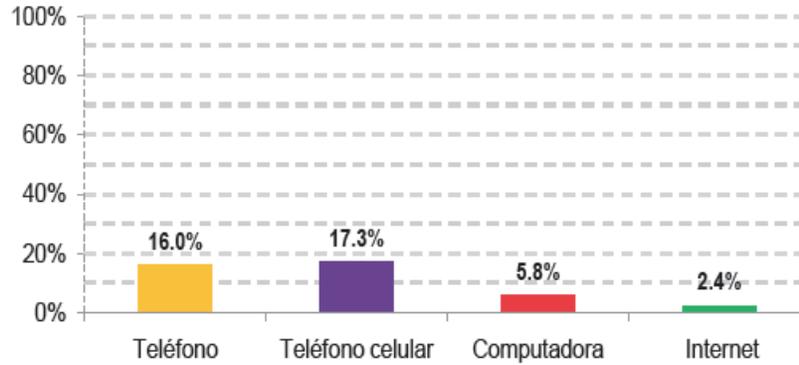


Figura 5. Tecnología de información y comunicación.

Fecundidad y mortalidad:

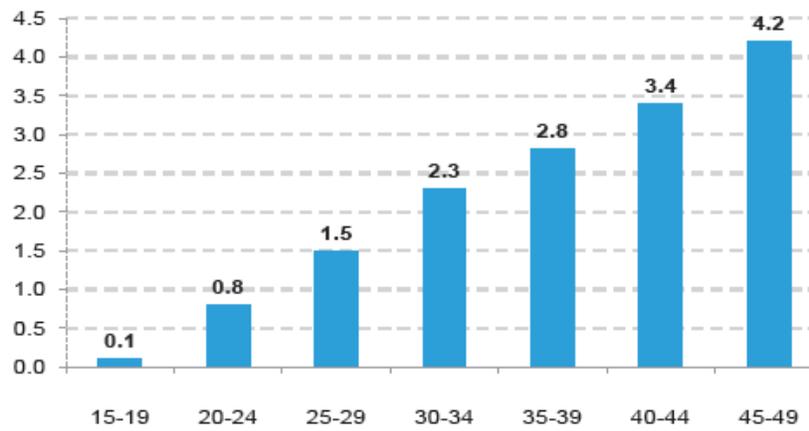


Figura 6. Promedio de hijos vivos nacidos vivos por grupo de edad.

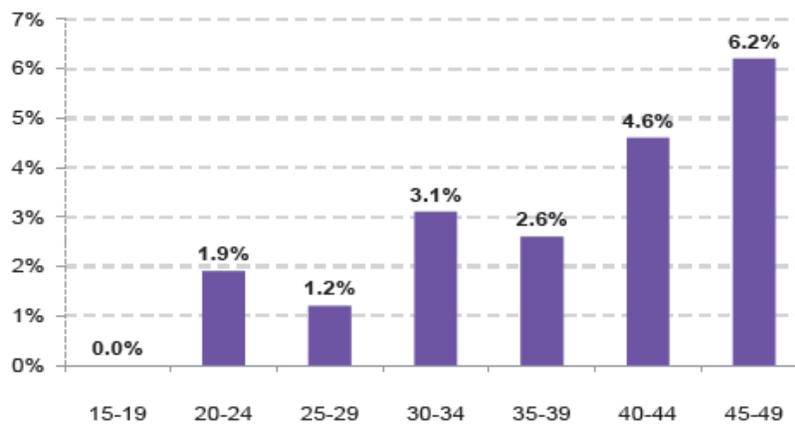


Figura 7. Porcentaje de hijos fallecidos por grupo de edad.



Características educativas:

Tasa de alfabetización por grupo de edad

15 - 24 años	98.0%
25 años y más	84.0%

Asistencia escolar por grupo de edad

3 - 5 años	56.1%
6 - 11 años	96.5%
12 - 14 años	87.8%
15 - 24 años	30.6%

Alumnos inscritos en escuela pública

Preescolar	305
Primaria	979
Secundaria	382
Bachillerato	318

Alumnos egresados de escuela pública

Secundaria	140
Bachillerato	86

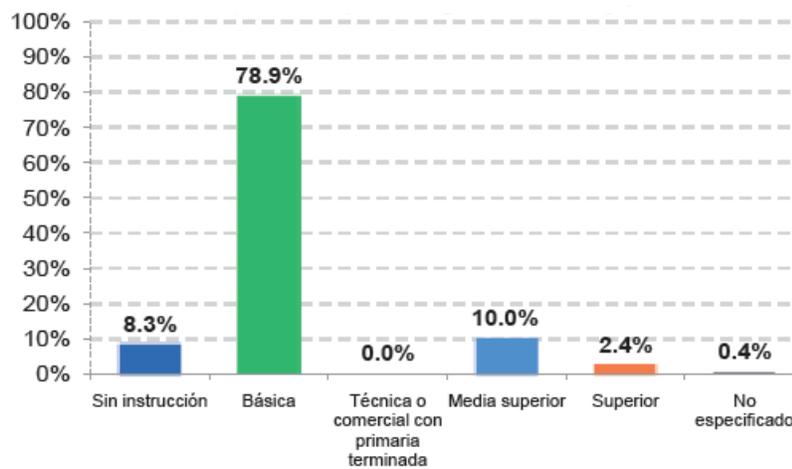


Figura 8. Distribución de la población de 15 años y más según nivel escolar.



Derecho - habiencia:

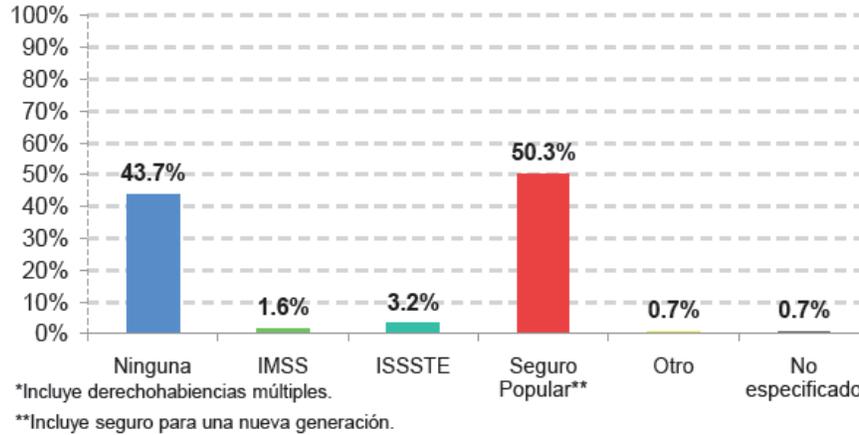


Figura 9. Distribución de la población según institución de derechohabiencia.

1.3 Objetivos.

El objetivo general de este trabajo es impulsar el aprovechamiento de los recursos hídricos naturales con los que cuenta nuestro país, por medio de la aplicación de herramientas tecnológicas suficientes para un aprovechamiento óptimo de este líquido, y que sea económicamente rentable, ecológicamente sostenible y que además no existan factores de riesgo que impidan su ejecución de acuerdo a las necesidades del agricultor para la siembra de productos en su tierra de labor.

Los objetivos específicos del presente trabajo son:

- Realizar un levantamiento topográfico por medio del sistema de posicionamiento global en tiempo real, que permita conocer la orografía de la parcela.
- Generar el modelo digital del terreno con el fin de hacer el mapa de pendientes de la parcela con el fin de ubicar las zonas altas y bajas.
- Realizar el diseño hidráulico del sistema de distribución que permita llevar el líquido desde un pozo de agua subterránea hacia la parcela de riego. El sistema de riego estará conformado por un sistema de bombeo, una línea de conducción, un tanque superficial y una línea primaria de alimentación a la parcela.
- Presentar una metodología para el riego de la parcela por goteo.
- Realizar un costo estimado del proyecto.



II. ESTUDIOS

Los estudios previos que se requieren para el desarrollo de este proyecto de ingeniería de un sistema de distribución de agua para riego contemplan a los estudios topográfico, agrológico y de uso consuntivo, los cuales serán descritos brevemente a continuación.

El estudio topográfico es uno de los más importantes ya que nos provee de información básica esencial como superficie, niveles de terreno, pendiente, forma, etc. con un nivel de detalle y exactitud alto para la toma de decisiones dentro del proyecto.

El estudio agrológico, nos proporciona información de las características morfológicas y fisicoquímicas de los suelos y aunado con su delimitación cartográfica en la zona de estudio por medio de sus características edafológicas, topográficas y climáticas nos permitirán describir y clasificar el uso de suelo del proyecto.

Por último, el estudio de uso consuntivo nos permitirá conocer la necesidad de agua que tiene el cultivo contemplando las pérdidas dentro del proceso fisiológico de transpiración y las directas al suelo de evaporación. Los principales factores que influyen en este valor son:

El clima. - Temperatura, humedad relativa, viento, latitud, luminosidad y precipitación.

Cultivo. - Especie, variedad, ciclo vegetativo, hábitos radiculares.

Agua de riego. - Calidad y disponibilidad, práctica de riego.

2.1 Topográfico.

Se puede definir a la topografía como la ciencia que estudia el conjunto de procedimientos para determinar las posiciones de puntos sobre la superficie de la tierra, por medio de medidas según los tres elementos del espacio¹⁴ (distancia, dirección y elevación), este conjunto de procedimientos es conocido como levantamiento y su representación se realiza por medio de la planimetría y/o altimetría y en un plano a escala.

Los objetivos que se buscan al realizar el levantamiento topográfico son:

- Permitir la elaboración del plano topográfico de planimetría y altimetría de la zona de estudio para conocer los valles y crestas de la zona.
- Proporcionar información que sea utilizada para el estudio hidráulico, hidrológico, geológico, geotécnico, ecológico y del entorno del medio ambiente.
- Auxiliar en la toma de decisiones de ubicación de elementos estructurales propuestos.
- Referenciar puntos de ubicación en la etapa de construcción.

La utilización de nuevas tecnologías aplicables a la topografía ha estado disponible desde hace más de cuatro décadas, sin embargo, durante este tiempo su auge se incrementó sustancialmente, es

¹⁴ *Topografía*, Miguel Montes de Oca, México, 1980.



por ello que para la realización de este proyecto se opta realizar el levantamiento topográfico mediante la tecnología de Sistema de Navegación por satélite(GNSS¹⁵), la cual se describe a continuación.

2.1.1 Sistemas de Navegación por satélite.

A lo largo de la historia, el hombre se ha planteado la incógnita de conocer su ubicación dentro de la Tierra, durante muchos siglos este problema fue resuelto empleando al Sol y las estrellas para navegar. En la superficie terrestre, los exploradores y topógrafos utilizaban puntos conocidos hacia los cuales hacían referencia para encontrar su camino o para realizar sus mediciones.

Estos métodos cumplían su cometido dentro de ciertos límites, pues el Sol y las estrellas no pueden ser observados cuando el cielo está nublado. Además, aún efectuando las mediciones lo más precisas posibles, la posición no podía ser determinada en forma muy exacta.

Uno de los últimos pasos del hombre en el intento de conocer su posición lo proporcionaron los sistemas de navegación global por satélite que permiten, gracias a las señales transmitidas por una constelación de satélites, que un usuario con un receptor adecuado pueda determinar las coordenadas de su posición de forma precisa. Actualmente se conocen los siguientes sistemas de navegación por satélite: GPS¹⁶ (E.U), GLONASS¹⁷ (Rusia), GALILEO¹⁸ (Unión Europea), y COMPASS¹⁹ (República China); y sus características más importantes se encuentran descritas en la siguiente figura:

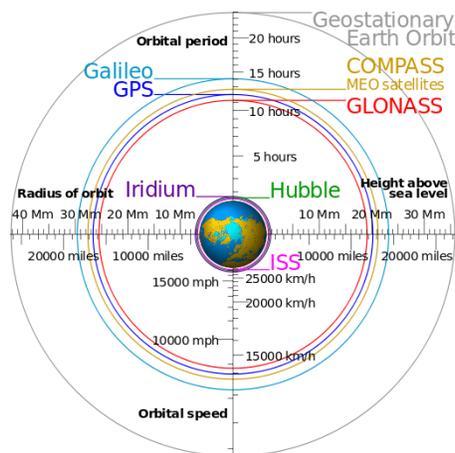


Figura 10. Comparación de los sistemas GPS, GLONASS, Galileo y Compass²⁰.

¹⁵ Global Navigation Satellite System.

¹⁶ Global Positioning System, actualmente con 31 satélites en su constelación.

¹⁷ Global Navigation Satellite System, actualmente con 28 satélites en su constelación.

¹⁸ Sistema Europeo de Navegación por satélite, actualmente con 4 satélites en su constelación.

¹⁹ Sistema de navegación satelital de China, actualmente con 14 satélites en su constelación.

²⁰ Fuente: www.rfts.co.kr/wp1/glonass/



2.1.1.2 Sistema de Posicionamiento Global.

Después de la Segunda Guerra Mundial, se hizo necesario que el Departamento de Defensa de los Estados Unidos de Norteamérica encontrara una solución al problema de determinar una posición absoluta y exacta. Durante los siguientes 25 años, se llevaron a cabo muy diversos proyectos y experimentos con este fin, todos ellos permitían determinar posiciones, pero continuaban siendo muy limitados en precisión y funcionalidad.

El departamento de defensa de los Estados Unidos comenzó en 1969, el desarrollo del sistema NAVSTAR GPS²¹ y en el año 1995 ya era totalmente operativo. Este concepto prometía satisfacer todos los requerimientos del gobierno, principalmente el poder determinar (en cualquier momento y bajo cualquier condición atmosférica), una posición precisa de cualquier punto de la superficie terrestre. El planteamiento de la solución del sistema consistió en hacer uso de un conjunto de satélites ubicados en el espacio agrupados en forma de constelaciones²².

Fue diseñado originalmente para emplearse con fines militares, pero poco tiempo después, resultó claro que también podía ser utilizado en aplicaciones civiles y no únicamente para obtener el posicionamiento personal (como era previsto para los fines militares). Las dos primeras aplicaciones principales de tipo civil fueron aquellas para navegación y topografía. Hoy en día, el rango de aplicaciones va desde la navegación de automóviles o la administración de una flotilla de camiones, hasta la automatización de maquinaria de construcción.

El GPS es un sistema basado en 24 satélites, con órbitas casi circulares, de aproximadamente 26,600 km de radio. Los satélites están dispuestos en 6 planos orbitales centrados en el ecuador. Cada plano orbital tiene una inclinación con respecto del ecuador de 55° y contiene 4 satélites separados 60° en longitud. El periodo orbital de cada satélite es de aproximadamente 12 horas (11 horas y 58 minutos). Está diseñado de tal forma que se pueda contar con un mínimo de 4 satélites visibles por encima de un ángulo de elevación de 15° en cualquier punto de la superficie terrestre, durante las 24 horas del día.

A partir de la señal recibida en los receptores por los satélites se obtienen dos tipos de medidas. Las primeras denominadas de pseudodistancia²³, y con ellas los receptores pueden determinar su posición con una precisión del orden de varios metros. Las segundas son medidas de la fase de la portadora transmitida por los satélites, mucho más precisas, con las que la precisión en la posición puede llegar a ser del orden de centímetros, la diferencia radica en el tipo de receptor a emplear y en la técnica aplicada.

²¹ NAVigation SysTem And Ranging - Global Positioning System.

²² Agrupamiento de satélites viajando en un plano orbital a una cierta altitud.

²³ Medida de la distancia que no ha sido corregida de los errores de sincronización entre los relojes y que se expresa en el tiempo de propagación aparente desde el satélite a la antena del receptor. Se obtiene al multiplicar el tiempo de propagación aparente de la señal por la velocidad de la luz.



2.1.3 Técnicas de medición GPS.

Existen diferentes técnicas de medición que pueden ser utilizadas por la mayoría de receptores topográficos GPS. Dependiendo del tipo de levantamiento a realizar se debe elegir la técnica apropiada para cada aplicación.

Estático - Utilizado para líneas-base²⁴ con longitud considerable, redes geodésicas, estudios de tectónica de placas, etc. Ofrece precisión alta en longitudes extensas, pero es comparativamente lento.

Estático Rápido - Usado para establecer redes de control locales, incrementar la densidad de redes existentes, etc. Ofrece alta precisión en líneas-base de hasta 20km. y es mucho más rápido que la técnica estática.

Cinemático - Empleado para levantamientos de detalle y para la medición de puntos de sucesión corta. Es una técnica que resulta muy eficiente para medir numerosos puntos que están cercanos uno de otro. Sin embargo, si existen obstrucciones hacia el cielo, tales como puentes, árboles, edificios altos, etc., y se rastrean menos de 4 satélites, el equipo deberá volverse a iniciar, lo cual toma entre 5 y 10 minutos. La técnica de proceso conocida como On-the-Fly²⁵ (OTF), minimiza esta restricción.

RTK - Cinemático en Tiempo Real (por sus siglas en inglés Real Time Kinematic). Utiliza un radio enlace de datos para transmitir los datos del satélite desde la referencia hacia el móvil. Esto permite calcular las coordenadas y mostrarlas en tiempo real, mientras se lleva a cabo el levantamiento. Esta técnica sin embargo necesita de un radio enlace, el cual está propenso a recibir interferencia de otras fuentes de radio, así como al bloqueo de la línea de vista.

Es un tipo de levantamiento cinemático al vuelo efectuado en tiempo real donde la estación de referencia tiene un radio enlace conectado y retransmite los datos que recibe de los satélites. El móvil también tiene un radio enlace y recibe la señal transmitida de la referencia. Este receptor también recibe los datos de los satélites directamente desde su propia antena. Estos dos conjuntos de datos pueden ser procesados juntos en el móvil para resolver las ambigüedades y obtener una posición muy precisa del orden de 1 - 5cm en relación con el receptor de referencia. Es importante mantener contacto con el receptor de referencia, de otra manera el Móvil puede perder la ambigüedad. Si esto sucede la posición calculada es mucho menos precisa.

²⁴ Línea base - Medición tridimensional entre dos estaciones, en las que se han capturado y procesado datos GPS simultáneos con técnicas de diferenciación.

²⁵ Es una variable en la cual no es necesario la iniciación y la iniciación subsecuente cuando el número de satélites observados desciende a menos de cuatro.



2.1.4 Segmentos de un sistema de navegación por satélite.

Los sistemas de navegación por satélite se componen de tres elementos, denominados segmentos, que son: el espacial, el de control y el de usuario. El segmento espacial lo forman el conjunto de satélites. El segmento de control, en la Tierra, se encarga del seguimiento y mantenimiento de los satélites y el segmento de usuario lo forman los equipos receptores.

El segmento espacial está formado por el conjunto de satélites en donde cada uno lleva a bordo varios relojes atómicos muy precisos. Estos relojes operan en una frecuencia de fundamental de 10.23MHz, la cual se emplea para generar las señales transmitidas por el satélite.

Los satélites transmiten constantemente en dos ondas portadoras. Estas ondas portadoras se encuentran en la banda L (utilizada para transmisiones de radio) y viajan a la Tierra a la velocidad de la luz. Dichas ondas portadoras se derivan de la frecuencia fundamental, generada por un reloj atómico muy preciso.

- La portadora L1 es transmitida a 1575.42 MHz y es modulada por dos códigos. El Código C/A o Código de Adquisición Gruesa y el código P o Código de Precisión.

- La portadora L2 es transmitida a 1227.60 MHz y es modulada por un código solamente. El código P.

Los receptores GPS utilizan los diferentes códigos para distinguir los satélites. El código P se repite una vez cada siete días, en cambio el código C/A se repite en pulsos de microsegundos y son empleados como base para realizar las mediciones de pseudodistancia y a partir de ahí, calcular una posición.

El segmento de control es el encargado del mantenimiento de los satélites. Para ello, realiza las siguientes tareas desde una estación de control maestro, 5 estaciones de observación y 4 antenas de tierra distribuidas entre 5 puntos muy cercanos al ecuador terrestre:

- Mantiene a los satélites en las posiciones orbitales correctas.
- Comprueba y mantiene a los distintos equipos de los satélites.
- Lanza nuevos satélites para sustituir los defectuosos.
- Mide y ajusta los relojes atómicos de los satélites y
- Envía los parámetros orbitales a los satélites.

Las señales de los satélites son leídas desde las estaciones: Ascensión, Diego García y Kwajalein. Estas mediciones son entonces enviadas a la Estación de Control Maestro en Colorado Springs, donde son procesadas para determinar cualquier error en cada satélite. La información es enviada posteriormente a las cuatro estaciones de observación equipadas con antena de tierra y de ahí enviada a los satélites.

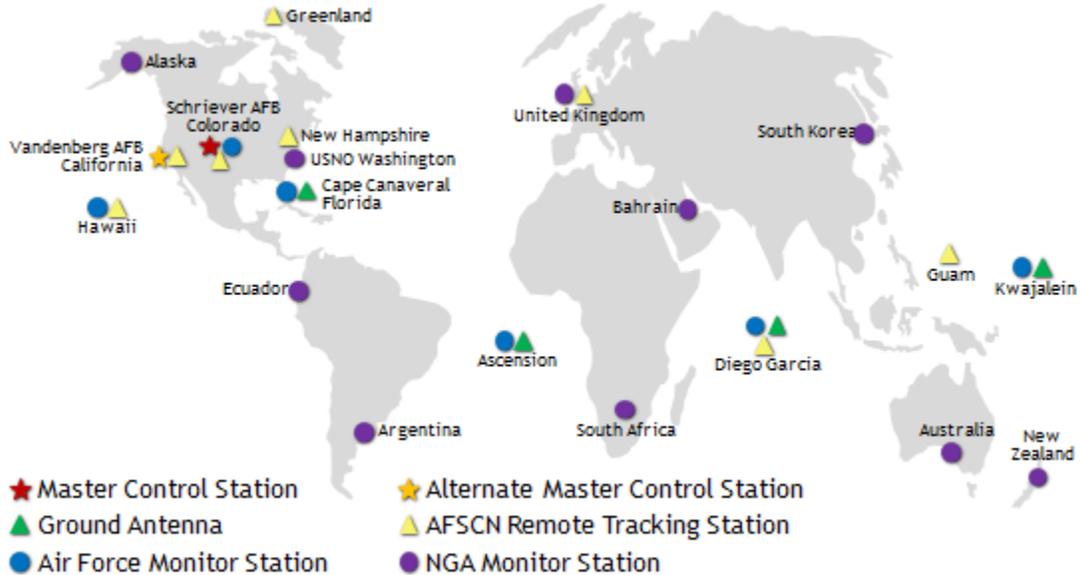


Figura 11. Control Maestro GPS y red de estaciones de monitoreo²⁶

Los parámetros orbitales de un satélite, forman lo que se denomina la efeméride del satélite. El segmento de control, mediante una serie de estaciones terrenas, realiza mediciones de las posiciones de los satélites, estima sus efemérides y las envía a los satélites. A su vez, los satélites transmiten sus efemérides, en lo que se denomina el mensaje de navegación, a los equipos receptores de los usuarios para que éstos puedan calcular las posiciones de los satélites. El almanaque es una versión reducida de la efeméride que contiene sólo 7 de los 15 parámetros orbitales.

El segmento de usuario lo forman los equipos receptores, que se encargan de recibir las señales transmitidas por los satélites (códigos C/A y P) y utilizarlas para calcular la posición donde se encuentran. El procedimiento se basa en medir el tiempo que tarda la señal transmitida por un satélite en llegar al receptor ya que cuenta también con un reloj que se utiliza para generar un código C/A coincidente con el del satélite. De esta forma, el receptor GPS puede "hacer coincidir" o correlacionar el código que recibe del satélite con el generado por el receptor, multiplicarlo por la velocidad de la luz y obtener así, una estimación de la distancia satélite-receptor. A partir de los tiempos de propagación de las señales procedentes de varios satélites y conocidas las posiciones de éstos, el receptor puede determinar su posición.

²⁶ FUENTE: <http://www.gps.gov/systems/gps/control/>

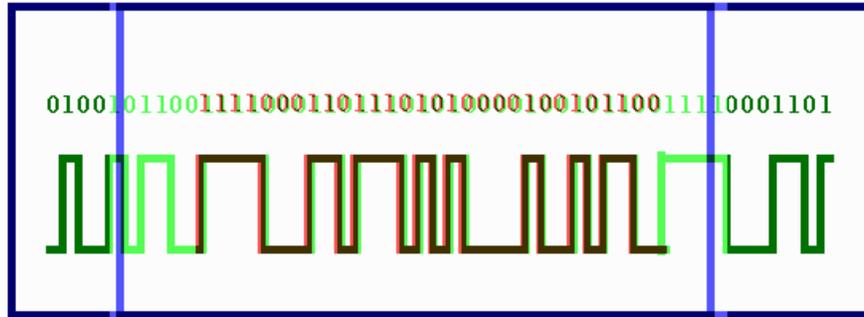


Figura 12. Correlación total de los segmentos del receptor y el satélite²⁷.

Existen además diferentes fuentes de error que degradan la posición GPS desde algunos metros, hasta decenas de metros como son:

- Retrasos ionosféricos y atmosféricos (disminución de la velocidad de señal al viajar a través de ella).
- Errores en el reloj del satélite y del receptor (pequeña variación en la velocidad de marcha).
- Efecto multitrayectoria (receptor ubicado cerca de una gran superficie reflectora).
- Dilución de la Precisión (DOP medida de la fortaleza de la geometría de los satélites y relacionada entre éstos y su posición en el cielo).
- Disponibilidad selectiva (proceso de degradación de la señal GPS por el Departamento de Defensa de E.U.).
- Anti Spoofing (evitar que usuario civil tenga acceso al código P).

Estas fuentes de error son consideradas en el desarrollo del proyecto, sin embargo, se encuentran fuera de alcance de los objetivos planteados por lo cual sólo se hace mención de ellos.

2.1.5 Aspectos geodésicos.

Aunque la Tierra parezca ser una esfera uniforme cuando se la observa desde el espacio, su superficie dista mucho de ser uniforme. Debido al hecho de que el GPS debe proporcionar coordenadas en cualquier lugar de la superficie terrestre, este utiliza un sistema de coordenadas geodésico basado en un elipsoide. Un elipsoide (también conocido como esferoide) es una esfera aplanada o achatada.

El elipsoide elegido será aquel que se ajuste más exactamente a la forma de la Tierra. Este elipsoide no tiene una superficie física, sino que es una superficie definida matemáticamente. Actualmente existen diversos elipsoides o lo que es lo mismo, diferentes definiciones matemáticas

²⁷ FUENTE: <http://www.colorado.edu/geography/gcraft/notes/gps/gif/fullcorr.gif>



de la superficie de la Tierra. El elipsoide utilizado por el GPS es conocido como WGS84 o Sistema Geodésico Mundial 1984 (por sus siglas en inglés World Geodetic System 1984).

Los puntos de la superficie del elipsoide son tomados como puntos de altura cero. Las alturas obtenidas con este modelo pueden diferir de las alturas geográficas, pues el nivel del mar puede variar entre unas regiones y otras. Las irregularidades específicas de cada región de la Tierra se almacenan en lo que se denomina un datum²⁸. El receptor convierte las coordenadas obtenidas mediante el modelo WGS84 a las coordenadas finales, de acuerdo con el datum local correspondiente.

2.1.6 Caso de Estudio.

Para este proyecto, se realizó como primer tarea la planeación de levantamiento para la fecha de realización probable mediante la utilería Planning de Trimble Geomatics Office, suministrando para ello el archivo de almanaque para la semana GPS²⁹ descargado de , con el fin de determinar el lapso horario en donde se tendrían la mayor cantidad de satélites para observación, así como el parámetro DOP³⁰ observando la gráfica se tiene que entre los valores 1-2 se consideran los valores suficientemente precisos para obtener los mejores resultados, los cuales corresponden entre las 12:30 pm. a 18:00 pm.

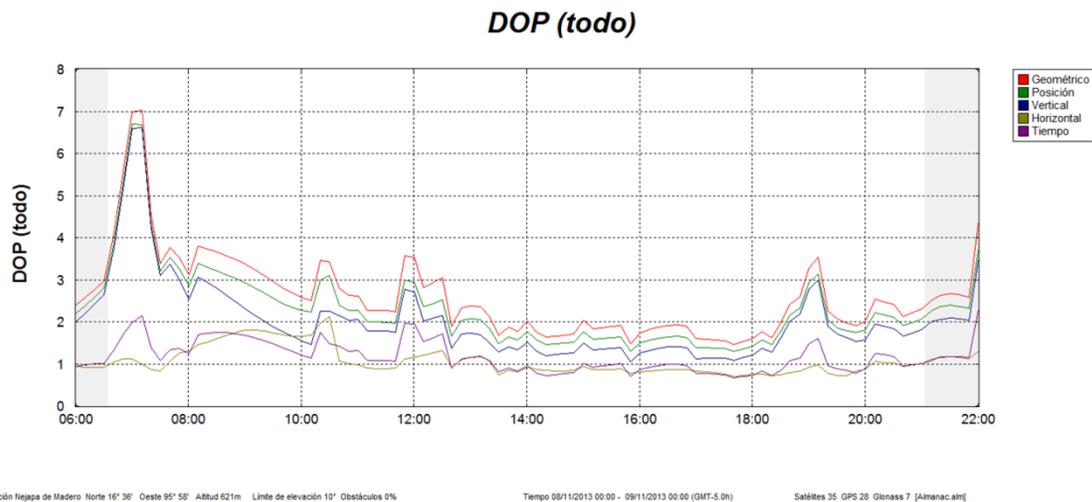


Figura 13. Distribución del DOP en el periodo probable de levantamiento³¹.

Para la realización del levantamiento in-situ³², fueron utilizados dos equipos Trimble R8 GNSS System, estableciendo uno como receptor base dentro de la parcela en una zona de lomerío para

²⁸ Es el conjunto de parámetros que establecen el origen teórico para las coordenadas terrestres latitud y longitud.

²⁹ El día y semana GPS utilizada corresponde al día 321 de la semana 1765, FUENTE: <http://www.navcen.uscg.gov/?Do=gpsArchives&path=ALMANACS/SEM&year=2013>

³⁰ Dilución de la precisión.

³¹ Trimble Planning con las coordenadas de latitud y longitud del proyecto.

³² Se utilizaron equipos Trimble R8 GNSS para la base y el rover.

tener la mejor visibilidad posible, y otro como receptor móvil para la lectura de coordenadas conforme a los límites de la parcela en toda su perimetral, tomando la debida precaución que al realizar las lecturas no se perdiera el enlace de radio con la base.



Figura 14. Equipo Trimble R8 GNSS System utilizado.



Figura 15. Levantamiento en tiempo real en la zona de estudio.

Como resultado del levantamiento se obtuvieron 181 puntos medidos y un punto base, los cuales fueron descargados y procesados mediante el programa Trimble Geomatics Office (TGO) el cual nos permitió la integración de datos recolectados y realizar un ajuste de redes con el objeto de obtener la precisión máxima por punto.

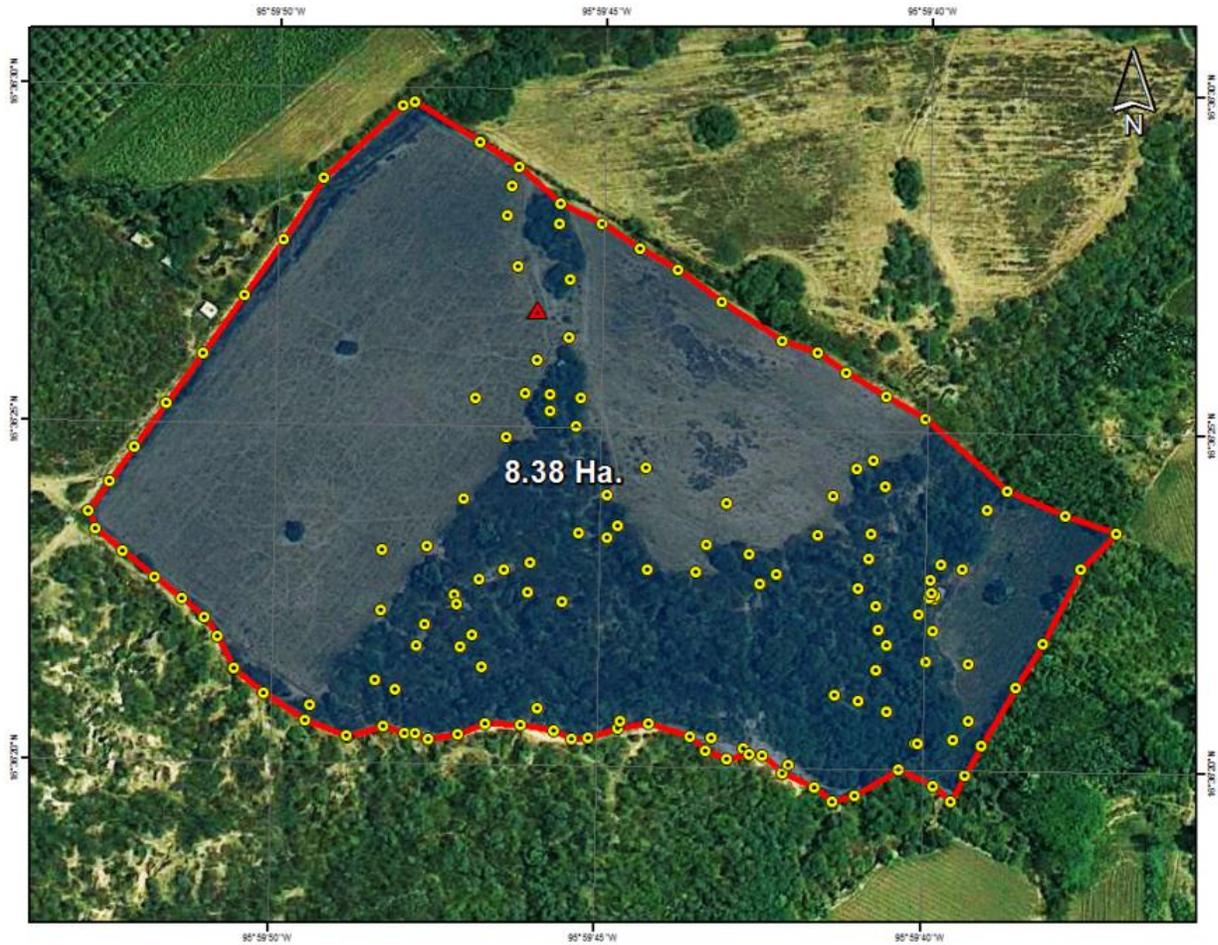


Figura 17. Puntos GPS del levantamiento en el sitio y cálculo de área³⁷.

Obtenida el área, se realizó una interpolación de puntos mediante el modelo IDW³⁸ (Ponderación de distancia inversa), el cual utiliza un método de interpolación que estima los valores de la celdas calculando promedios de los valores de los puntos de datos de muestra en la vecindad de cada celda de procesamiento, obteniendo con esta herramienta una distribución de 983 puntos.

³⁷ FUENTE: Realización propia.

³⁸ FUENTE: <http://www.arcgis.com/es/arcmap/10.3/tools/spatial-analyst-toolbox/how-idw-work.html>.

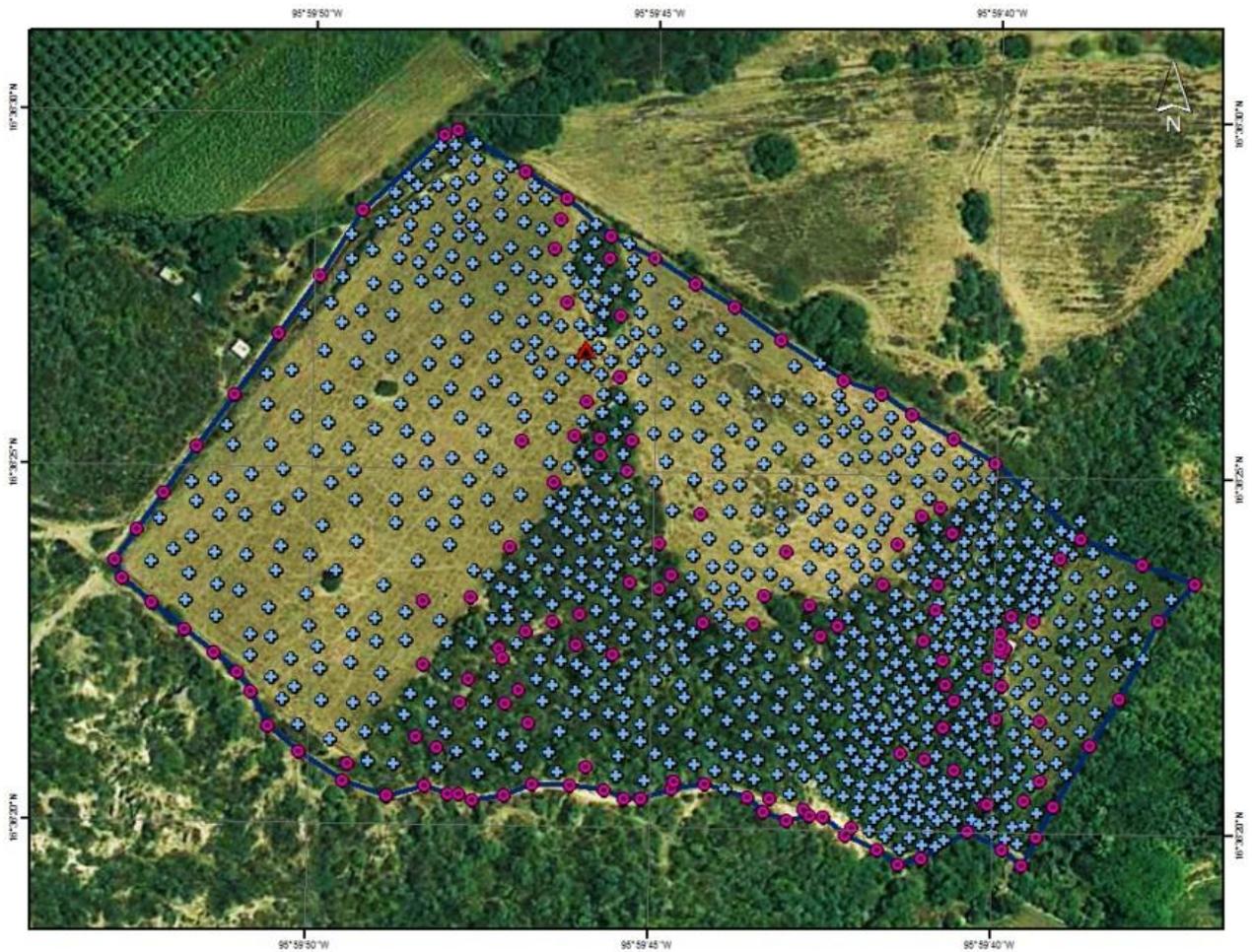


Figura 18. Interpolación de puntos mediante modelo IDW³⁹.

Como siguiente etapa del análisis, se realizó un modelo digital de elevaciones (MDE), a partir de las cotas interpoladas con el fin de conocer el relieve de la zona de estudio y poder determinar a partir de éste, las curvas de nivel que servirán para adoptar la mejor ubicación de los elementos hidráulicos del proyecto.

³⁹ FUENTE: Realización propia.

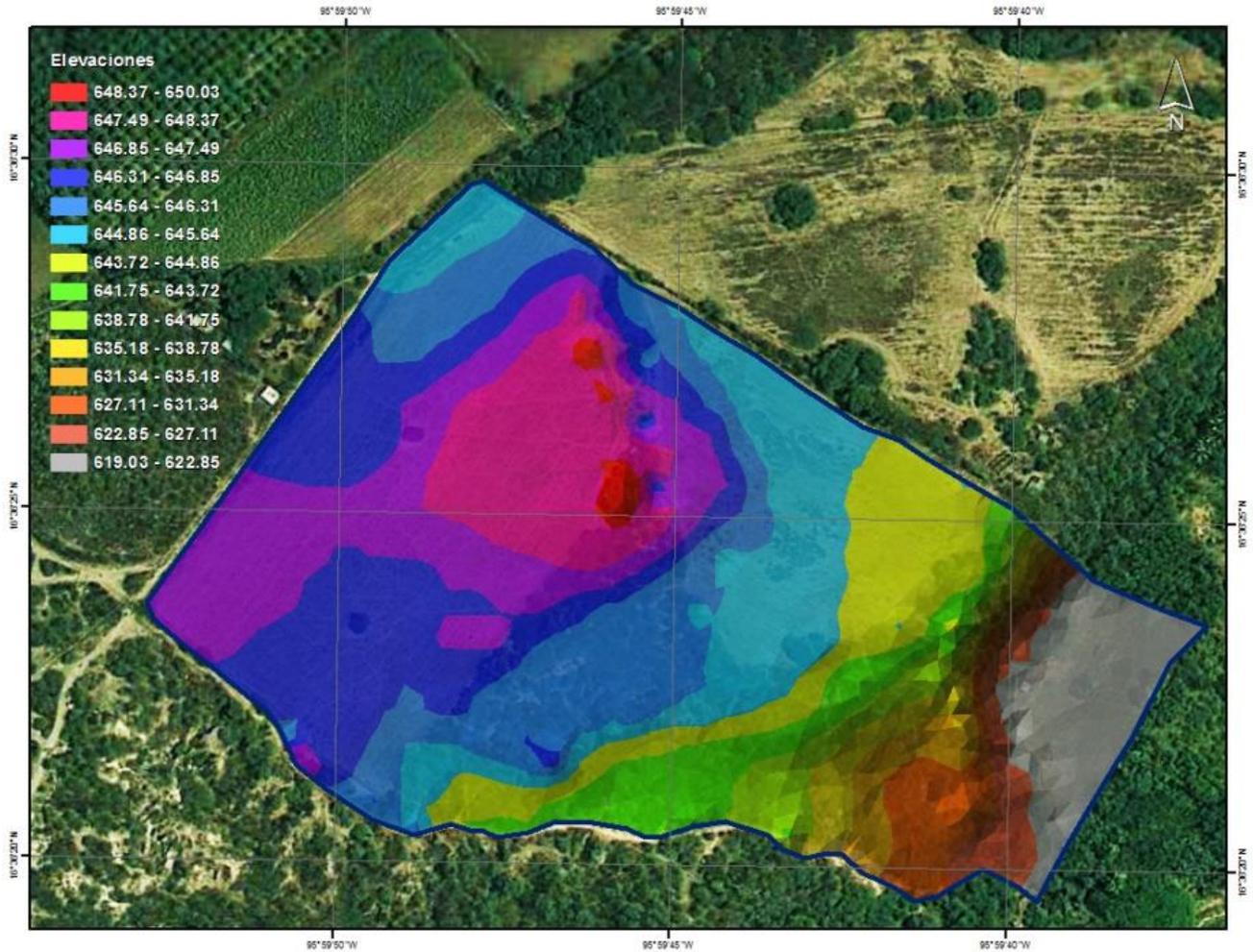
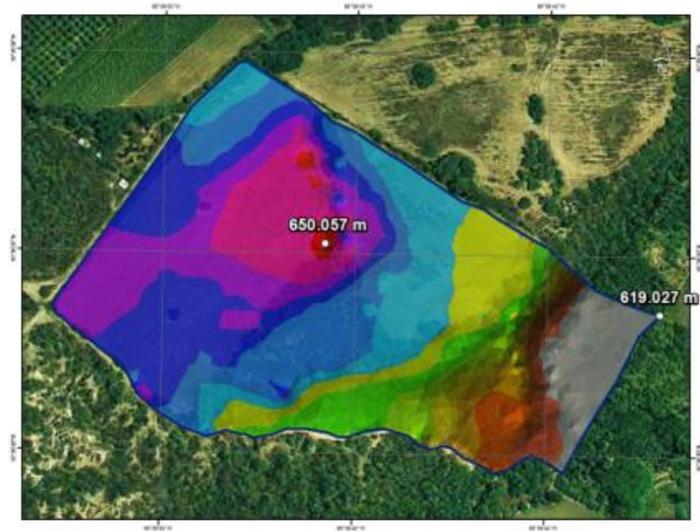


Figura 19. Modelo digital de elevaciones⁴⁰.

Como resultado del análisis, se obtuvieron 14 clases que fueron determinadas a partir desde la cota 619.03 observadas en la zona sureste (SE) de la parcela y hasta la cota 650.03m, correspondiente a la zona alta del lomerío central con un desnivel de 30 m.

⁴⁰ FUENTE: Realización propia.



Al haber obtenido el MDE se procedió a la construcción de curvas de nivel con una propuesta de curvas principales se desarrollen a cada metro y las secundarias a cada 50 cm.

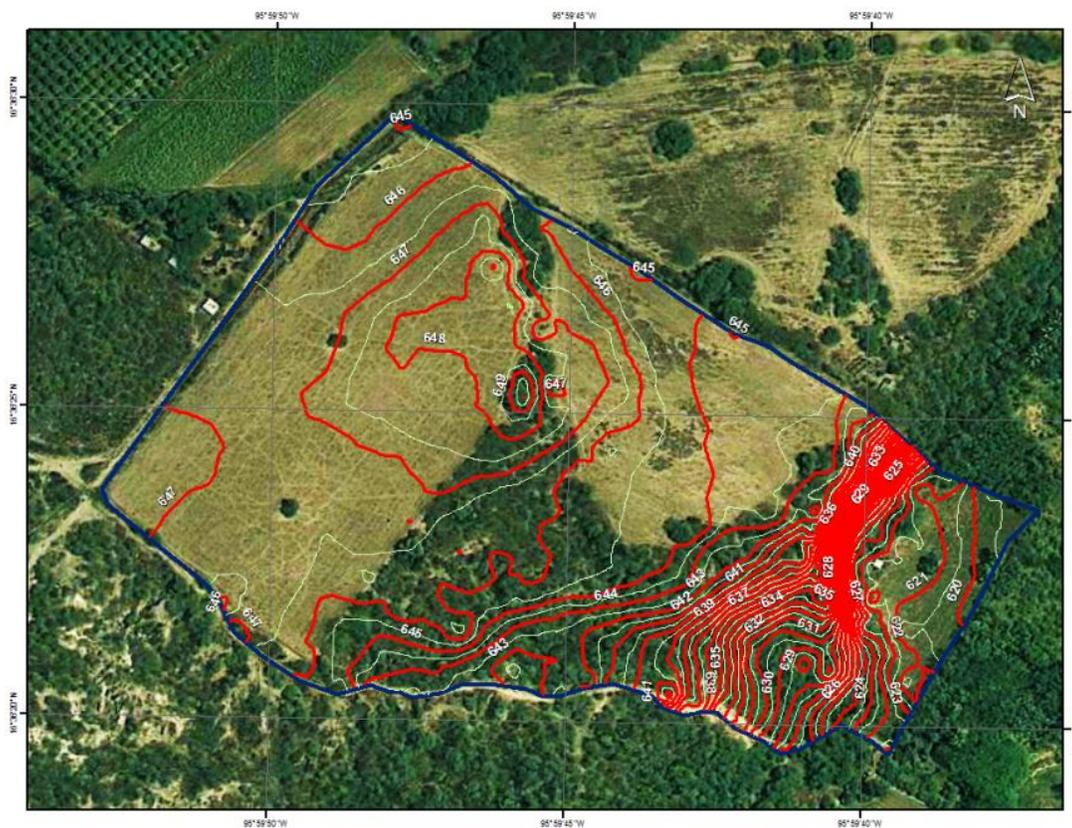


Figura 20. Curvas de nivel de la zona de estudio⁴¹.

⁴¹ FUENTE: Realización propia.

Al haber obtenido estos datos, se procedió a digitalizar la zona de siembra dentro de la zona de estudio apoyándose sobre la imagen georeferenciada⁴², con el fin de conocer el total de área sembrada de temporal y a partir de ello delimitar la zona de interés resultando lo siguiente:

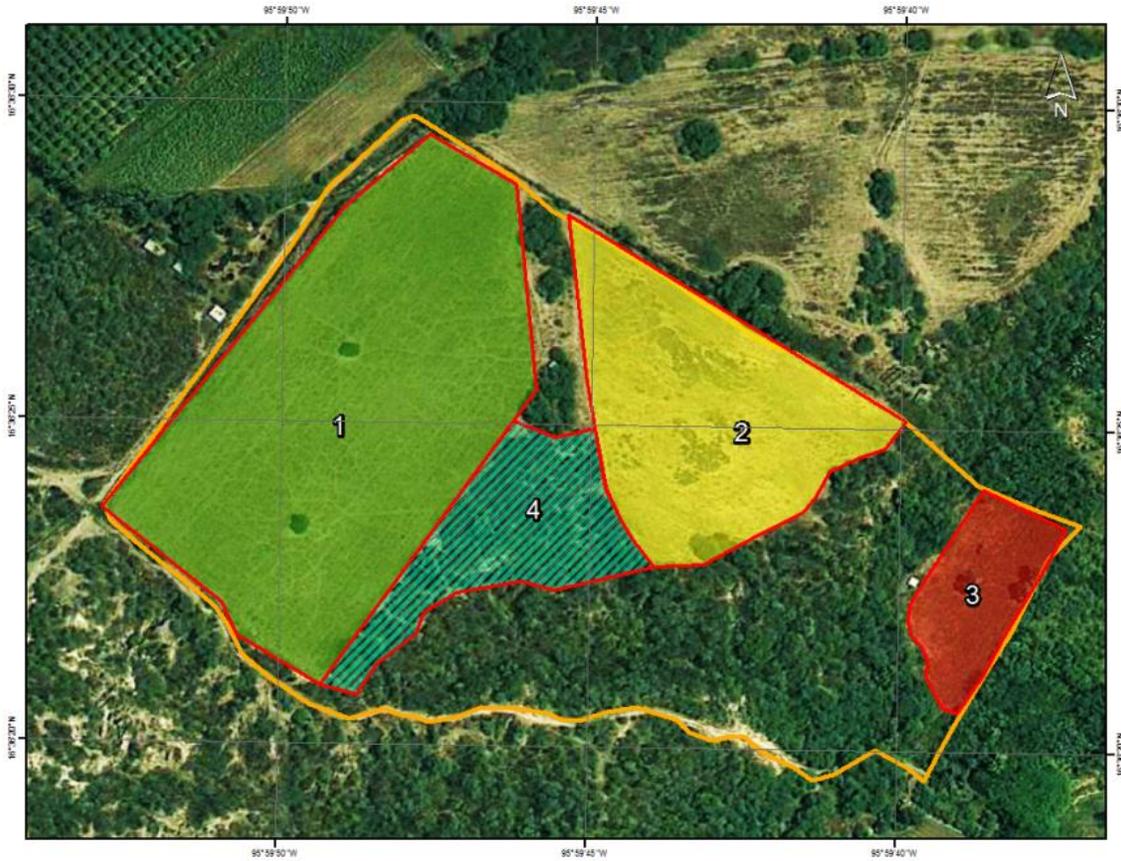


Figura 21. Definición de zona de siembra⁴³.

Zona	Área (m2)	Área (Ha.)
1	28,911.12	2.89
2	14,021.47	1.40
3	4,085.28	0.41
4	7,221.62	0.72
	54,239.49	5.42

Tabla 1. Cuantificación de área de siembra por zona.

⁴² <http://www.googleearthonline.blogspot.mx>.

⁴³ FUENTE: Realización propia.

Como se puede observar, la zona 4 correspondiente a 7,221.62 m², se encuentra arbolada y factible para su utilización, por lo que para fines del proyecto se propone realizar un desmonte mediante la renta de maquinaria propiedad del municipio la cual consiste en una retroexcavadora⁴⁴ marca Case modelo 580N. El costo horario será desarrollado y puede ser consultado en el capítulo V, Presupuesto de Obra.

Con los datos del MDE, se procedió a realizar un análisis de superficie, determinando para ello, un mapa de pendientes con el fin de obtener el desnivel dentro de la zona de siembra que tiene la parcela y conocer así la dirección del cauce del agua cuando se ha sembrado en la época de temporal.

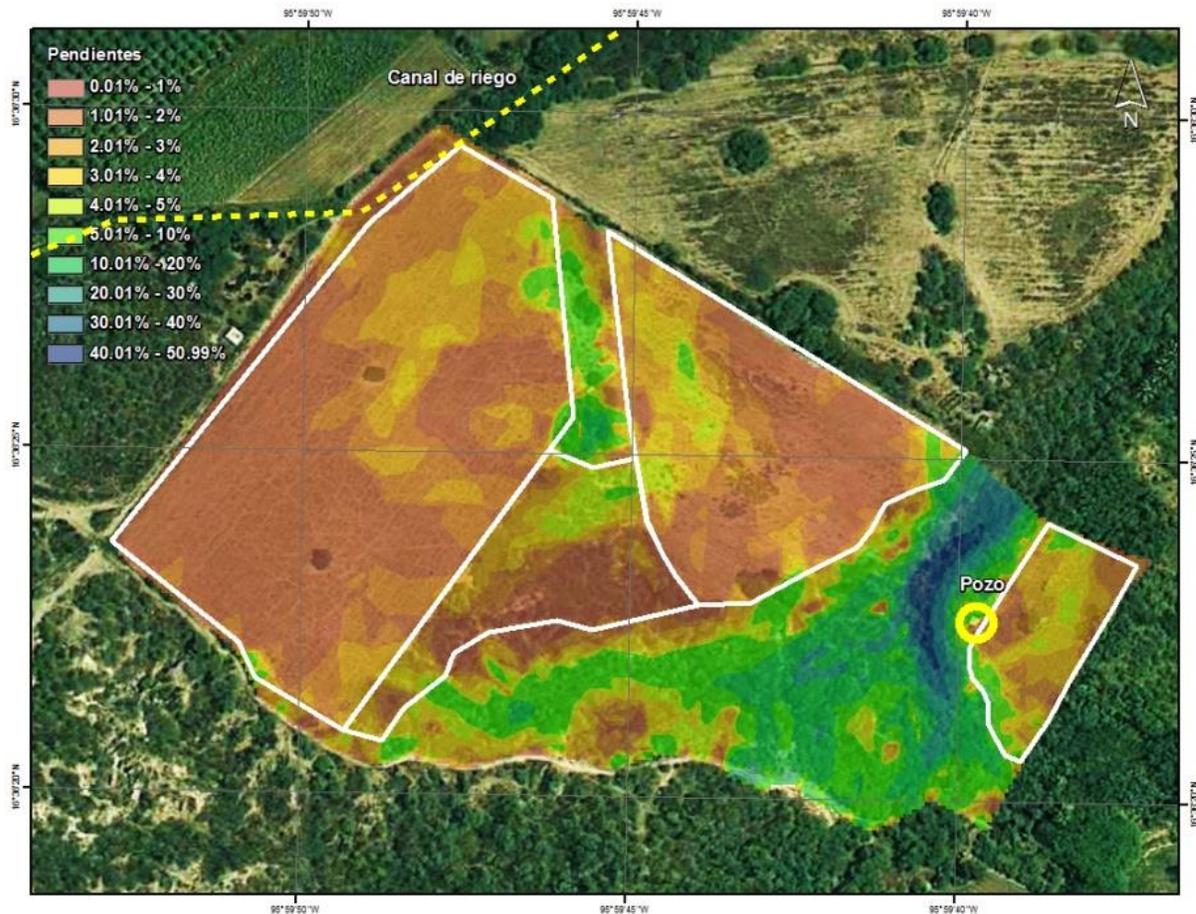


Figura 22. Mapa de pendientes de la zona de estudio.

Como se puede ver, la zona de siembra corresponde a pendientes que fluctúan desde 0% hasta 2.0%, por lo que aun cuando dichas pendientes son aceptables para el diseño de riego por goteo, se propone una nivelación del terreno al 0.2% para evitar problemas de diseño hidráulico mediante la renta de maquinaria propiedad del municipio la cual consiste en una

⁴⁴ FUENTE: http://www.casece.com/es_la/Equipment/Loader-Backhoes/Pages/580N.aspx.

motoniveladora⁴⁵ marca CASE modelo 845B, El costo horario será desarrollado y puede ser consultado en el capítulo V, Presupuesto de Obra.

Para fines de desarrollo del proyecto, se plantean 8 secciones de riego tratando en primera estancia el de buscar secciones relativamente homogéneas, contemplando corredores de 3m. para facilitar las labores de maquinaria agrícola. Es importante mencionar que el diseño agronómico determinará si es válida la propuesta realizada.



Figura 23. Mapa de secciones de riego de la zona de estudio.

2.2 Fisiografía.

Este estudio ofrece una visión general de las formas de relieve que caracterizan al territorio nacional, identificándolas y definiéndolas a partir del análisis integral de la información topográfica, geológica, hidrológica y edafológica para formar unidades relativamente homogéneas. Divide al territorio nacional en provincias, sub-provincias, discontinuidades y sistemas de topoformas⁴⁶.

En base a lo descrito anteriormente, se puede mencionar que el 100% del municipio se encuentra dentro de la provincia denominada Sierra Madre del Sur, dentro de las sub-provincias Sierra Oriental con un 65.03%, y Sierras y Valles de Oaxaca con un 34.97%, y se encuentra dentro del

⁴⁵ FUENTE: http://www.casece.com/es_la/Equipment/Motor-Graders/Pages/845B.aspx.

⁴⁶ FUENTE: <http://www.inegi.org.mx/geo/contenidos/reccat/fisiografia/infofisiografica.aspx>.

sistema de toposformas de la Sierra alta compleja en un 92.23% y Valle de laderas escarpadas con lomerío en un 7.77%.

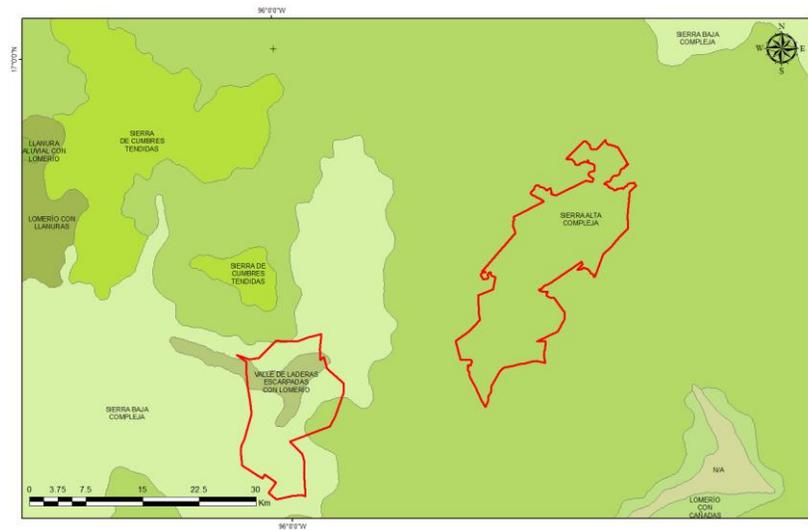


Figura 24. Fisiografía en el municipio Nejapa de Madero.

2.3 Agrológico.

Por levantamiento agrológico se debe entender específicamente el estudio, clasificación y delimitación cartográfica de los suelos de una región con el propósito de su utilización o aprovechamiento económico⁴⁷.

Un aspecto fundamental en los estudios agrológicos es la determinación el origen, morfología, características y distribución de los suelos de una región clasificándolos por su afinidad o similitud dentro de unidades categóricas establecidas internacionalmente y cartográficamente delimitables.

Sus objetivos consisten en:

- Estudio y determinación de las propiedades y características de los suelos en el campo y en laboratorio.
- Clasificación de los suelos en unidades definidas.
- Establecer en mapas básicos la delimitación de distintas clases de suelo.
- Diagnosticar y predecir la adaptabilidad de cada unidad de suelo a uso y manejo de los cultivos.

Los componentes mínimos que deben incluirse son al menos, los siguientes:

- Descripción general de área.
- Aspectos metodológicos.
- Clases y categorías del suelo.

⁴⁷ *Cartografía de suelos*, Víctor Guzmán Ríos, Instituto Interamericano de Ciencias Agrícolas, Bogotá Colombia, 1966.

- Caracterización Física de los suelos.
- Caracterización Química de los suelos.
- Descripción de los suelos.
- Uso y manejo de los suelos.

En la actualidad, se reconocen 4 tipos de estudios agrologicos los cuales se diferencian entre si básicamente por el grado de detalle e intensidad y tolerancia cartográfica admisible, los cuales pueden ser exploratorio, de reconocimiento, semi-detallado y detallado. Para el caso de estudio de este trabajo, solamente se determinarán las principales características físicas, químicas y morfológicas del suelo del municipio en cuestión.

2.3.1 Clima.

La zona de estudio presenta un clima semicálido subhúmedo con lluvias en verano, el promedio de temperatura anual es 24.7 °C, El mes más cálido es mayo con un promedio de temperatura de 27.8 °C, y el mes más frío es enero con una temperatura promedio de 21. 6°C.El municipio presenta una pequeña temporada menos lluviosa dentro de la estación de lluvias llamada sequía de medio verano.

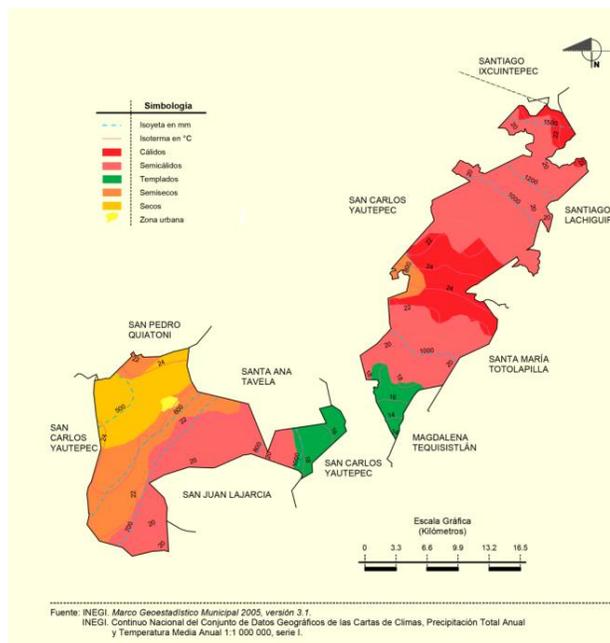


Figura 25. Climas en el municipio de Nejapa de Madero.

2.3.2 Geología.

Las formaciones geológicas dentro del límite del municipio en cuestión se posicionan en la era Cretácica con un 43.23%, Terciaria 41.09%, Cuaternaria 6.69%, Neógeno 4.76% y un 3.97% de formaciones no determinadas.

Los tipos de roca encontradas en el sitio son:

-Ígnea intrusiva⁴⁸

- Granito (36.70%)

-Ígnea extrusiva⁴⁹

- Toba ácida (34.67%)
- Andesita (6.30%)
- basalto (0.12%)

-Sedimentaria⁵⁰

- Caliza (6.53%)
- Arenisca (4.76%)
- Limolita-arenisca (3.96%)
- Conglomerado (1.97%)

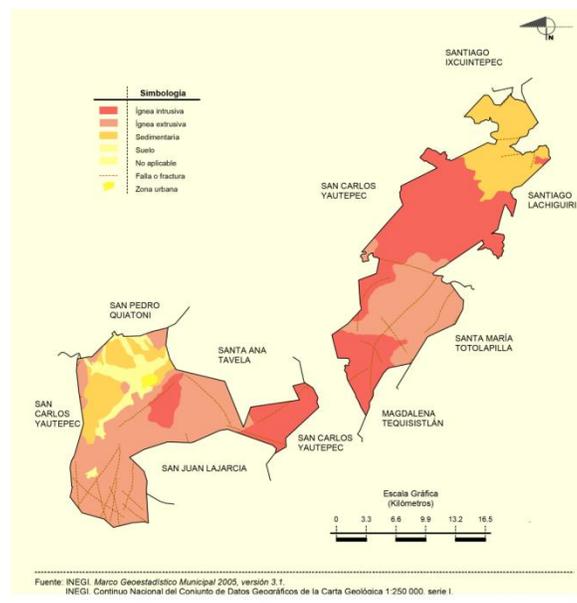


Figura 26. Tipos de roca en el municipio de Nejapa de Madero.

2.3.3 Edafología.

Se ocupa del estudio y la clasificación de los suelos, es decir, de la parte superficial de la corteza terrestre constituida por un aglomerado de sustancias orgánicas y minerales, resultado de la acción prolongada de la atmósfera e hidrosfera sobre la litosfera. Tiene en cuenta sus características fisicoquímicas y biológicas, origen, evolución y uso.

Existen en la actualidad dos tipos de clasificación muy cercanos:

⁴⁸ Su formación se realiza en cámaras de magma muy profunda.

⁴⁹ Se forman cuando el magma fluye a la superficie de la Tierra en forma de lava.

⁵⁰ Formadas en zonas superficiales de la corteza terrestre a partir de materiales que se depositan formando capas o estratos.

-Clasificación técnica, que es utilizado para temas aplicados a un objetivo específico, como la clasificación para trabajos de ingeniería basados en gran parte en las propiedades físicas como por ejemplo la clasificación en base a su granulometría y,

-Clasificación natural, es utilizada para organizar la división de suelos desde una valoración más relacionada con su génesis, la Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y la Agricultura (FAO), desarrolló la clasificación mundial de suelos donde se distinguen 28 grupos principales y 152 llamadas unidades de suelo.

2.3.3.1 Unidades de Suelo.

La clasificación del USDA (United States Department of Agriculture) reconoce varios órdenes de suelos, cuyos nombres se forman anteponiendo una partícula descriptiva a la terminación –sol.

La distribución de los suelos dentro del perímetro del municipio de Nejapa de Madero son los siguientes:

-Suelo Aluvial (4.73%).

Suelos dominantes

- Leptosol (26.86%), Luvisol (22.60%), Cambisol (21.13%), Phaeozem (10.93%), Regosol (9.76%), Acrisol (6.70%), Fluvisol (1.27%), Kastañozem (0.39%), Umbrisol (0.11%).

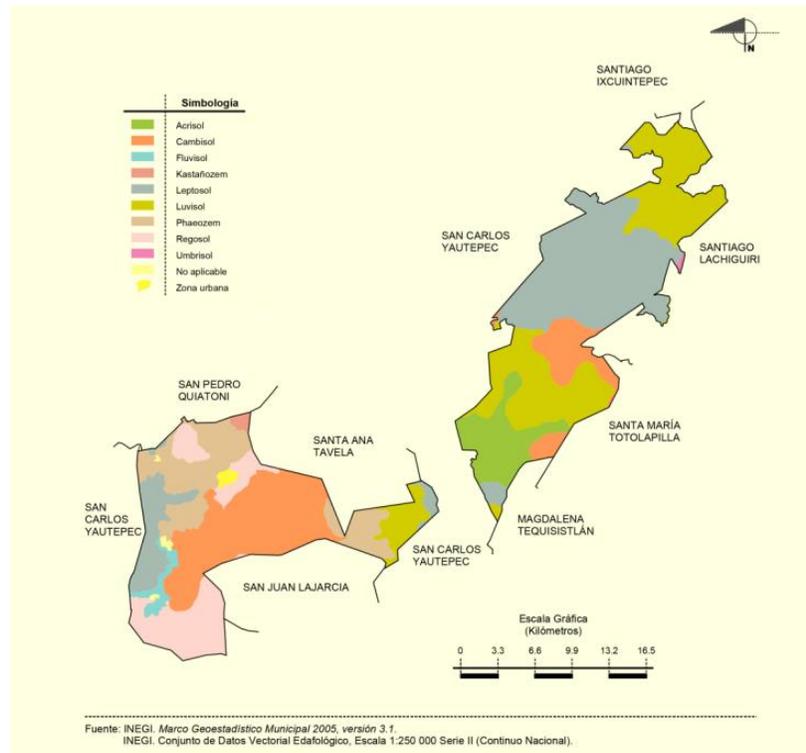


Figura 27. Tipos de suelo en el municipio de Nejapa de Madero.



A continuación se describirá las características principales de los suelos dominantes dentro del municipio en estudio con el fin de obtener una visión más clara de sus características⁵¹.

- a) **Leptosol:** se caracteriza por su escasa profundidad (menor a 25 cm), se desarrollan sobre rocas calizas y son muy ricos en materia orgánica. En algunos casos son excelentes para la producción agrícola, pero en otros pueden resultar muy poco útiles ya que su escasa profundidad los vuelve muy áridos y el calcio que contienen puede llegar a inmovilizar los nutrientes minerales, tienen poco contenido en tierra fina, por lo que su capacidad para almacenar agua es mínima.
- b) **Luvisol:** Literalmente, suelo con acumulación de arcilla. Son suelos que se encuentran en zonas templadas o tropicales lluviosas. Son frecuentemente rojos o amarillentos, aunque también presentan tonos pardos, que no llegan a ser oscuros. Se destinan principalmente a la agricultura con rendimientos moderados, debe tenerse en cuenta que son suelos con alta susceptibilidad a la erosión. En México 4 de cada 100 hectáreas está ocupada por Luvisoles.
- c) **Cambisol:** Estos suelos son jóvenes, poco desarrollados. Se caracterizan por presentar en el subsuelo una capa con terrones que presentan vestigios del tipo de roca subyacente y que además puede tener pequeñas acumulaciones de arcilla. Son muy abundantes, se destinan a muchos usos y sus rendimientos son variables pues dependen del clima donde se encuentre el suelo. Son de moderada a alta susceptibilidad a la erosión.
- d) **Phaeozem:** Suelos que se pueden presentar en cualquier tipo de relieve y clima, excepto en regiones tropicales lluviosas o zonas muy desérticas. Es el cuarto tipo de suelo más abundante en el país. Se caracteriza por tener una capa superficial oscura, suave, rica en materia orgánica y en nutrientes, pueden utilizarse para el pastoreo o la ganadería con resultados aceptables.
- e) **Regosoles:** Suelos ubicados en muy diversos tipos de clima, vegetación y relieve. Tienen poco desarrollo y por ello no presentan capas muy diferenciadas entre sí. En general son claros o pobres en materia orgánica, se parecen bastante a la roca que les da origen. En México constituyen el segundo tipo de suelo más importante por su extensión, en estados del centro se cultivan granos con resultados de moderados a bajos. Para uso forestal y pecuario tienen rendimientos variables.
- f) **Acrisol:** Son suelos que se encuentran en zonas tropicales o templadas muy lluviosas como las sierras orientales de Oaxaca. Se caracterizan por tener acumulación de arcilla en el subsuelo, muy ácida y pobre en nutrientes. En México se usan en la agricultura con rendimientos muy bajos.
- g) **Fluvisol:** Se caracterizan por estar formados de materiales acarreados por agua. Son suelos muy poco desarrollados, medianamente profundos y presentan generalmente estructura débil o suelta. Se encuentran en todos los climas y regiones de México cercanos siempre a lechos de los ríos.

⁵¹ *Guía para la interpretación de Cartografía, Edafología, INEGI, Aguascalientes México, 2004.*



- h) **Kastañozem:** Suelos alcalinos que se encuentran ubicados en zonas semiáridas o de transición hacia climas más lluviosos. En condiciones naturales tienen vegetación de pastizal, con algunas áreas de matorral. Frecuentemente tienen más 70 cm de profundidad y se caracterizan por presentar una capa superior de color pardo o rojizo oscuro, rica en materia orgánica y nutriente. En México se usan para ganadería extensiva mediante el pastoreo o mediante pastos cultivados con rendimientos de medios a altos; en la agricultura son usados para el cultivo de granos, oleaginosas y hortalizas con rendimientos generalmente altos, sobre todo si están bajo riego.
- i) **Umbrisol:** Comunes en regiones montañosas con poco o sin déficit de humedad, principalmente en áreas frescas. Bajo un adecuado manejo pueden utilizarse para cereales, cultivos de raíz, té y café.

2.3.3.2 Propiedades físicas del suelo.

En el suelo⁵², podemos distinguir diferentes propiedades interactuando entre sí originando a su vez una diversidad de tipos de suelos, en función de la incidencia de cada una de ellas. Las principales propiedades del suelo son: físicas, químicas y biológicas. Para los fines del presente trabajo, sólo se abordarán las características físicas.

Las propiedades físicas más importantes del suelo son: textura, estructura, densidad aparente, densidad real, porosidad, distribución de poros por el tamaño, consistencia, infiltración, permeabilidad, conductividad hidráulica, percolación y color. A continuación, se expondrán las tres primeras ya que son las que inciden directamente al desarrollo del proyecto.

Textura. - La textura en todos los sentidos, es una de las propiedades más importantes del suelo y que incide en muchas otras características o propiedades de los suelos. En el riego y el drenaje, la textura juega un papel fundamental, en el cálculo de láminas de riego, de lavado, en el proyecto y diseño de sistemas de riego y de drenaje. Por esta razón haremos una descripción amplia de la misma.

La textura se refiere a las proporciones porcentuales de las agrupaciones por tamaños de los granos individuales en una masa de suelo. Se refiere específicamente a los porcentajes de arcilla, del limo y de las arenas de menos de 2 mm de diámetro. Si las partículas mayores de 2 mm están presentes en cantidades significativas, al nombre de la textura se le agregará el adjetivo de gravoso o pedregoso según sea el caso.

Se han propuesto muchas escalas granulométricas, pero dos de ellas son las más usadas en la edafología: El Sistema Internacional, propuesto por Atterberg, y el sistema usado por el Departamento de Agricultura de los Estados Unidos (USDA), que en parte es coincidente con el primero, aunque establece más separaciones. Los análisis mecánicos de suelos del Departamento

⁵² *Apuntes de Riego y Drenaje*, Dr. Rodolfo Cisneros Almazán, Universidad Autónoma de San Luis Potosí.2003.

de Agricultura de los Estados Unidos se reportan generalmente en ambos sistemas. En nuestro país, se ha extendido el sistema del USDA En seguida se presentan ambos:

Fracciones	Límite del diámetro (mm)	
	Sistema USDA	Sistema Internacional (Attenberg)
Arena muy gruesa	2.00 - 1.00	
Arena gruesa	1.0 - 0.50	2.0 - 0.20
Arena media	0.5 - 0.25	
Arena fina	0.25 - 0.10	0.20 - 0.02
Arena muy fina	0.10 - 0.05	
Limo	0.05 - 0.002	0.02 - 0.002
Arcilla	< 0.002	< 0.002

Tabla 2. Escala granulométrica USDA e Internacional.

Rara vez una muestra de suelo estará constituida totalmente por una sola fracción. Por ello, las clases de textura están basadas sobre distintas combinaciones de arena, limo y arcilla. La textura del suelo y las posibles combinaciones de ellas se presentan gráficamente en el triángulo de las texturas como el que se muestra enseguida:

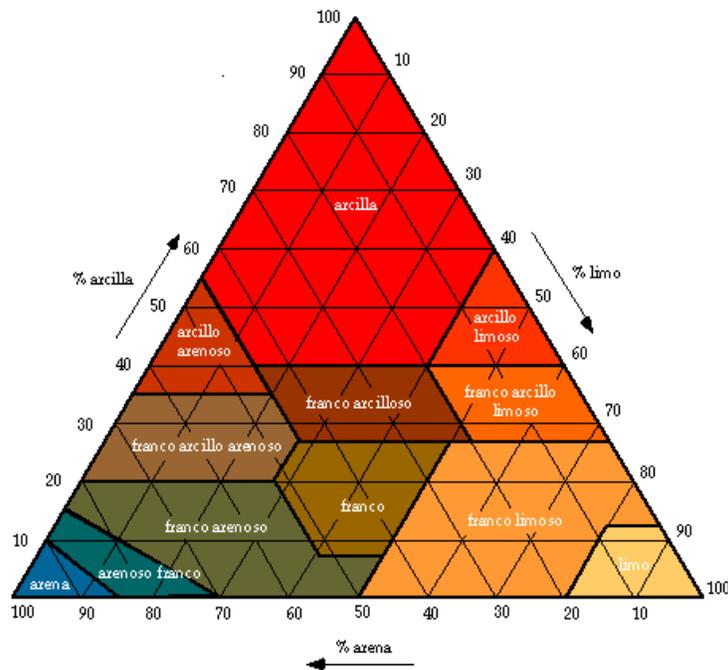


Figura 28. Triángulo de texturas USDA.

Como se observa en el triángulo de texturas, los nombres de las clases de suelos básicamente se apoyan en los términos: arena, limo, arcilla y franco, usados ya sea como nombres o adjetivos o ambos. Las clases texturales que se muestran son doce, éstos son:

Arena	Franco arcillo arenoso
Arenoso franco	Franco arcilloso
Franco arenoso	Franco arcillo limoso
Franco	Arcillo arenoso
Franco limoso	Arcillo limoso
Limo	Arcilla

Tabla 3. Clases texturales USDA.

Cada muestra de suelo viene definida por un punto del interior del triángulo. Este punto se obtiene al hacer intersectar dos valores de porcentaje de la fracción de partículas (P. ej: Arcilla y Limo). La intersección de dichos puntos, se obtiene al trazar una recta desde una fracción textural a la otra fracción en función de los porcentajes.

Para la determinación de la textura del suelo se trazan 3 líneas perpendiculares a los 3 lados del triángulo y donde confluyan en un punto podremos establecer el tipo de suelo que tenemos en función de los porcentajes obtenidos.

En el caso de estudio que nos ocupa, se realizó el método organoléptico⁵³, descrita en el módulo de entrenamiento de la FAO, la cual nos da una idea general de las proporciones de arena, limo y arcilla presentes en el suelo, determinando los siguientes valores:

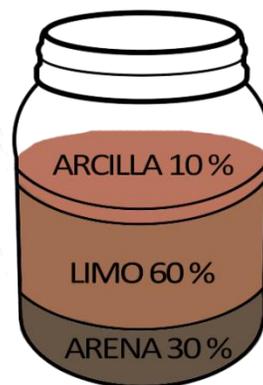


Figura 29. Proporciones de suelo en la zona de estudio.

Ingresando con los datos en el triángulo de texturas se determina que corresponde a un suelo FRANCO LIMOSO.

⁵³ FUENTE:

http://www.fao.org/tempref/FI/CDrom/FAO_Training/FAO_Training/General/x6706s/x6706s06.htm

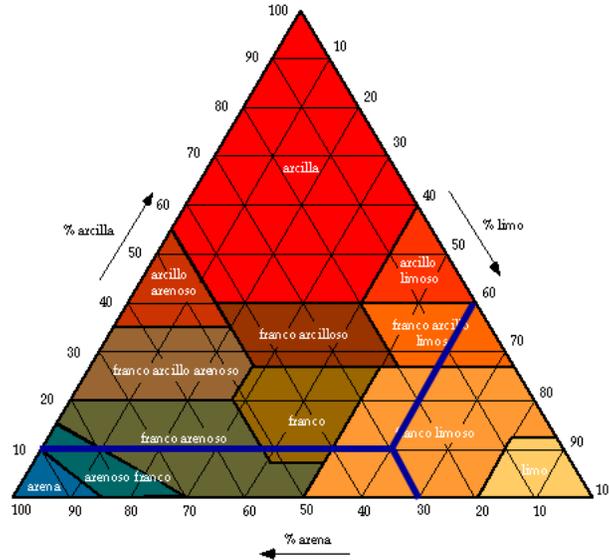


Figura 30. Determinación de la clase textural del suelo en estudio.

Estructura. - Desde el punto de vista morfológico, es el grado, forma o modo en que las partículas integrantes de un suelo, se asocian entre sí, formando en forma natural grupos unidos sin la intervención del hombre.

Los agregados son unidades secundarias o gránulos de muchas partículas de suelo enlazadas o cementadas por sustancias orgánicas, óxidos de hierro, carbonatos, arcillas o sílice. Los agregados naturales se denominan peds (granos) y varían su estabilidad en el agua; los terrones son masas coherentes de suelo, de cualquier forma, que se han quebrado por un medio artificial como la labranza.

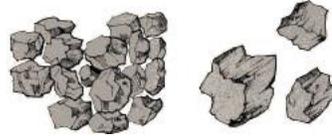
La estructura afecta la penetración del agua, el drenaje, la aireación y el desarrollo de las raíces, incidiendo así en la productividad del suelo y las facilidades de la labranza.

Los diferentes tipos de estructura más comunes se presentan enseguida:

- Granular. Son partículas individuales de arena, limo y arcilla agrupadas en granos pequeños casi esféricos (tamaño menor de 2 cm de diámetro). El agua circula muy fácilmente a través de esos suelos. Por lo general, se encuentran en el horizonte A del perfil del suelo.



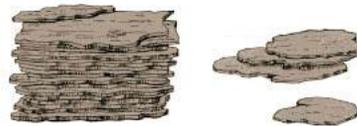
- Bloques angulares. Son partículas de suelo que se agrupan en bloques casi cuadrados o angulares con los bordes más o menos pronunciados. Los bloques relativamente grandes indican que el suelo resiste la penetración y el movimiento del agua. Suelen encontrarse en el horizonte B cuando hay acumulación de arcilla.



- Prismática. son partículas de suelo que han formado columnas o pilares verticales separados por fisuras verticales diminutas, pero definidas. El agua circula con mayor dificultad y el drenaje es deficiente. Normalmente se encuentran en el horizonte B cuando hay acumulación de arcilla.



- Laminar. Se compone de partículas de suelo agregadas en láminas o capas finas que se acumulan horizontalmente una sobre otra. A menudo las láminas se traslapan, lo que dificulta notablemente la circulación del agua. Esta estructura se encuentra casi siempre en los suelos boscosos, en parte del horizonte A y en los suelos formados por capas de arcilla.



Densidad aparente. - La densidad aparente de un suelo, se define como el cociente que resulta de dividir el peso de suelo seco entre el volumen total, incluyendo los poros. Usualmente se expresa en gr/cm^3 . Para fines prácticos, conceptualmente esto es lo mismo que la gravedad específica, peso específico o peso volumétrico.

$$Da = \frac{P_{ss}}{V_t}$$

Donde:

Da : Densidad aparente, gr/cm^3 .

P_{ss} : Peso del suelo seco, gr.

V_t : Volúmen total, cm^3 .

Los valores de la densidad aparente varían en función de las propiedades de los suelos fundamentalmente con la textura y el contenido de materia orgánica. Sin embargo, como valores medios se tienen los siguientes:

Arenas	1.4 - 1.6 gr/cm^3
Francos	1.3 - 1.4 gr/cm^3



Arcillas	1.1 - 1.3 gr/cm ³
Suelos orgánicos	0.7 - 1.1 gr/cm ³

Para el caso del proyecto asumiremos una **densidad aparente** de **1.35 gr/cm³**.

2.3.3.3 Parámetros de humedad.

La Capacidad de campo (CC) y Punto de marchitez permanente (PMP) son los límites que definen la necesidad de agua de un cultivo para su óptimo desarrollo, por lo que para el cálculo de las necesidades de agua es necesario tener en cuenta estos límites, que varían en función del tipo de suelo entre otros factores.

Después de una lluvia abundante el agua llega a ocupar todos los poros del suelo. Se dice entonces que el suelo está saturado. A continuación, el agua tiende a moverse por gravedad hacia el subsuelo, hasta llegar a un punto en que el drenaje es tan pequeño que el contenido de agua del suelo se estabiliza.

Cuando se alcanza este punto se dice que el suelo está a la capacidad de campo. Buena parte del agua retenida puede ser utilizada por las plantas, pero a medida que el agua disminuye se llega a un punto en que la planta no puede absorberla. En este estado se dice que el suelo está en el punto de marchitez. La diferencia entre la capacidad de campo y el punto de marchitez representa la fracción de agua disponible para el cultivo.

Si nosotros conocemos la textura en su proporción de arena, limo y arcilla, podemos determinar la capacidad de campo en forma empírica utilizando una fórmula. Esta fórmula se estima con coeficientes para cada región, esto es⁵⁴:

$$CC = (\% \text{ arcilla}) a + (\% \text{ de limo}) b + (\% \text{ de arena}) c$$

Donde:

a, b, c: son coeficientes que se determinan para cada región y tipo de suelo.

En realidad, se ha extendido tanto el uso de la fórmula, que en la práctica los coeficientes ahora parecen ser constantes para todo tipo de región, aun cuando esto no sea lo correcto. La fórmula que se utiliza en México es la siguiente:

$$CC = (\% \text{ arcilla}) (0.555) + (\% \text{ de limo}) (0.187) + (\% \text{ de arena}) (0.027)$$

Para el caso de la zona de estudio donde los valores que se obtuvieron son arcilla (10%), limo (60%), arena (30%) y remplazando se tiene que la **capacidad de campo** en el suelo del proyecto es **CC=17.58%**.

⁵⁴ *Apuntes de Riego y Drenaje*, Dr. Rodolfo Cisneros Almazán, Universidad Autónoma de San Luis Potosí.2003.



El punto de marchitez permanente se determina mediante el uso de una fórmula empírica muy sencilla, la cual se deriva de conocer el valor de la capacidad de campo:

$$PMP = \frac{CC}{2.00}$$

Utilizando el valor de CC, se obtiene un punto de marchitez permanente de **PMP= 8.79%**.

Cabe señalar que la diferencia entre la capacidad de campo y el punto de marchitez permanente es lo que se define como humedad aprovechable por las plantas. Si se considera que a capacidad de campo la humedad aprovechable es de 100% a punto de marchitez permanente será de 0%, entonces la lámina máxima que se puede aplicar a un suelo a una profundidad Pr, sin desperdiciar agua será:

$$Lr = \frac{(Psc - Pspmp \times Da \times Pr)}{100}$$

Donde:

Lr : lámina de retención máxima (cm).

Psc : porcentaje de humedad a capacidad de campo (%).

Pspmp: porcentaje de humedad a punto de marchitez permanente (%).

Da: densidad aparente(adimensional).

Pr: profundidad de raíces (cm).

La humedad aprovechable para la zona de estudio utilizando los valores obtenidos con anterioridad y con una profundidad de raíces propuesta de 90 cm., se tiene un valor de **Lr=10.67%**

2.3.4 Hidrografía.

El municipio de Nejapa de Madero pertenece a la región hidrológica de Tehuantepec (91.62%) y a la región Coatzacoalcos (8.38%), forma parte de las cuencas del mismo nombre y en los porcentajes mencionados, se encuentra dentro de las subcuencas del río Alto Tehuantepec (90.67%), Río Ixcuintepec (8.38%), y Río Tequisitlán (0.95%) y las corrientes de agua perenne : La compañía, Trapiche, Mamey, Lachixila, Tehuantepec, Grande, La Virgen y Manteca; e intermitentes: Salonas, La Mancornada, Tu8mba Frayle, El Macahuite y Juchitengo.

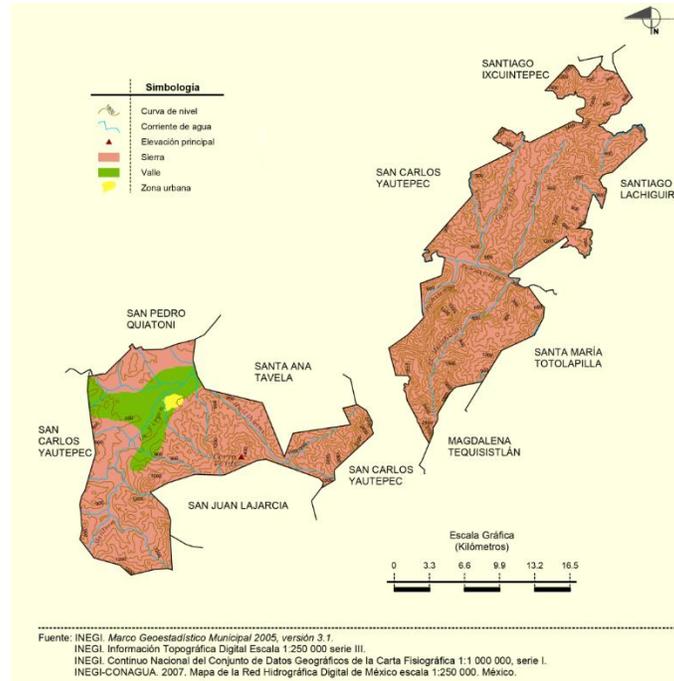


Figura 31. Hidrografía en el municipio de Nejapa de Madero.

2.3.5 Uso de Suelo y Vegetación.

La zona en estudio contempla un uso de suelo para la agricultura de 10.78% y la zona urbana de 0.60%, y la vegetación en la proporción siguiente: bosque (45.45%), selva (41.55%) y pastizal inducido (1.62%).

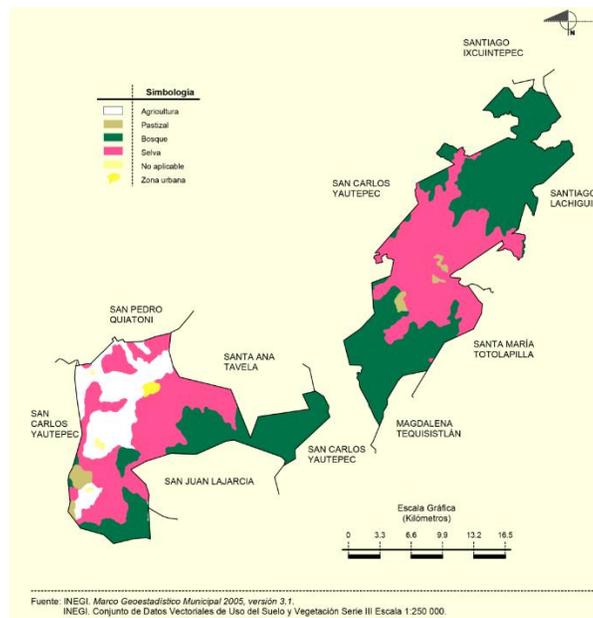


Figura 32. Uso de suelo y Vegetación en el municipio de Nejapa de Madero.

2.4 Uso consuntivo.

El uso consuntivo se define como la cantidad de agua que es necesario suministrar para que sea utilizada en la construcción de los tejidos de las plantas, en la transpiración de las mismas y en la evaporación realizada por el suelo, durante todo el ciclo vegetativo de los cultivos. Al hablar de uso consuntivo se refiere pues a la cantidad de agua consumida, sin posible recuperación, para que las plantas cultivadas puedan realizar su desarrollo completo y madurar su cosecha.

El proceso del agua en el ciclo hidrológico se recicla constantemente como consecuencia de la evaporación, producida por la energía solar, que se precipita en forma de lluvias y alimenta el caudal de los ríos que retornan a los cuerpos donde se evaporó el agua inicialmente. De este ciclo constante, el agua destinada al consumo humano y las actividades agropecuarias básicamente procede de la lluvia.

De acuerdo con la Ley de Aguas Nacionales en México, el agua puede tener usos consuntivos y no consuntivos; entre los primeros están el abastecimiento urbano, la agricultura, el pecuario y la industria, y entre los segundos la producción de energía eléctrica, la refrigeración de plantas industriales y centrales energéticas, la acuicultura y los caudales con fines ambientales y paisajísticos.

La mayor parte del agua consumida por el hombre se destina a usos consuntivos, a la irrigación, al ganado y al uso doméstico. La agricultura emplea más del 70% del agua utilizada en el mundo⁵⁵. Esta baja eficiencia, convierte a la agricultura en el sector donde se pueden adoptar los mayores cambios tecnológicos que permitan compensar las mermas per cápita antes mencionadas. En la siguiente figura se muestran los valores medios anuales de los componentes del ciclo hidrológico en México, en hectómetros cúbicos⁵⁶.

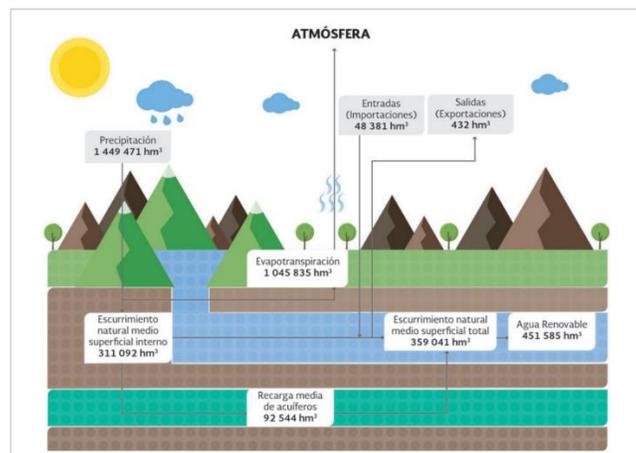


Figura 33. Componentes del ciclo hidrológico en México⁵⁷.

⁵⁵ Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y la Agricultura, 2002.

⁵⁶ $1 \text{ hm}^3 = 1\,000\,000 \text{ m}^3$.

⁵⁷ *Estadísticas del agua en México*, Comisión Nacional de Agua, 2018.



En México, el uso consuntivo mayor es el agrícola, que representa un 78% de la extracción, seguido por el uso público urbano con un 12%.

La estimación de la demanda de agua, a través de cualquier sistema de riego, depende en gran medida del conocimiento de la cantidad de agua que consumen los cultivos y del momento oportuno para aplicarla, con el objetivo de no perjudicar su rendimiento.

La combinación de dos procesos separados por los que el agua se pierde a través de la superficie del suelo es por un lado la evaporación y por otra parte mediante transpiración del cultivo, a este proceso en conjunto se conoce como evapotranspiración (ET).

La evaporación⁵⁸ es el proceso por el cual el agua líquida se convierte en vapor de agua (vaporización) y se retira de la superficie evaporante (remoción de vapor). El agua se evapora de una variedad de superficies, tales como lagos, ríos, caminos, suelos y la vegetación mojada. Para cambiar el estado de las moléculas del agua de líquido a vapor se requiere energía. La radiación solar directa y, en menor grado, la temperatura ambiente del aire, proporcionan esta energía.

Cuando la superficie evaporante es la superficie del suelo, el grado de cobertura del suelo por parte del cultivo y la cantidad de agua disponibles en la superficie evaporante son otros factores que afectan el proceso de la evaporación. Lluvias frecuentes, el riego y el ascenso capilar⁵⁹ en un suelo con manto freático poco profundo, mantienen mojada la superficie del suelo.

La transpiración consiste en la vaporización del agua líquida contenida en los tejidos de la planta y su posterior remoción hacia la atmósfera. Los cultivos pierden agua predominantemente a través de sus estomas. Éstas son pequeñas aberturas en la hoja de la planta a través de las cuales atraviesan los gases y el vapor de agua de la planta hacia la atmósfera. El agua, junto con algunos nutrientes, es absorbida por las raíces y transportada a través de la planta. La vaporización ocurre dentro de la hoja, en los espacios intercelulares, y el intercambio del vapor con la atmósfera es controlado por la abertura estomática. Casi toda el agua absorbida del suelo se pierde por transpiración y solamente una pequeña fracción se convierte en parte de los tejidos vegetales.

La transpiración, igual que la evaporación directa, depende del aporte de energía, del gradiente de presión del vapor y de la velocidad del viento. Por lo tanto, la radiación, la temperatura del aire, la humedad atmosférica y el viento también deben ser considerados en su determinación. El contenido de agua del suelo y la capacidad del suelo de conducir el agua a las raíces también determinan la tasa de transpiración, así como la salinidad del suelo y del agua de riego. La tasa de transpiración también es influenciada por las características del cultivo, el medio donde se produce y las prácticas de cultivo.

⁵⁸ *Evapotranspiración del cultivo*, Estudio FAO riego y drenaje 56, Roma, 2006.

⁵⁹ Espacios continuos vacíos del suelo pueden comportarse en conjunto como tubos capilares con secciones transversales.



Diversas clases de plantas pueden tener diversas tasas de transpiración. Por otra parte, no solamente el tipo de cultivo, sino también su estado de desarrollo, el medio donde se produce y su manejo, deben ser considerados al evaluar la transpiración.

La evaporación y la transpiración ocurren simultáneamente y no hay una manera sencilla de distinguir entre estos dos procesos. Aparte de la disponibilidad de agua en los horizontes superficiales, la evaporación de un suelo cultivado es determinada principalmente por la fracción de radiación solar que llega a la superficie del suelo.

Esta fracción disminuye a lo largo del ciclo del cultivo a medida que el dosel⁶⁰ del cultivo proyecta más y más sombra sobre el suelo. En las primeras etapas del cultivo, el agua se pierde principalmente por evaporación directa del suelo, pero con el desarrollo del cultivo y finalmente cuando este cubre totalmente el suelo, la transpiración se convierte en el proceso principal. En el momento de la siembra, casi el 100% de la ET ocurre en forma de evaporación, mientras que cuando la cobertura vegetal es completa, más del 90% de la ET ocurre como transpiración.

La evapotranspiración se expresa normalmente en milímetros (mm) por unidad de tiempo. Esta unidad expresa la cantidad de agua perdida de una superficie cultivada en unidades de altura de agua. La unidad de tiempo puede ser una hora, día, 10 días, mes o incluso un completo período de cultivo o un año.

El agua evapotranspirada debe reponerse periódicamente al suelo para no dañar el potencial productivo de la planta por estrés hídrico. Diversas metodologías se han propuesto para su determinación, debiendo considerarse siempre que la evapotranspiración depende como se comentó anteriormente, entre otros aspectos, de las condiciones climáticas, tipo y estado de desarrollo del cultivo, así como de la disponibilidad de agua del suelo.

Derivado de estos procesos en 1952⁶¹, H.F. Blaney y W.D. Criddle definieron “*uso consuntivo o evapotranspiración*” como “*la suma de los volúmenes de agua usados por el crecimiento vegetativo de una cierta área por conceptos de transpiración y formación de tejidos vegetales y evaporada desde el suelo adyacente, proveniente de la nieve o precipitación interceptada en el área en cualquier tiempo dado, dividido por la superficie del área*”;

Generalmente los volúmenes de agua que se captan son reducidos y requieren ser utilizados eficientemente por medio de las demandas de riego localizado por microirrigación.

La Microirrigación consiste en aplicar al cultivo una clase de riego más localizado, minimizando el volumen de suelo humedecido, reduciendo con ello las pérdidas de agua por evaporación, también se reducen los intervalos de riego. Dentro de la microirrigación se incluyen todos los medios que se requieren para los sistemas de goteo, microaspersión, nebulización, atomización, etc. Este tipo de sistemas además de aplicar el agua a los cultivos con gran eficiencia, mejora

⁶⁰ Es una estructura compleja de un determinado arreglo espacial de las hojas que forman el cultivo.

⁶¹ *Estimación de las demandas de consumo de agua*, SAGARPA, México, 2012.

alguna otra característica del medio, por ejemplo: temperatura ambiente, incidencia de parásitos y organismos competitivos y riqueza nutricional.

Los métodos de cálculo de la evapotranspiración real del cultivo (ET_c), se dividen en directos e indirectos. Los métodos directos proporcionan directamente el valor del consumo total del agua requerida por las plantas, para lo que se utilizan aparatos e instrumentos en su determinación; por los alcances del presente trabajo no son analizados.

Los métodos indirectos proporcionan un valor estimado del agua requerida a través de todo el ciclo vegetativo, mediante la aplicación de fórmulas empíricas basadas en datos climáticos, los más comunes para determinar la evapotranspiración de referencia son:

- Blaney-Criddle modificado por FAO
- Hargreaves
- Penman-FAO
- Penman-Monteith

De forma general podemos decir que como hay tantos factores implicados en la ET_c, es extremadamente difícil formular una ecuación que permita su cálculo en diferentes condiciones, es por ello por lo que los investigadores desarrollaron la idea de evapotranspiración para un cultivo de referencia (ET_o) expresada en milímetros (mm) que se produciría en un cultivo hipotético de pasto, con una altura de 12 cm, sin falta de agua y con determinadas características aerodinámicas y de radiación, las cuales solamente están reguladas por las condiciones climáticas.



Figura 34. Evapotranspiración de referencia (ET_o).

Al haber obtenido la ET_o, y afectándolo por un factor (K_c), que depende fundamentalmente de las características propias de cada cultivo, su estado de desarrollo, del nivel de humedad del suelo, así como las prácticas de agrícolas y del riego se obtiene la ET_c.

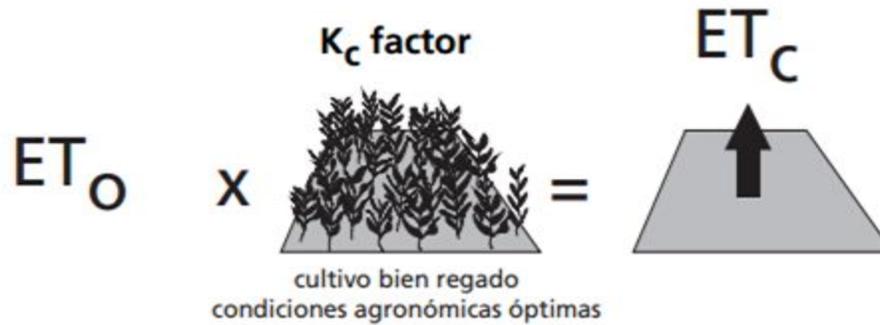


Figura 35. Evapotranspiración del cultivo.

El requerimiento de riego de los cultivos (RR) o necesidades netas, se definen como la suma de la evapotranspiración real corregida o evapotranspiración del cultivo corregida (ET_c correg)⁶² menos la precipitación efectiva (Pe).

$$RR = ET_c \text{ correg} - Pe \text{ (ec1).}$$

Donde:

RR: Requerimientos de riego [mm/día].

Pe: Precipitación efectiva⁶³ [mm].

ETc correg: Evapotranspiración del cultivo corregida, mm/día. Este parámetro se calcula con la siguiente ecuación:

$$ET_c \text{ correg} = ET_c * k_{vc} * k_l \text{ (ec.2)}$$

Donde:

ETc : Evapotranspiración real del cultivo [mm/día].

Kvc: Coeficiente de corrección por variación climática, adimensional (1.2 para goteo),

Kl: Coeficiente por efecto de localización, %, que se calcula con las siguientes ecuaciones, eliminando los valores extremos y calculando la media de los dos restantes:

$$\text{Aljibury Et Al} \quad k_l = 1.34 * A \text{ (ec.3)}$$

$$\text{Decroix} \quad k_l = 0.1 + A$$

⁶² Se refiere a la evapotranspiración en condiciones óptimas presentes en parcelas con un excelente manejo y adecuado aporte de agua y que logra la máxima producción de acuerdo a las condiciones climáticas.

⁶³ Se define como la fracción de la precipitación total utilizada para satisfacer las necesidades de agua del cultivo; excluyendo la infiltración profunda, la escorrentía y la evaporación de la superficie del suelo.



$$\text{AHoare et al} \quad kl = A + 0.5(1 - A)$$

$$\text{Keller} \quad kl = A + 0.15(1 - A)$$

'A' corresponde al área sombreada y básicamente hace coincidir la superficie sombreada con la proyección sobre el terreno del perímetro de la cubierta vegetal, como sigue:

$$A = \frac{\frac{\pi \cdot D^2}{4}}{Ep \cdot Eh} \quad (\text{ec.4})$$

Donde:

A: Fracción de área sombreada [m²].

D: Diámetro de la copa del árbol [m].

Ep: Espaciamiento entre plantas[m].

Eh: Espaciamiento de hileras de plantas, en m.

En el caso de no contar con suficiente información para realizar los cálculos, se recomienda tomar 60% del área sombreada en el caso de frutales y 70%, en promedio, en caso de hortalizas.

La ETc puede determinarse a partir de la evapotranspiración del cultivo de referencia (ETo), según la expresión.

$$ETc = ETo * Kc \quad (\text{ec.5})$$

En donde Kc, es un coeficiente de cultivo adimensional que varía con el cultivo y su desarrollo vegetativo y ETo es la evapotranspiración del cultivo de referencia.

Las unidades comunes de medida de ETc y ETo suelen ser mm/día, mm/mes o mm/temporada.

El método de FAO Penman-Monteith en la actualidad se recomienda como el método estándar para determinar la evapotranspiración de referencia ETo, sin embargo, al utilizar datos climáticos como insolación solar, humedad relativa y velocidad de viento que no se encuentran registrados en la estación climatológica cercana a la zona de estudio se establece que para la obtención de la evapotranspiración del cultivo ETc, se abordará el método de Blaney-Criddle (modificado por Phelan), el cual toma en cuenta gran número de variables que permiten un cálculo preciso y muy cercano a método de Penman-Monteith.

2.4.1 Método Blaney – Criddle.

H.F Blaney realizó numerosas mediciones en la evapotranspiración entre los años 1920 y 1940, utilizando técnicas de muestreo de los suelos. Inicialmente Blaney y K.W. Morin (1942), desarrollaron una relación empírica entre la evapotranspiración y la temperatura media del aire,



humedad relativa promedio anual y porcentaje promedio de horas luz mensual. Posteriormente, tal relación fue modificada por Blaney y W.D. Criddle (1950) para excluir el término de humedad relativa.

En este método se toma en cuenta, además de la temperatura y las horas de sol diarias, el tipo de cultivo, la duración de su ciclo vegetativo⁶⁴. Originalmente los autores diseñaron el método para estimar la evapotranspiración real total de los cultivos con la fórmula siguiente:

$$E_t = K_g * F \quad (\text{ec.6})$$

Donde:

E_t = evapotranspiración durante el ciclo vegetativo, cm.

K_g = Coeficiente total de ajuste que depende del cultivo y la ubicación de la zona de estudio, adimensional.

F = Factor climático que es equivalente a la E_{To} , la ecuación que define su cálculo se precisa a continuación:

$$F = \sum_{i=1}^n f_i \quad (\text{ec.7})$$

Donde:

f_i : Es la suma de los valores del factor climático mensual en cm, para calcular el valor de f , se utiliza la siguiente ecuación:

$$f_i = \left[\frac{T_i + 17.8}{21.8} \right] * P_i \quad (\text{ec.8})$$

Donde:

T_i : Temperatura media mensual, en °C (Estación Climatológica).

P_i : Porcentaje de horas luz del mes respecto del total anual en %.

Una modificación a la ecuación Blaney-Criddle la realizó Phelan que introdujo al procedimiento una corrección de las f_i mensuales, la cual está en función de cada una de las temperaturas medias mensuales T_i :

$$K_t = 0.031144 * T_i + 0.2396 \quad (\text{ec.9})$$

Donde:

T_i : Temperatura media mensual, en °C (Estación Climatológica).

⁶⁴ El ciclo vegetativo es el tiempo que transcurre entre la siembra y la cosecha, éste varía de cultivo a cultivo.



Para conocer la ET_c de cada mes, el producto $(f_i) * (K_{ti})$ se multiplica por un coeficiente mensual del cultivo del cual se trate.

Una vez determinado el valor de f y K_t , se determinan los valores de los coeficientes de cultivo (K_c) para cada uno de los meses correspondientes al ciclo vegetativo y se calcula una primera estimación de la evapotranspiración potencial (ET_o) definida como la cantidad máxima posible de agua que perdería el suelo por evaporación y transpiración, suponiendo que este estuviera saturado.

$$ET_c = ET_o * K_c \quad (\text{ec.10})$$

Se determina el coeficiente de ajuste con:

$$K' = \frac{ET_o}{\sum_1^n f} \quad (\text{ec.11})$$

Se obtiene el valor del coeficiente global de cultivo (K_G) y se calcula el valor final de la evapotranspiración, con la siguiente expresión:

$$ET_c = ET_o * \frac{K_G}{K_c} \quad (\text{ec.12})$$

2.4.2 Requerimiento de riego en los cultivos.

Con el fin de llevar a cabo el método de Blaney-Criddle (modificado por Phelan), se utilizaron los datos promedio diarios de la siguiente estación climatológica:

Estación No.00020009 (Anexo 2).

Nombre: Boquilla Número Uno.

Municipio: Nejapa de Madero.

Estado: Oaxaca.

Latitud: 16° 38' 12"N.

Longitud: 95° 57' 35" W.

Altura: 638.0 MSNM.

Periodo de datos: 1951-2010

Y para el uso consuntivo y diseño de sistema de riego se están considerando cinco cultivos anuales: **papaya, melón, sandía maíz, jitomate, frijol y calabaza.**

El procedimiento general del método Blaney-Criddle (modificado por Phelan), se desarrollará para el cultivo de papaya en los siguientes pasos:

1. Se consultan los meses que abarca el ciclo vegetativo y su coeficiente global (K_G), considerando el ciclo vegetativo en días, entre la fecha de siembra y la fecha de cosecha introduciéndolo en la columna 1.



CULTIVO	PERIODO DE CRECIMIENTO	COEFICIENTE GLOBAL Kg
Papaya	Todo el año	0.60 a 0.80
Melón	3 a 4 meses	0.60
Sandía	3 a 4 meses	0.60
Maíz	4 a 7 meses	0.75 a 0.85
Jitomate	4 meses	0.70
Frijol	3 a 4 meses	0.60 a 0.70
Calabaza	2 a 4 meses	0.60

Tabla 4. Coeficiente Kg para cultivos de proyecto⁶⁵.

2. Se determina la duración de cada uno de los meses que quedan incluidos dentro del ciclo vegetativo y se anota en la columna 2, para el ejemplo utilizado, y debido a que es un cultivo perenne, se considera el valor de 1 toda vez que se considera todo el año.
3. De la tabla climatológica se obtiene el valor de la temperatura media mensual para cada mes escribiéndolo en la columna 3.

	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.
Ti [°C]	21.60	22.70	24.90	26.80	27.80	26.80	25.80	26.00	25.50	24.40	23.00	21.90

Tabla 5. Temperatura media mensual de la estación climatológica⁶⁶.

4. Se determina parte del factor climático, f_i descrito (ecuación 8) y se anota en la columna 4, tomando en consideración la temperatura media mensual de la estación climatológica.
5. Se obtiene el porcentaje de horas luz del mes respecto al total, escribiéndolo en la columna 5, conforme a la latitud de la zona en cuestión obtenido de los datos de la estación climatológica.

LATITUD	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.
16°	7.93	7.35	8.44	8.46	9.01	8.83	9.07	8.85	8.27	8.24	7.72	7.83
16°38'	7.90	7.34	8.44	8.47	9.02	8.85	9.09	8.86	8.27	8.23	7.71	7.82
17°	7.86	7.32	8.43	8.48	9.04	8.87	9.11	8.87	8.27	8.22	7.69	7.80
18°	7.83	7.30	8.42	8.50	9.09	8.92	8.16	8.90	8.27	8.21	7.66	7.74
19°	7.79	7.28	8.41	8.51	9.11	8.97	9.20	8.92	8.28	8.19	7.63	7.71
20°	7.74	7.26	8.41	8.53	9.14	9.00	9.23	8.95	8.29	8.17	7.59	7.66

Tabla 6. Porcentaje de horas luz en el día por mes en relación a los meses del año⁶⁷.

6. La columna 6 es el resultado del producto de las columnas 4 y 5, además se realiza una sumatoria de estos valores lo cuales serán utilizados más adelante.

⁶⁵ Estimación de las demandas de consumo de agua, SAGARPA, México, 2012.

⁶⁶ Servicio Meteorológico Nacional, Estación Boquilla Número uno, datos obtenidos de 1951-2010 (Anexo).

⁶⁷ Palacios, 1977, la latitud 16°38' fue determinada por medio de interpolación.

	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.
f_i [cm]	14.28	13.64	16.53	17.33	18.87	18.11	18.18	17.80	16.43	15.93	14.43	14.24

Tabla 7. Sumatoria del factor climático o ETP mensuales.

$$\sum f_i = 195.76$$

7. Se calcula una corrección por temperatura propuesta por Phelan, (ecuación 9) y el resultado se anota en la columna 7.

	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.
K_t [-]	0.91	0.95	1.02	1.07	1.11	1.07	1.04	1.05	1.03	1.00	0.96	0.92

Tabla 8. Corrección de factor climático K_t .

8. Se calcula la evapotranspiración de referencia (E_{To}), recordando que ésta depende únicamente de factores climáticos, y se obtiene como producto de la columna 6 y 7, los resultados se anotan en la columna 8.

	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.
E_{To} [-]	13.03	12.91	16.78	18.62	20.86	19.45	18.96	18.68	16.98	15.92	13.79	13.13

Tabla 9. Evapotranspiración de referencia E_{To} .

9. Se obtiene el coeficiente de cultivo (K_c), que para su determinación en los cultivos anuales normalmente se diferencian 4 fases de cultivo: valores pequeños al inicio del crecimiento del cultivo y aumenta a medida que se incrementa la cobertura del suelo. El valor máximo se alcanza durante la floración, se mantienen durante la fase media y finalmente decrecen durante la maduración, se coloca en la columna 9.

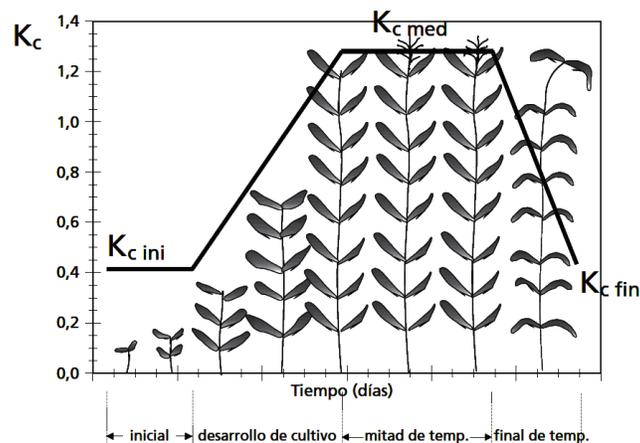


Figura 36. Curva generalizada del coeficiente del cultivo⁶⁸.

⁶⁸ Evapotranspiración del cultivo, Estudio FAO riego y drenaje 56, Roma, 2006.



	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.
PAPAYA	0.64	0.76	0.98	0.93	1.10	1.14	1.12	1.07	0.99	0.90	0.78	0.64
MELÓN			0.51	0.72	0.80	0.73						
SANDÍA			0.51	0.72	0.80	0.73						
MAÍZ					0.49	0.71	1.05	1.07	0.96			
JITOMATE					0.46	0.69	1.01	0.84				
FRIJOL	1.02	1.09	0.78									0.63
CALABAZA								0.51	0.72	0.80	0.73	

Tabla 10. Coeficiente Kc y periodo de siembra⁶⁹.

10. Se calcula un primer valor de la evapotranspiración de referencia (ET_o), mediante la ecuación 10 y su resultado se anota en la columna 10.

	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.
Etp'	8.34	9.81	16.45	17.31	22.94	22.17	21.24	19.99	16.81	14.33	10.76	8.40

Tabla 11. Evapotranspiración potencial ET_o.

11. Se realiza un ajuste al valor de la evapotranspiración calculando en el inciso anterior. El coeficiente de ajuste se obtiene con el valor de K' (ecuación 11) y un coeficiente de cultivo (K_c, tabla1), para calcular el valor de K' se utiliza la sumatoria de *f_i*, calculada en el inciso 6 y la sumatoria de ET_o calculada en el inciso 10, y con la ecuación 12 se calcula finalmente el valor de la evapotranspiración ajustada (ET_c), que se anota en la columna 12.

Se concluye así que la necesidad hídrica del cultivo de papaya para la zona de Nejapa de Madero y con un ciclo vegetativo anual, es de 137.03 cm.

Es importante mencionar que este valor de evapotranspiración (ET_c) es el que se utiliza para el diseño de los sistemas de riego.

⁶⁹ Estimación de las demandas de consumo de agua, SAGARPA, México, 2012.



1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
MES	DURACIÓN MES	TEMP. MED. MENSUAL (°C)	(T+17.8)/(21.8)	Pi (%)	fi (cm)	kt	Eto (cm)	Kc	ETp' (cm)	Etp (cm)	
ENE	1	21.6	1.81	7.9	14.28	0.91	13.03	0.64	8.34	6.06	
FEB	1	22.7	1.86	7.34	13.64	0.95	12.91	0.76	9.81	7.13	
MAR	1	24.9	1.96	8.44	16.53	1.02	16.78	0.98	16.45	11.95	
ABR	1	26.8	2.05	8.47	17.33	1.07	18.62	0.93	17.31	12.58	
MAY	1	27.8	2.09	9.02	18.87	1.11	20.86	1.1	22.94	16.67	
JUN	1	26.8	2.05	8.85	18.11	1.07	19.45	1.14	22.17	16.12	
JUL	1	25.8	2.00	9.09	18.18	1.04	18.96	1.12	21.24	15.44	
AGO	1	26	2.01	8.86	17.80	1.05	18.68	1.07	19.99	14.53	
SEP	1	25.5	1.99	8.27	16.43	1.03	16.98	0.99	16.81	12.22	
OCT	1	24.4	1.94	8.23	15.93	1.00	15.92	0.9	14.33	10.42	
NOV	1	23	1.87	7.71	14.43	0.96	13.79	0.78	10.76	7.82	
DIC	1	21.9	1.82	7.82	14.24	0.92	13.13	0.64	8.40	6.10	
Σ						195.76	Σ			188.55	137.03
							K'	0.96	Kg		0.7
							Kg/K'	0.73			

Tabla 12. Uso consuntivo de la Papaya (cm).

Para el caso de los distintos cultivos propuestos y realizando la misma dinámica de cálculo se tiene como resultado:

MES	DURACIÓN MES	TEMP. MED. MENSUAL (°C)	(T+17.8)/(21.8)	Pi (%)	fi (cm)	kt	Eto (cm)	Kc	ETp' (cm)	Etp (cm)	
MAR	1	24.9	1.96	8.44	16.53	1.02	16.78	0.51	8.56	6.22	
ABR	1	26.8	2.05	8.47	17.33	1.07	18.62	0.72	13.40	9.74	
MAY	1	27.8	2.09	9.02	18.87	1.11	20.86	0.8	16.68	12.13	
JUN	1	26.8	2.05	8.85	18.11	1.07	19.45	0.73	14.20	10.32	
Σ						70.83	Σ			52.85	38.41
							K'	0.75	Kg		0.6
							Kg/K'	0.80			

Tabla 13. Uso consuntivo del Melón (cm).

MES	DURACIÓN MES	TEMP. MED. MENSUAL (°C)	(T+17.8)/(21.8)	Pi (%)	fi (cm)	kt	Eto (cm)	Kc	ETp' (cm)	Etp (cm)	
MAR	1	24.9	1.96	8.44	16.53	1.02	16.78	0.51	8.56	6.22	
ABR	1	26.8	2.05	8.47	17.33	1.07	18.62	0.72	13.40	9.74	
MAY	1	27.8	2.09	9.02	18.87	1.11	20.86	0.8	16.68	12.13	
JUN	1	26.8	2.05	8.85	18.11	1.07	19.45	0.73	14.20	10.32	
Σ						70.83	Σ			52.85	38.41
							K'	0.75	Kg		0.6
							Kg/K'	0.80			

Tabla 14. Uso consuntivo de la Sandía (cm).



MES	DURACIÓN MES	TEMP. MED. MENSUAL (°C)	(T+17.8)/(21.8)	Pi (%)	fi (cm)	kt	Eto (cm)	Kc	ETp' (cm)	Etp (cm)	
MAY	1	27.8	2.09	9.02	18.87	1.11	20.86	0.49	10.22	7.43	
JUN	1	26.8	2.05	8.85	18.11	1.07	19.45	0.71	13.81	10.04	
JUL	1	25.8	2.00	9.09	18.18	1.04	18.96	1.05	19.91	14.47	
AGO	1	26	2.01	8.86	17.80	1.05	18.68	1.07	19.99	14.53	
SEP	1	25.5	1.99	8.27	16.43	1.03	16.98	0.96	16.30	11.85	
Σ						89.38	Σ			80.23	58.31
						K'	0.90	KG	0.8		
						KG/K'	0.89				

Tabla 15. Uso consuntivo del Maíz (cm).

MES	DURACIÓN MES	TEMP. MED. MENSUAL (°C)	(T+17.8)/(21.8)	Pi (%)	fi (cm)	kt	Eto (cm)	Kc	ETp' (cm)	Etp (cm)	
MAY	1	27.8	2.09	9.02	18.87	1.11	20.86	0.46	9.59	6.97	
JUN	1	26.8	2.05	8.85	18.11	1.07	19.45	0.69	13.42	9.75	
JUL	1	25.8	2.00	9.09	18.18	1.04	18.96	1.01	19.15	13.92	
AGO	1	26	2.01	8.86	17.80	1.05	18.68	0.84	15.69	11.40	
Σ						72.95	Σ			57.86	42.05
						K'	0.79	KG	0.7		
						KG/K'	0.88				

Tabla 16. Uso consuntivo del Jitomate (cm).

MES	DURACIÓN MES	TEMP. MED. MENSUAL (°C)	(T+17.8)/(21.8)	Pi (%)	fi (cm)	kt	Eto (cm)	Kc	ETp' (cm)	Etp (cm)	
ENE	1	21.6	1.81	7.9	14.28	0.91	13.03	1.02	13.29	9.66	
FEB	1	22.7	1.86	7.34	13.64	0.95	12.91	1.09	14.07	10.23	
MAR	1	24.9	1.96	8.44	16.53	1.02	16.78	0.78	13.09	9.51	
DIC	1	21.9	1.82	7.82	14.24	0.92	13.13	0.63	8.27	6.01	
Σ						58.69	Σ			48.71	35.40
						K'	0.83	KG	0.65		
						KG/K'	0.78				

Tabla 17. Uso consuntivo del Frijol (cm).

MES	DURACIÓN MES	TEMP. MED. MENSUAL (°C)	(T+17.8)/(21.8)	Pi (%)	fi (cm)	kt	Eto (cm)	Kc	ETp' (cm)	Etp (cm)	
AGO	1	26	2.01	8.86	17.80	1.05	18.68	0.51	9.53	6.92	
SEP	1	25.5	1.99	8.27	16.43	1.03	16.98	0.72	12.23	8.89	
OCT	1	24.4	1.94	8.23	15.93	1.00	15.92	0.8	12.74	9.26	
NOV	1	23	1.87	7.71	14.43	0.96	13.79	0.73	10.07	7.32	
Σ						64.59	Σ			44.56	32.39
						K'	0.69	KG	0.6		
						KG/K'	0.87				

Tabla 18. Uso consuntivo de la Calabaza (cm).



Dividiendo el uso consuntivo mensual entre los días del mes, transformándolos en mm, y utilizando el mes de mayor demanda de su ciclo vegetativo, se tiene que las necesidades hídricas de los cultivos propuestos en mm/día, son:

CULTIVO	Mes de mayor demanda	Etp (mm/día)
PAPAYA	Mayo	5.38
MELÓN	Mayo	3.91
SANDÍA	Mayo	3.91
MAÍZ	Agosto	4.69
JITOMATE	Julio	4.49
FRIJOL	Febrero	3.65
CALABAZA	Octubre	2.99

Tabla 19. Usos consuntivos.

Las plantas tienen unas necesidades variables de agua a lo largo de su ciclo de cultivo que en principio deben ser cubiertas con la precipitación. Cuando la precipitación no es suficiente debemos recurrir al riego, y habrá que aportar aquella cantidad de agua que necesita la planta y que no cubre la precipitación.

La precipitación efectiva⁷⁰ es la proporción de la precipitación que puede llegar a estar disponible en la zona ocupada por las raíces de las plantas, la que utiliza para satisfacer sus requerimientos de agua.

Se consideran como lluvias no aprovechables o inefectivas tanto aquellas que son muy pequeñas, que se pierden rápidamente por evaporación, como aquellas que son muy grandes, de tal manera que rebasan la capacidad de almacenamiento de la zona de raíces.

Cuánta agua se infiltra en realidad en el suelo depende del tipo de suelo, pendiente, tipo de cultivos, intensidad de la precipitación y el contenido inicial de agua en el suelo. El método más preciso para determinar la precipitación efectiva es a través de observación en campo. La lluvia es altamente efectiva cuando poco o nada se pierde por evaporación. Bajas precipitaciones son poco efectivas pues se pierden rápidamente por evaporación.

En riego localizado, dada la alta frecuencia de los riegos, es muy improbable que siempre ocurra una lluvia en el intervalo entre dos riegos, por lo que para efectos del diseño agronómico de sistemas de micro irrigación, la precipitación efectiva no se considera para establecer el uso consuntivo máximo de un cultivo.

Siguiendo con el procedimiento y asumiendo como **cultivo principal la papaya maradol**, el cual es el cultivo más redituable para los productores de la región⁷¹, con un rendimiento promedio de 75

⁷⁰ Estimación de las demandas de consumo de agua, SAGARPA, México, 2012.

Ton /Ha, Se tiene que para obtener el coeficiente de corrección de localización (kl), es necesario obtener en primera instancia el área de influencia del cultivo (ec.4), que se define como el área que hace coincidir la superficie sombreada con la proyección sobre el terreno del perímetro de la cubierta vegetal, y en seguida evaluar las fórmulas (ec.3).

$$A = \frac{\pi \cdot 1.2^2}{4} = 0.283$$

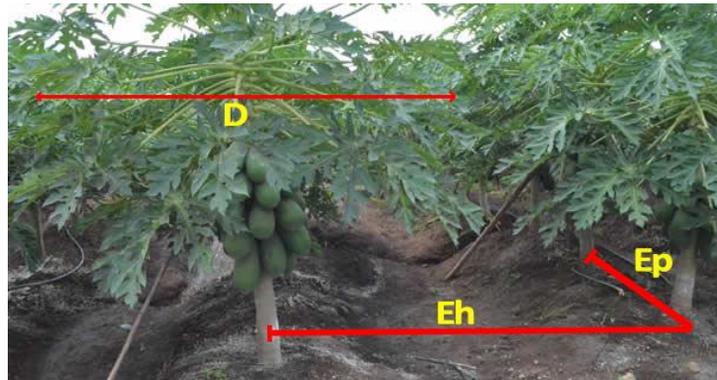
Aljibury Et Al $kl = 1.34 * 0.283 = 0.379$

Decroix $kl = 0.1 + 0.283 = 0.383$

AHoare et al $kl = 0.283 + 0.5 (1 - 0.283) = 0.641$

Keller $kl = 0.283 + 0.15 (1 - 0.283) = 0.390$

Despreciando los extremos y realizando la media, se obtiene $kl = 0.386$.



CULTIVO	D (m)	Ep (m)	Eh (m)	A (m ²)	Kl
PAPAYA	1.20	2.00	2.00	0.283	0.386
MELÓN	0.70	0.80	1.80	0.267	0.371
SANDÍA	0.70	1.50	2.50	0.103	0.220
MAÍZ	0.30	0.40	0.60	0.295	0.397
JITOMATE	0.20	0.90	0.60	0.058	0.178
FRIJOL	0.10	0.25	0.60	0.052	0.173
CALABAZA	0.70	1.50	2.00	0.128	0.243

Tabla 20. Coeficiente de localización kl .

Con el coeficiente de corrección por efecto de localización kl calculado y con el coeficiente de corrección por variación climática kvc , que en el caso del goteo corresponde a 1.2, se obtiene la evapotranspiración del cultivo corregida, valor que es utilizado para obtener las necesidades netas del cultivo.

⁷¹ Plan Municipal de Desarrollo Rural Nejapa de Madero, Yautepec Oaxaca, 2011-2013.



CULTIVO	KI	kvc	Etp	ET correg
PAPAYA	0.386	1.20	5.38	2.491
MELÓN	0.371	1.20	3.91	1.742
SANDÍA	0.220	1.20	3.91	1.033
MAÍZ	0.397	1.20	4.69	2.233
JITOMATE	0.178	1.20	4.49	0.959
FRIJOL	0.173	1.20	3.65	0.758
CALABAZA	0.243	1.20	2.99	0.871

Tabla 21. Evapotranspiración del cultivo corregida.

2.4.3 Cálculo de litros por día por planta.

El cálculo de los litros de agua consumidos por planta en un día se calcula con la siguiente expresión⁷²:

$$LPD = \frac{k \cdot Sa \cdot Sh \cdot UC}{Ef} \quad (\text{ec.13})$$

Dónde:

LPD: Litros por día por planta

k: Coeficiente de cobertura de la plantación, adimensional.

Sa: Separación entre plantas, m.

Sh: Separación entre hileras, m.

UC \approx *ETc correg*, mm/día.

Ef: Eficiencia del sistema de riego, adimensional.

$$Ef = Ec \times Ea \quad (\text{ec.14})$$

Ec: Eficiencia de conducción, 95% en condiciones entubadas.

Ea: Eficiencia de aplicación, corresponde en función del clima del lugar donde se implementará el sistema de riego.

Clima	Profundidad de Raíces (m)	Textura			
		Muy Arenosa	Arenosa	Media	Fina
Árido	<0.75	0.85	0.90	0.95	0.95
	0.75 - 1.50	0.90	0.90	0.95	1.00
	>1.50	0.95	0.95	1.00	1.00
Húmedo	<0.75	0.75	0.80	0.85	0.90
	0.75 - 1.50	0.80	0.80	0.90	0.95
	>1.50	0.85	0.90	0.95	1.00

Tabla 22. Valores de Eficiencia de aplicación en microirrigación.

⁷² Estimación de las demandas de consumo de agua, SAGARPA, México, 2012.



Para consultar el dato de la eficiencia de aplicación se necesita conocer la profundidad de la zona radicular de los cultivos propuestos:

CULTIVO	Profundidad zona radicular (m)
PAPAYA	0.8 a 0.9
MELÓN	0.9 a 1.5
SANDÍA	0.8 a 1.5
MAÍZ	1.0 a 1.7
JITOMATE	0.7 a 1.5
FRIJOL	0.6 a 0.9
CALABAZA	1.0 a 1.5

Tabla 23. Rango de profundidad efectiva de las raíces⁷³.

De la tabla se observa que la mayoría de los cultivos propuestos, tienen una profundidad de raíz que se encuentra dentro del rango de 0.70 a 1.50 m, y al consultar la tabla de valores de eficiencia de aplicación, con un una textura media- fina que corresponde al tipo de suelo cambisol presente dentro de la parcela se obtiene una eficiencia de aplicación del 95%.

CULTIVO	Ec (%)	Ea(%)	Ef
PAPAYA	0.95	0.95	0.90
MELÓN	0.95	0.95	0.90
SANDÍA	0.95	0.95	0.90
MAÍZ	0.95	0.95	0.90
JITOMATE	0.95	0.95	0.90
FRIJOL	0.95	0.95	0.90
CALABAZA	0.95	0.95	0.90

Tabla 24. Eficiencia del sistema de riego.

El coeficiente de cobertura de la plantación⁷⁴, es posiblemente el principal factor de la planta que determina la tasa de evapotranspiración, puesto que esta determina la cantidad de radiación interceptada por el cultivo y por lo tanto la energía disponible para este proceso. El valor del coeficiente k para cultivos que cubren completamente el suelo refleja principalmente las diferencias en transpiración, debido a que la evaporación que ocurre en el suelo es relativamente pequeña. Después de un evento de lluvia o riego, el efecto de evaporación es predominante cuando el cultivo es pequeño y sombrea escasamente el suelo. En esas condiciones de poca cobertura, el coeficiente k está determinado principalmente por la frecuencia con la cual se humedece la superficie del suelo. Cuando el suelo se encuentra humedecido la mayoría del tiempo debido al riego o la lluvia, la evaporación en el suelo será significativa y el valor de k puede exceder a la unidad. Por otro lado, si la superficie del suelo está seca, la evaporación será restringida, traduciéndose en un valor de k pequeño, pudiendo incluso alcanzar valores tan bajos como 0.1.

⁷³ *Evapotranspiración del cultivo*, Estudio FAO riego y drenaje 56, Roma, 2006.

⁷⁴ *Metodología para la estimación del requerimiento de riego en base a funciones de producción*, Leonardo Tijerina Chávez y Guillermo Crespo Pichardo, Colegio de Postgraduados, Montecillo, México.

Para algunos cultivos, al inicio de la cobertura efectiva completa, la fracción promedio de la superficie del suelo cubierta por la vegetación es alrededor de 0.7 -0.8, por lo tanto, para efectos de este estudio se utilizará un valor de $k=0.75$.

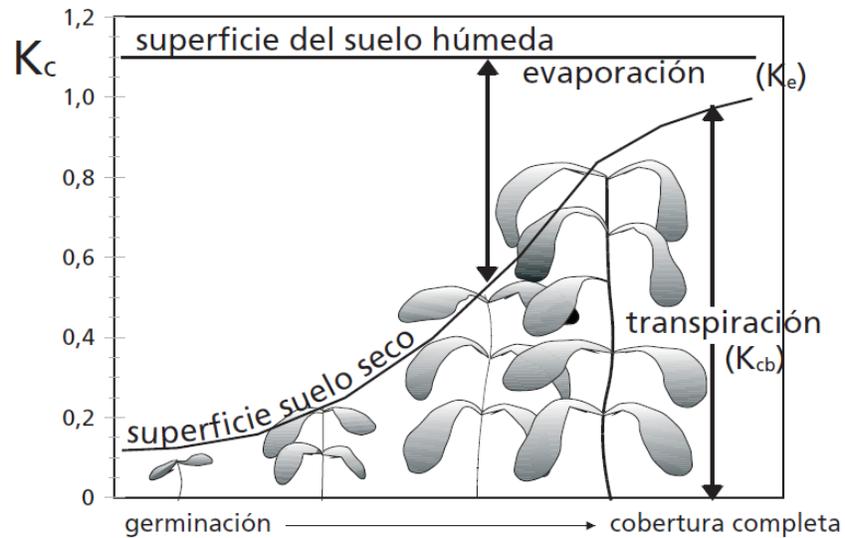


Figura 37. Efecto de la evaporación sobre el coeficiente k^{75} .

CULTIVO	K	Sa (m)	Sh (m)	ETc correg (mm/día)	Ef	LPD (l/día)
PAPAYA	0.750	2.00	2.00	2.492	0.90	8.31
MELÓN	0.750	0.80	1.80	1.741	0.90	2.09
SANDÍA	0.750	1.50	2.50	1.032	0.90	3.23
MAÍZ	0.750	0.40	0.60	2.234	0.90	0.45
JITOMATE	0.750	0.90	0.60	0.959	0.90	0.43
FRIJOL	0.750	0.25	0.60	0.758	0.90	0.09
CALABAZA	0.750	1.50	2.00	0.872	0.90	2.18

Tabla 25. Litros por día por planta.

2.4.4 Dosis, frecuencia, tiempo de riego y número de emisores.

Hasta ahora se ha presentado la metodología para estimar el requerimiento neto del cultivo seleccionado, el siguiente paso es determinar la dosis, frecuencia y duración del riego por goteo,

⁷⁵ Evapotranspiración del cultivo, Estudio FAO riego y drenaje 56, Roma, 2006.



así como el número de emisores por planta y el caudal por emisor. Finalmente se decide la disposición de los emisores⁷⁶.

Características del emisor.

Los emisores permiten la salida del agua con un caudal controlado. Es un disipador de presión, fabricado para generar una pérdida localizada de agua. Los caudales más frecuentes en este sistema de riego son valores de 1, 2, 4 y hasta 8 l/h.

Para el caso de estudio se dispone de agua mediante un canal de riego que suministra a un tanque enterrado que permite obtener agua suficiente, se propondrá un emisor con un caudal de⁷⁷ 2 l/h, cuyas características hidráulicas serán presentadas posteriormente en el diseño hidráulico, por el momento sólo se mencionarán las características principales que deben cumplir los goteros, que son las siguientes:

- Baja sensibilidad a obturaciones.
- Elevada uniformidad de fabricación.
- Proporcionar un caudal constante y uniforme, poco sensibles a la variación de presión.
- Resistencia a la agresividad química y ambiental.
- Bajo costo.
- Reducida pérdida de carga en las conexiones.

Superficie mojada por emisor.

Para realizar el diseño de la instalación, previamente se debe establecer el porcentaje de suelo que se va a mojar a nivel radicular, lo que permitirá conocer el número de goteros que se deben colocar por cada planta de papayo.

La elección del porcentaje de suelo mojado, es de gran importancia ya que, valores altos aumentan la seguridad del sistema, sin embargo, lleva consigo un aumento en el costo de la instalación, pues para asegurar ese porcentaje de superficie mojada es necesario un mayor número de emisores por planta.

El porcentaje de suelo mojado o humedecido (P)⁷⁸ se define como el área mojada en relación con el área total de cultivo. Estos porcentajes son recomendados de acuerdo a la precipitación del

⁷⁶ http://ocwus.us.es/ingenieria-agroforestal/hidraulica-y-riegos/temario/Tema%202.Conducciones%20forzadas/tutorial_14.htm

⁷⁷ *Producción y manejo postcosecha de papaya maradol en la planicie huasteca*, Centro de Investigación regional noreste, pág. 46, SAGARPA, INIFAP, México, 2010.

⁷⁸ *Irrigación y drenaje*, Mc. Jesús Enrique López Avendaño, Facultad de Agronomía, Universidad Autónoma de Sonora, 2013.



lugar. Tentativamente se aconseja para cultivos ampliamente espaciados, porcentajes superiores al 20% en zonas de alta precipitación y suelos de textura media o arcillosa, donde los riegos se aplican durante los periodos de sequía, que generalmente son cortos. Para zonas de baja precipitación se recomienda un P mayor del 33%. Para el caso del proyecto, se estima un valor medio de **30%**, con el fin de aumentar la seguridad del sistema.

Un aspecto que debe tenerse presente con fines de diseño, es que cuanto mayor sea el volumen de suelo mojado, menor será la posibilidad de que se produzca un imprevisto estrés hídrico.

Uno de los parámetros que se deben determinar es el volumen de suelo mojado, esta estimación se puede obtener de manera directa utilizando pruebas de campo con los goteros que se usaran y en las condiciones de suelo y clima del lugar del proyecto. Sin embargo, generalmente no se cuenta con este tipo de pruebas, por lo que es necesario el uso de tablas como la siguiente:

Separación efectiva entre laterales (SI) (m)	Caudal de goteros														
	Menos de 1.5 lph			2 lph			4 lph			8 lph			Mayor de 12 lph		
	Espaciamiento recomendado entre goteros a lo largo de la lateral para textura de suelo: Gruesa (G), Media (M) y Fina (F)														
	G	M	F	G	M	F	G	M	F	G	M	F	G	M	F
0.2	0.5	0.9	0.3	0.7	1	0.6	1	1.3	1	1.3	1.7	1.3	1.6	2	
0.8	38	88	100	50	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
1	33	70	100	40	80	100	80	100	100	100	100	100	100	100	100
1.2	25	58	92	33	67	100	67	100	100	100	100	100	100	100	100
1.5	20	47	73	26	53	80	53	80	100	80	100	100	100	100	100
2	15	35	55	20	40	60	40	60	80	60	80	100	80	100	100
2.5	12	28	44	16	32	48	32	48	64	48	64	80	64	80	100
3	10	23	37	13	26	40	26	40	53	40	53	67	53	67	80
3.5	9	20	31	11	23	34	23	34	46	34	46	57	46	57	68
4	8	18	28	10	20	30	20	30	40	30	40	50	40	50	60
4.5	7	16	24	9	18	26	18	26	36	26	36	44	36	44	53
5	6	14	22	8	16	24	16	24	32	24	32	40	32	40	48
6	5	12	18	7	14	20	14	20	27	20	27	34	27	34	40

Tabla 26. Porcentaje de suelo humedecido en relación con el caudal del gotero, textura y separación entre laterales.

Para el proyecto que realizamos, considerando que el gotero seleccionado tiene un gasto de 2 lph y que el suelo es de textura media, se entra a la tabla de porcentaje de suelo humedecido. Otro dato de entrada es la separación de laterales (SI), este dato es muy importante ya que depende también del marco de plantación del cultivo de que se trate, En nuestro caso, SI es igual a 2.0 m, lo que nos dará un porcentaje de suelo mojado de 40. La condición de selección es que P debe ser mayor que 30%. Por lo tanto, se puede seleccionar cualquier separación de laterales arriba de 2.5



m, ya que esos garantizan un porcentaje de suelo mojado mayor que 30% de acuerdo con la tabla anterior.

Por otro lado, la superficie mojada por un emisor es la proyección horizontal del bulbo húmedo que forma ese emisor. En términos cuantitativos, el cálculo de esta superficie de un emisor se puede hacer mediante 3 procedimientos:

- Por el empleo de fórmulas: estos métodos de cálculo presentan gran cantidad de dificultades y al igual que su uso, aún está muy lejos de ser de aplicación práctica, sin embargo, al utilizarlas nos dan una primera aproximación del rango donde se encuentra el diámetro buscado, como las siguientes:

Textura del suelo	Diámetro
fina	$D = 1.2 + 0.10 \times q$
media	$D = 0.7 + 0.11 \times q$
gruesa	$D = 0.3 + 0.12 \times q$

Tabla 27. Fórmulas para determinar el diámetro mojado del bulbo en función de la textura.

Donde:

D: Diámetro de la superficie mojada, m.

q: Caudal del emisor (l/h).

Resolviendo se obtiene un $D = 0.7 + 0.11(2) = \mathbf{0.92 \text{ m}}$, que corresponde a la primera aproximación del diámetro.

- Por el empleo de tablas: diversos autores han propuesto unas tablas que relacionan la extensión del bulbo húmedo con algunos de los factores que intervienen, pero el uso de estas tablas, aunque sea el método más frecuentemente utilizado a nivel de diseño, adolece siempre de un cierto grado de inexactitud, por lo que debe emplearse con mucha prudencia.

- Por las pruebas de campo: sería el mejor procedimiento para conocer la superficie mojada por un emisor, aunque su uso no es frecuente a nivel de diseño y están fuera de los fines de este proyecto.

Para el caso del proyecto que nos ocupa, para determinar la superficie mojada de un emisor, utilizaremos el procedimiento de las tablas utilizado por Keller⁷⁹, donde con una textura de suelo media correspondiente al tipo de suelo franco limoso del proyecto, obtenemos el diámetro mojado por un emisor que es de **0.90 metros**.

⁷⁹ *Trickle irrigation design*, Jack Keller, David Karmelli, Rainbird Sprinkler Manufacturing, Glendora, CA (1978).



Textura del suelo	Diámetro mojado (m)	Espaciamiento entre emisores	
		mínimo	máximo
Fina	1.30	0.80	1.20
Media	0.90	0.55	0.55
Gruesa	0.50	0.30	0.45

Tabla 28. Aproximación del diámetro mojado y espaciamiento con emisores de 2 l/hora según el tipo de suelo.

Por lo tanto, la superficie mojada por un emisor está dada por la ecuación:

$$Ae = \pi \times R^2$$

$$Ae = \pi \times 0.45^2 = \mathbf{0.63 \text{ m}^2}$$

Según Pizarro⁸⁰, la profundidad del bulbo húmedo (Pb) se debe de encontrar entre un 90 y 120% de la profundidad de las raíces, lo que viene siendo:

$$0.9 \times Pr < Pb < 1.20 \times Pr$$

Con lo cual, si se aplica la profundidad de raíces estimada en 90 cm, se obtiene que la profundidad deberá oscilar entre: **0.81 m < Pb < 1.08 m**.

Considerando el marco de plantación establecido del cultivo, el porcentaje mínimo de superficie mojada establecido que es P=30%, y el área mojada por cada emisor Ae=0.63 m², se calcula el número de emisores mínimo por árbol (e) con la siguiente fórmula:

$$e \geq \frac{Sp \times P}{100 \times Ae}$$

Dónde:

P = Porcentaje de superficie mojada, en nuestro caso fue definida en 30%.

Sp = Superficie ocupada por planta, con el marco de plantación en 2x2, la superficie ocupada es de 4 m².

Ae = área mojada por cada emisor, correspondiente 0.63 m².

Resolviendo, se tiene:

$$e \geq \frac{4 \times 30}{100 \times 0.63} = 1.90$$

El resultado determina que para efectos comerciales se dispondrán de **2** emisores mínimos por planta. El caudal que recibirá entonces cada planta corresponderá a: 2 x 2 l/h = **4 l/h**.

⁸⁰ Riegos Localizados de alta frecuencia: goteo, microaspersión, exudación, Fernando Pizarro, 2ª Edición. Ed.Mundi-Prensa. 1990.

Disposición de los emisores.

Existen dos tendencias generales en la colocación de los emisores:

- Tratar de crear una faja continua de humedad, de forma que las plantas adopten sus raíces a esta línea húmeda.
- Crear una serie de puntos de humedecimiento en torno a la planta de forma que ésta dirija sus raíces en varias direcciones y consiga un mejor anclaje. Esta disposición es la que se debe adoptar cuando se instala un riego en plantaciones frutales.

Estas disposiciones se pueden llevar a cabo mediante la colocación de emisores de forma puntual, una línea de emisores o dos líneas de emisores por planta.

Al distribuir sobre el terreno las tuberías laterales hay que tener en cuenta varias consideraciones:

- Proporcionar a cada planta el número de emisores requeridos en el diseño.
- No dificultar las labores de cultivo.
- Hacer la mínima inversión.

Al realizar la disposición de una tubería por cada fila de plantas provista de goteros interlinea es necesario que los bulbos se solapen, pues de otra forma las raíces tendrían dificultad para atravesar la zona seca comprendida entre bulbos y el borde salino de los mismos.

El solape se define como el porcentaje de distancia recubierta por dos bulbos consecutivos con relación al radio del bulbo.

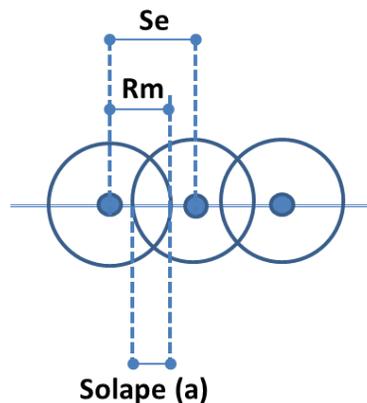


Tabla 29. Disposición de emisores.

Y es calculada mediante la siguiente expresión:

$$Se = Rm \left(2 - \frac{a}{100} \right)$$

Donde:



S_e : Solape entre emisores, m.

α : Porcentaje de solape, %.

R_m : Radio mojado por un emisor, m.

En teoría, bastaría con disponer los emisores con una separación igual al bulbo húmedo, pero esto no resulta práctico ya que se crearía una barrera de sal y zonas secas entre los bulbos que dificultan el crecimiento de las raíces. Así que es mejor solapar los bulbos entre un 15 % como mínimo y no más de un 50%, para el desarrollo del proyecto se plantea utilizar un porcentaje de solape del 15%.

$$S_e = 0.45 \left(2 - \frac{15}{100} \right) = 0.83 \text{ m}$$

Redondeando el resultado a una separación comercial de 0.75 m, y recalculando se tiene:

$$\alpha = \left(2 - \frac{S_e}{R_m} \right) \cdot 100 = \left(2 - \frac{0.75}{0.45} \right) \rightarrow \alpha = 33.33 \% \text{ de solape}$$

Con la siguiente expresión, se determina el área mojada por emisor (A_{me}) con solapes:

$$A_{me} = \left[\pi - 2 * \left(\alpha - \left(1 - \frac{\alpha}{200} \right) * \text{sen } \alpha \right) \right] * R_m^2$$

siendo

$$\alpha = \arctg \sqrt{\frac{1}{\left(1 - \frac{\alpha}{200} \right)^2} - 1}$$

Con los datos de proyecto se tiene:

$$\alpha = \arctg \sqrt{\frac{1}{\left(1 - \frac{33.33}{200} \right)^2} - 1} = \arctg 0.66 \Rightarrow \alpha = \mathbf{0.580 \text{ rd.}}$$

$$A_{me} = \left[\pi - 2 * \left(0.58 - \left(1 - \frac{33.33}{200} \right) * \text{sen } 0.58 \right) \right] * 0.45^2 = \mathbf{0.4046 \text{ m}^2}$$

Recalculando el porcentaje de suelo mojado (P), se tiene:

$$P = \frac{100 * e * A_{me}}{S_p} = \frac{100 * 2 * 0.4046}{2 * 2} \Rightarrow \mathbf{P = 20.23\%}$$

Con la disposición de los goteros se espera obtener una franja mojada a lo largo de la fila. En nuestro caso como tenemos una textura franca, los bulbos que se formen serán aproximadamente iguales en su ancho y su profundidad.



Tiempo de riego.

Para calcular el tiempo de riego (Tr), utilizaremos la siguiente expresión:

$$Tr = \frac{Nt \times I}{e \times q}$$

Dónde:

Tr = el tiempo de riego, hrs.

Nt = Necesidades totales, litros/planta.

e = número de emisores por planta.

q = caudal de cada emisor, litros/hora.

I = intervalo de riego.

Los datos para el proyecto son: necesidades totales: 8.31 LPD, el número de emisores por planta es 2 y el caudal de los emisores es de 2 l/h.

En cuanto al intervalo de riego (I), es generalmente la variable menos rígida y por lo tanto la que más se puede modificar, sin embargo, en suelos de textura franca se suele regar una vez por día, por lo que se diseñará con $I = 1$.

Operando la formula descrita con anterioridad se tiene:

$$Tr = \frac{8.31 \times 1}{2 \times 2} = 2.07 \text{ Horas} \Rightarrow \mathbf{2 \text{ Horas con 4 minutos}}$$

Para la determinación del calendario de riego, se propone realizar los cálculos tomando en consideración los valores del coeficiente de localización (Kl) en fracciones de 20%, entre los meses de Enero – Abril, donde la plantación presenta la floración, quedando de la siguiente forma:

Mes	Kl	ETc (mm/día)	ETc correg (mm/día)	LPD (l/día/planta)	Tiempo de riego (mm:ss)
Ene (20%)	0.0772	1.95	0.181	0.60	0:09:02
Feb (40%)	0.1544	2.55	0.472	1.57	0:23:37
Mar (60%)	0.2316	3.86	1.073	3.58	0:53:38
Abr (80%)	0.3088	4.19	1.553	5.18	1:17:38
May (100%)	0.386	5.38	2.492	8.31	2:04:36
Jun (100%)	0.386	5.37	2.487	8.29	2:04:22
Jul (100%)	0.386	4.98	2.307	7.69	1:55:20
Ago (100%)	0.386	4.69	2.172	7.24	1:48:37
Sep (100%)	0.386	4.07	1.885	6.28	1:34:16
Oct (100%)	0.386	3.36	1.556	5.19	1:17:49
Nov (100%)	0.386	2.61	1.209	4.03	1:00:27
Dic (100%)	0.386	1.97	0.913	3.04	0:45:38

Tabla 30. Resumen diseño agronómico, calendario de riego.

Cálculo del número de subunidades de riego.

Se calcula para el mes de máxima demanda hídrica, es decir, mayo, con un tiempo de riego calculado $T_r = 2.04$ hrs.

$$N^{\circ} \text{ de subunidades de riego} = \frac{\text{Horas de riego al día}}{T_r}$$

$$N^{\circ} \text{ de subunidades de riego} = \frac{16 \text{ horas}}{2.04} = 7.84 \rightarrow 8 \text{ subunidades}$$

La distribución y dimensión puede verse a continuación:

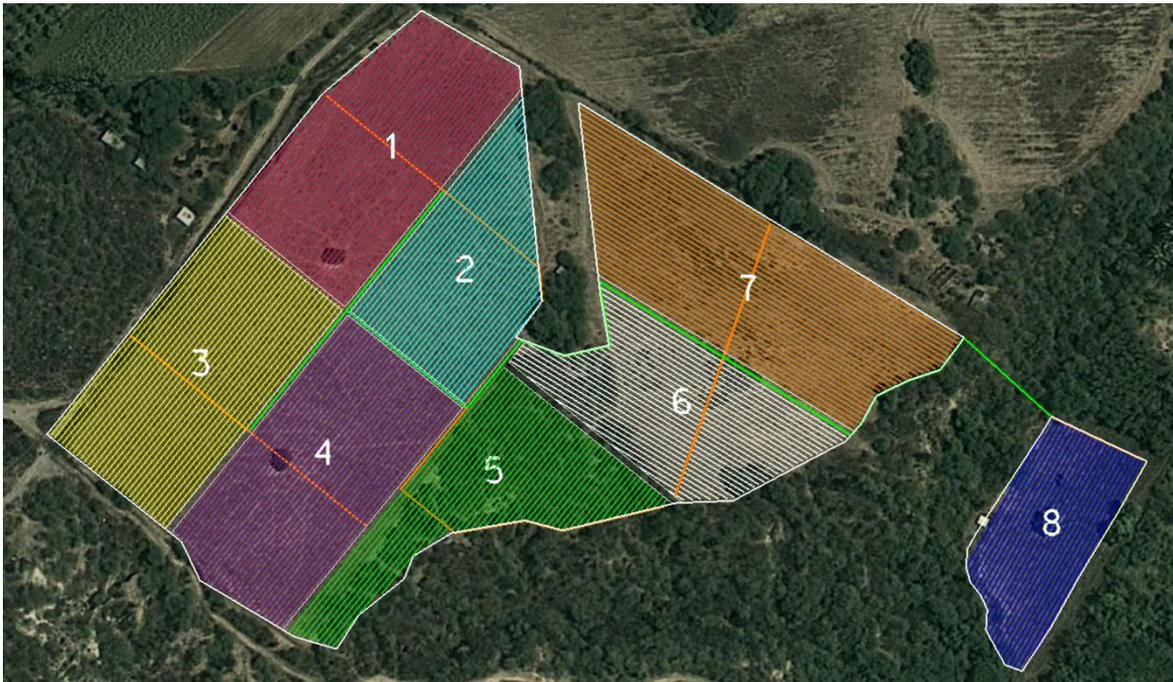


Figura 38. Distribución de unidades de riego.

2.4.5 Caudal total del sistema de riego.

El caudal total que se manejará a la salida del cabezal o centro de control que requerirá el sistema, deberá ser al menos el caudal disponible en la fuente de abastecimiento, o menor al gasto proporcionado. Siguiendo con los cálculos y teniendo calculado la cantidad de litros por planta, se prosigue a contabilizar la cantidad de plantas a las que se les suministrará en el diseño de riego.

El área total considerada para el riego después de la propuesta expuesta en los incisos anteriores se tiene:



Sección	Área plantada (m ²)	No plantas
I	7,592.16	1,820
II	5,435.73	1,302
III	7,753.53	1,856
IV	7,970.54	1,921
V	5,895.37	1,396
VI	6,234.27	1,410
VII	9,272.60	2,224
VIII	4,085.28	1,007
	54,239.48	12,936

Tabla 31. Cantidad de plantas.

Al totalizar se tienen 5.42 Ha útiles para siembra, que con el marco de plantación descrito anteriormente correspondiente a 2m x 2m, se obtienen 12,936 plantas de papaya.

Para el cálculo de los demás cultivos, con excepción de la papaya, se tiene que para el cálculo de plantas por metro cuadrado con la siguiente expresión:

$$\text{No. Plantas (m}^2\text{)} = \frac{1\text{m}^2}{S_a * S_h} \quad (\text{ec. 15})$$

Donde:

S_a: Separación entre plantas, m.

S_h: Separación entre hileras, m.

CULTIVO	S _a (m)	S _h (m)	No plantas/m ²
PAPAYA	2.00	2.00	0.239
MELÓN	0.80	1.80	0.694
SANDÍA	1.50	2.50	0.267
MAÍZ	0.40	0.60	4.167
JITOMATE	0.90	0.60	1.852
FRIJOL	0.25	0.60	6.667
CALABAZA	1.50	2.00	0.333

Tabla 32. Plantas por m².

Obtenido la cantidad de plantas, y al multiplicarlo por la cantidad de litros que requiere cada planta, se obtiene el caudal total diario que requiere cada cultivo y por tanto el caudal requerido en el sistema de riego mediante la expresión siguiente:



$$Q_s = \frac{LPD * No.plantas\ total}{86400} \quad (ec. 16)$$

Donde:

Q_s : Caudal total del sistema de riego, l/s.

LPD : Litros por día por planta, l.

NTP : Número total de plantas.

CULTIVO	No plantas/ m ²	Área plantada (m ²)	No. Plantas total	LPD (l/día/planta)	Qs (l/s)
PAPAYA	0.239	54,239.48	12,936	8.31	1.24
MELÓN	0.694	54,239.48	37,666	2.09	0.91
SANDÍA	0.267	54,239.48	14,464	3.23	0.54
MAÍZ	4.167	54,239.48	225,998	0.45	1.17
JITOMATE	1.852	54,239.48	100,443	0.43	0.50
FRIJOL	6.667	54,239.48	361,597	0.09	0.40
CALABAZA	0.333	54,239.48	18,080	2.18	0.46

Tabla 33. Litros por segundo requeridos.

Considerando el requerimiento de agua más desfavorable y el cultivo con más rendimiento económico, se observa que en base al método de Blaney-Criddle modificado por Phelan, el gasto requerido para el diseño del sistema de distribución corresponde a **1.24 l/s**.

Habiendo determinado la cantidad de plantas y el requerimiento de litros por planta para el cultivo seleccionado, el volumen del cárcamo resulto de 107.50 m³, sin embargo, para tener un margen de seguridad se aumentó en un 5%, por lo que el volumen definitivo de diseño para el cárcamo se considerará de **120 m³**.

No plantas	LPD (l/día/planta)	Volúmen (m ³)	más 5% (m ³)	Volúmen cárcamo (m ³)
12,936	8.31	107.50	5.37	112.87

Tabla 34. Capacidad del cárcamo de bombeo.

Para satisfacer las dimensiones del volumen de diseño, se utilizarán los lineamientos descritos en el manual de SAGARPA⁸¹ para un taque de almacenamiento de 120 m³, el cual fija los parámetros y criterios técnicos para proponer tanques de agua construidos a base de concreto reforzado.

Las dimensiones propuestas son las siguientes:

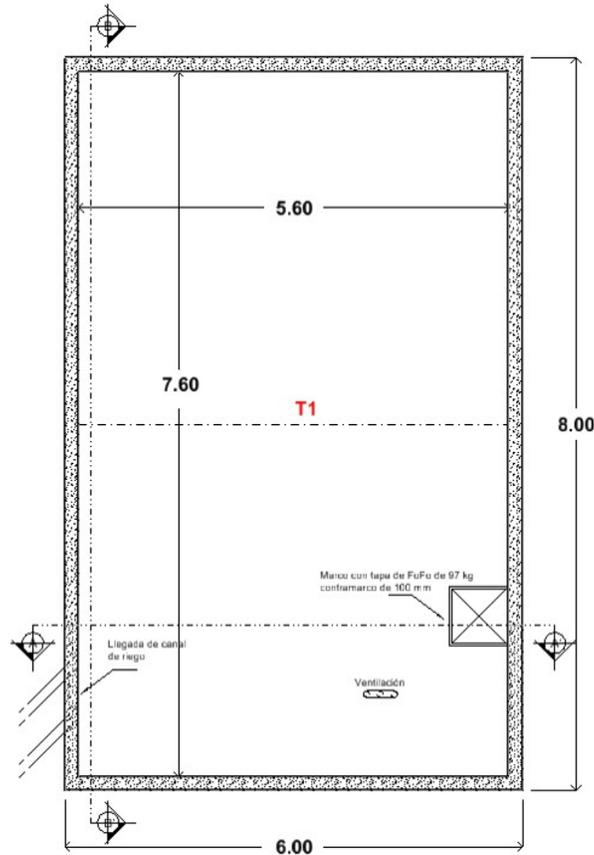


Figura 39. Dimensiones tanque de almacenamiento, Planta.

⁸¹ Tanques de almacenamiento en concreto y mampostería, SAGARPA, 2008.

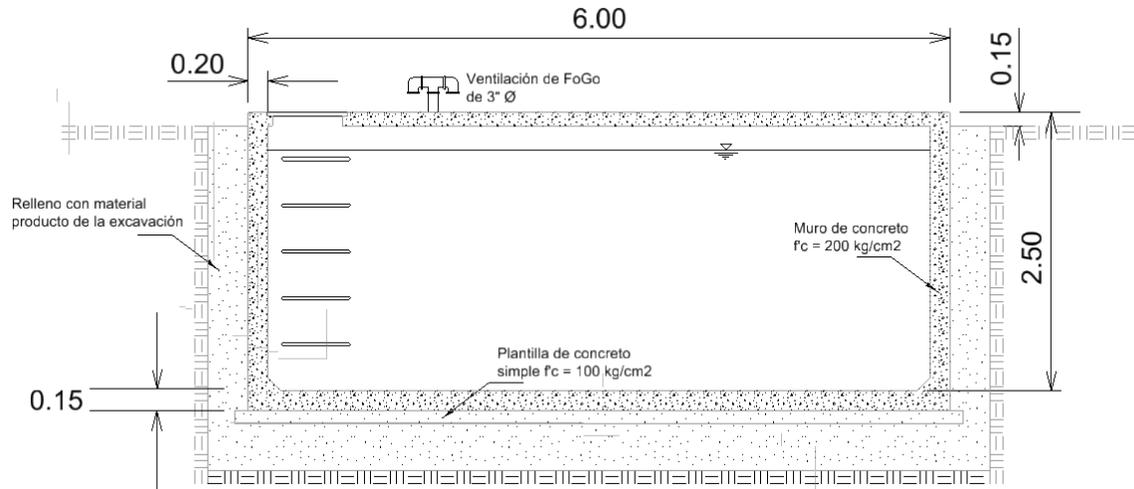


Figura 40. Dimensiones tanque de almacenamiento, corte A-A'.

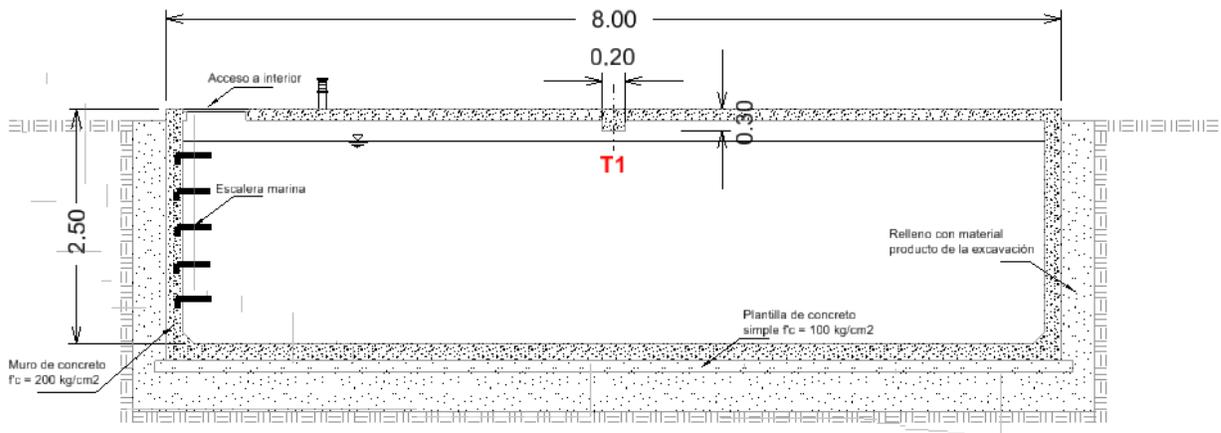


Figura 41. Dimensiones tanque de almacenamiento, corte B-B'.

Para realizar el proceso de revisión de las dimensiones propuestas, el proyecto se modelará y revisará mediante el software SAP2000 v.15, el cual puede ser consultado en el Anexo 3.

III. DISEÑO HIDRÁULICO

Con el diseño hidráulico se determinarán los componentes, dimensiones de la red y funcionamiento de la instalación de riego, de tal manera que se puedan aplicar las necesidades de agua al cultivo en el tiempo que se haya establecido, teniendo en cuenta el diseño agronómico previamente realizado. En nuestro planteamiento el diseño permitirá la obtención de los diámetros y dimensiones de los laterales, primaria y secundaria, la línea de conducción y alimentación, así como también la dimensión de cárcamo de bombeo y potencia de la bomba,



además de la revisión de operación del sistema tratando de cumplir con un diseño funcional y lo más económico posible.

3.1 Clasificación y descripción general de las bombas.

Las bombas⁸² se clasifican con base en una gran cantidad de criterios, que van desde sus aplicaciones, materiales de construcción, hasta su configuración mecánica. Un criterio básico que incluye una clasificación general, es el que se basa en el principio por el cual se adiciona energía al fluido. Bajo este criterio las bombas pueden dividirse en dos grandes grupos; dinámicas y de desplazamiento positivo, conforme la clasificación del Instituto de Hidráulica de los Estados Unidos.

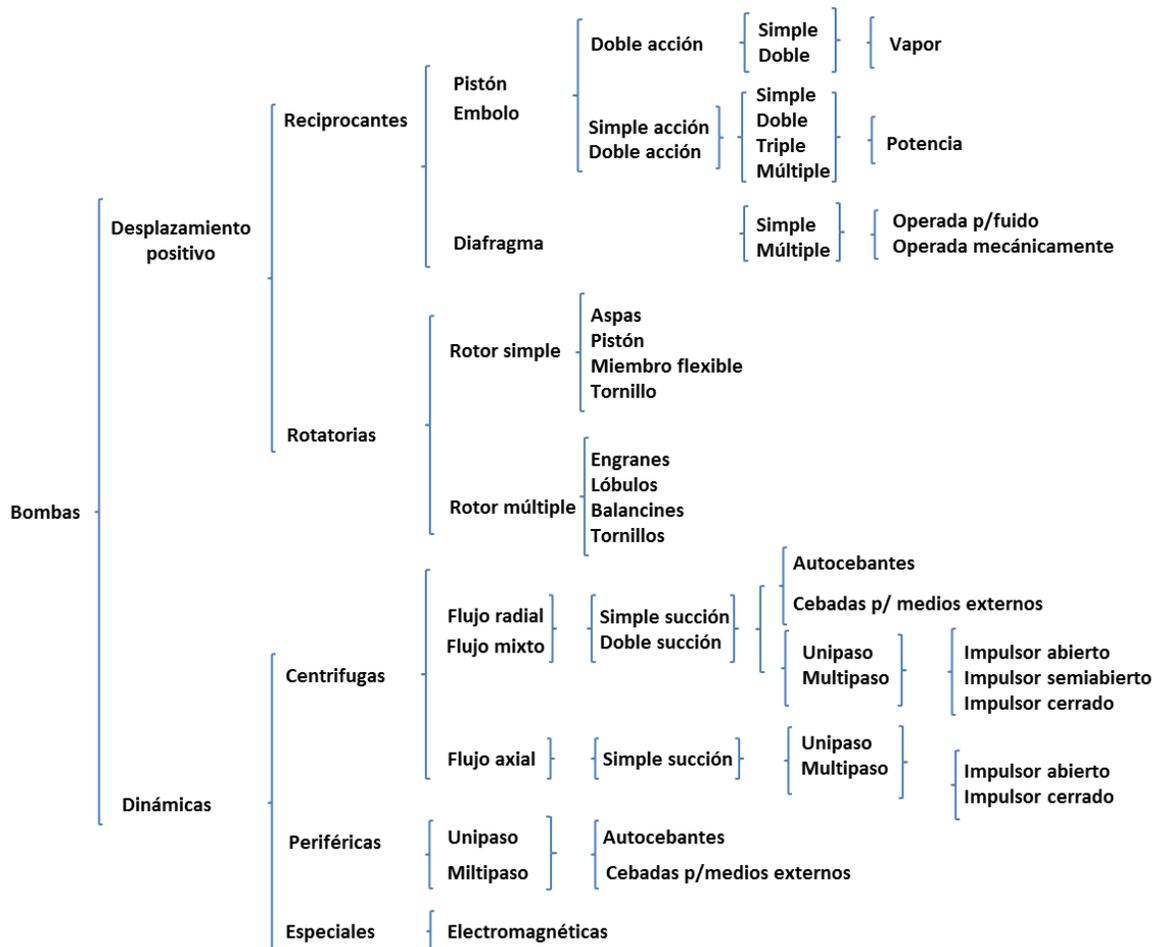


Figura 42. Clasificación de bombas.

a) Dinámicas. Bombas a las que se agrega energía continuamente, para incrementar la velocidad del fluido dentro de la bomba a valores mayores de los que existen en la succión, de

⁸² *Bombas, Teoría, Diseño y Aplicaciones*, Manuel Viejo Zubicaray, ed. Limusa, 2000.

manera que la subsecuente reducción de velocidad dentro o más allá de la bomba, produce un incremento en la presión.

b) De desplazamiento positivo. Bombas en las cuales se agrega energía periódicamente mediante la aplicación de fuerza a uno o más elementos móviles para desplazar un número deseado de volúmenes de fluido, lo que resulta en un incremento directo en la presión.

Clasificación de las bombas centrífugas.

Dentro del grupo de las bombas dinámicas, encontramos a la bomba centrífuga, la cual consta de dos elementos principales: un elemento rotativo denominado rodete, el cual fuerza a líquido a seguir un movimiento rotativo y la carcasa o cuerpo de la bomba, la cual tiene por objeto dirigir el líquido hacia el rodete y hacia la salida. Al girar el rodete, el líquido sale del mismo con presión y velocidad superiores a las que tenía a su entrada. La velocidad de salida del fluido se convierte parcialmente en presión antes de abandonar la bomba por la boquilla de descarga. La conversión de la velocidad en presión tiene lugar dentro de la carcasa, la cual puede ser de dos tipos, de voluta o de difusión.

En una carcasa del tipo voluta, el tamaño del canal que rodea al rotor aumenta gradualmente hasta el de la boquilla de descarga de la bomba y la mayor parte de la conversión de la velocidad en presión tiene lugar en la boquilla cónica de descarga.

En una carcasa del tipo difusión, el rodete descarga el líquido a través de un canal previsto de unas chapas guía. La conversión de la velocidad en presión tiene lugar durante el paso entre las guías, anteriormente a este tipo de bombas se les denominaba bombas de turbina.

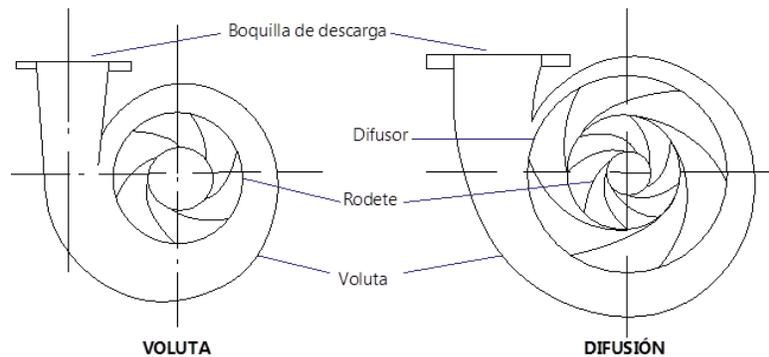


Figura 43. Elementos de bomba centrífuga.

Las bombas centrífugas se clasifican de acuerdo a la trayectoria del fluido en el interior del impulsor en: flujo radial, flujo axial y flujo mixto.

- Flujo radial. El movimiento del fluido se inicia en un plano paralelo al eje de giro del impulsor de la bomba y termina en un plano perpendicular a éste. Estas bombas pueden ser horizontales o verticales.

- Flujo axial. La dirección del fluido en el impulsor es en forma axial y alrededor del eje de giro del impulsor de la bomba, sin tener cambios de dirección. Estas bombas desarrollan su carga por la acción de un impulso o elevación de los alabes sobre el líquido y usualmente son bombas verticales de un solo paso.

- Flujo mixto. El movimiento del fluido dentro del impulsor se desarrolla en tres direcciones, tangencial, radial y axial al eje de giro del impulsor de la bomba. Estas bombas desarrollan su carga parcialmente por fuerza centrífuga y parcialmente por el impulso de los álabes sobre el líquido.



Figura 44. Tipos de flujo en bombas centrífugas.

Análisis de funcionamiento.

Toda bomba centrífuga basa su funcionamiento en el aprovechamiento de la fuerza centrífuga de un impulsor que gira a cierta velocidad dentro de una carcasa y que en su movimiento impulsa al fluido en contacto con él hacia la periferia del mismo con una energía de velocidad. La energía de velocidad del fluido se convierte en presión por medio de una voluta interna o mediante un juego de álabes estacionarios llamados difusores que rodean la periferia del impulsor.

En la definición del comportamiento hidráulico en las bombas se tienen varias ecuaciones fundamentales importantes que se utilizarán para el desarrollo del proyecto, las cuales se enlistan a continuación:

La **ecuación de continuidad** es consecuencia del principio de conservación de la masa, el cual expresa que: el caudal o gasto⁸³ Q , se define como el volumen de fluido por unidad de tiempo que pasa a través de una sección transversal a la corriente:

$$Q = VA$$

Donde:

Q : Caudal, m^3/s .

V : Velocidad del fluido, m/s .

⁸³ *Mecánica de fluidos y máquinas hidráulicas*, Claudio Mataix, ed. Oxford, 1982.



A: Área de la sección m².

En la **ecuación general de la energía**, el teorema de Bernoulli es una forma de expresión de la aplicación de la energía al flujo de fluidos en tuberías. La energía total en un punto cualquiera por encima de un plano horizontal arbitrario, fijado como referencia, es igual a la suma de la altura geométrica (energía potencial), la altura debida a la presión (energía de presión) y la altura debida a la velocidad (energía cinética), debido a que existen pérdidas y/o incrementos de energía, estos se deben incluir. Por lo tanto, el balance de energía para dos puntos de fluido puede escribirse, considerando las pérdidas por fricción (h_f), de la siguiente manera:

$$z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} + H_B = z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + \sum h_{f_{1-2}}$$

Donde:

z_1 y z_2 : Cotas de referencia, m.

P_1 y P_2 : Presiones del fluido, kg/m².

γ : Peso específico del agua, kg/m³.

V_1 y V_2 : Velocidades, m/s.

g : Aceleración de la gravedad, 9.81 m/s².

H_B : Carga suministrada por la bomba, m.

$\sum h_{f_{1-2}}$: Pérdidas por fricción en el conducto, m.

Para la determinación de **pérdidas de energía** que sufre un fluido, es importante conocer las pérdidas de carga en tuberías, las cuales están compuestas por las pérdidas primarias y las pérdidas secundarias⁸⁴.

-Pérdidas primarias: Estas son ocasionadas por la fricción que el fluido experimenta con la pared de la tubería por la que circula (régimen laminar) y al roce de las partículas entre sí (régimen turbulento). En la determinación de este tipo de pérdidas juegan un papel importante los factores siguientes:

- a) El tipo de material y el acabado interno de la tubería, ya sea liso o rugoso.
- b) El régimen en que se maneja el flujo del fluido si es laminar o turbulento.

La fórmula general de las pérdidas primarias está dada por la fórmula de Darcy-Weisbach, donde la pérdida de carga por fricción se calcula mediante:

⁸⁴ *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, Diseño de Instalaciones Mecánicas*, Comisión Nacional de Agua, México, 2007.



$$H_f = f \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

Donde:

h_f : Pérdida de carga en tramos rectos de tubo (mca).

f : Coeficiente de fricción (adimensional).

L : Longitud total de tubería del mismo diámetro (m).

V : Velocidad promedio del fluido (m/s).

D : Diámetro interior de la tubería (m).

g : Aceleración de la gravedad, 9.81 m/s².

Existe una gran dificultad para hallar el coeficiente de fricción (f), que depende del número de Reynolds y de la rugosidad relativa, por lo que se han desarrollado diversas fórmulas empíricas para calcular de manera aproximada o bien directamente h_f .

Las fórmulas empíricas⁸⁵ han sido deducidas experimentalmente para los distintos materiales y responden a la forma general $h_f = c \cdot Q^\alpha \cdot D^{-\beta} \cdot L$, siendo c un coeficiente de proporcionalidad y $1.75 \leq \beta \leq 2.0$. El coeficiente c no es adimensional, y por tanto, hay que utilizar las unidades adecuadas. Siempre que no se indique lo contrario, las unidades empleadas en las fórmulas corresponden al sistema internacional, es decir:

$$Q = \text{m}^3/\text{s}, \quad D = \text{m}, \quad L = \text{m}, \quad V = \text{m}/\text{s}, \quad J = \text{°}/1, \quad h_f = \text{mca}$$

En cierto modo, β es un indicador del régimen hidráulico, ya que aumenta conforme se incrementa el número de Reynolds, es decir, según el régimen es más turbulento. En riegos localizados de alta frecuencia se aconseja el empleo de fórmulas con $\beta=1.75$, no siendo adecuadas aquéllas en que $\beta>1.80$. Es por ello que, al adoptar el coeficiente reductor de las pérdidas de carga en función del número de derivaciones de la tubería o coeficiente de Christiansen (F), se toma $\beta=1.75$ para riego por goteo mientras que $\beta=1.80$ en riegos por aspersión.

El factor de Christiansen (F) se puede calcular mediante la expresión:

$$F = \frac{1}{1 + \beta} + \frac{1}{2 \cdot n} + \frac{\sqrt{\beta - 1}}{6 \cdot n^2}$$

Siendo n el número de derivaciones (emisores) y β el exponente de la fórmula de utilización de la pérdida de carga.

⁸⁵ http://ocwus.us.es/ingenieria-agroforestal/hidraulica-y-riegos/temario/Tema%202.Conducciones%20forzadas/tutorial_12.htm



Los valores de F pueden conocerse mediante el empleo de la siguiente tabla, cuando la primera derivación esté a una distancia del comienzo de la tubería (l_0), igual a la equidistancia (l) entre las derivaciones, es decir, $l = l_0$, o bien cuando la primera derivación está situada a una distancia del comienzo del lateral igual a la mitad del espaciamiento entre derivaciones ($l_0 = l/2$).

Lo = L						Lo = L/2					
n	$\beta = 1.75$	$\beta = 1.80$	$\beta = 1.85$	$\beta = 1.90$	$\beta = 2.0$	n	$\beta = 1.75$	$\beta = 1.80$	$\beta = 1.85$	$\beta = 1.90$	$\beta = 2.0$
1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
2	0.650	0.644	0.639	0.634	0.625	2	0.532	0.525	0.518	0.512	0.500
3	0.546	0.540	0.535	0.528	0.658	3	0.455	0.448	0.441	0.434	0.422
4	0.497	0.491	0.486	0.480	0.469	4	0.426	0.419	0.412	0.405	0.393
5	0.469	0.463	0.457	0.451	0.440	5	0.410	0.403	0.397	0.390	0.378
6	0.451	0.445	0.435	0.433	0.421	6	0.401	0.394	0.387	0.381	0.369
7	0.438	0.432	0.425	0.419	0.408	7	0.395	0.388	0.381	0.375	0.363
8	0.428	0.422	0.415	0.410	0.398	8	0.390	0.383	0.377	0.370	0.358
9	0.421	0.414	0.409	0.402	0.391	9	0.387	0.380	0.374	0.367	0.355
10	0.415	0.409	0.402	0.396	0.385	10	0.384	0.378	0.371	0.365	0.353
11	0.410	0.404	0.397	0.392	0.380	11	0.382	0.375	0.369	0.363	0.351
12	0.406	0.400	0.394	0.388	0.376	12	0.380	0.374	0.367	0.361	0.349
13	0.403	0.396	0.391	0.384	0.373	13	0.379	0.372	0.366	0.360	0.348
14	0.400	0.394	0.387	0.381	0.370	14	0.378	0.371	0.365	0.358	0.347
15	0.397	0.391	0.384	0.379	0.361	15	0.377	0.370	0.364	0.357	0.346
16	0.395	0.389	0.382	0.377	0.365	16	0.376	0.369	0.363	0.357	0.345
17	0.393	0.387	0.380	0.375	0.363	17	0.375	0.368	0.362	0.356	0.344
18	0.392	0.385	0.379	0.373	0.361	18	0.374	0.368	0.361	0.355	0.343
19	0.390	0.384	0.377	0.372	0.360	19	0.374	0.367	0.361	0.355	0.343
20	0.389	0.382	0.376	0.370	0.359	20	0.373	0.367	0.360	0.354	0.342
22	0.387	0.380	0.374	0.368	0.357	22	0.372	0.366	0.359	0.353	0.341
24	0.385	0.378	0.372	0.366	0.355	24	0.372	0.365	0.359	0.352	0.341
26	0.383	0.376	0.370	0.364	0.353	26	0.371	0.364	0.358	0.351	0.340
28	0.382	0.375	0.369	0.363	0.351	28	0.370	0.364	0.357	0.351	0.340
30	0.380	0.374	0.368	0.362	0.350	30	0.370	0.363	0.357	0.350	0.339
35	0.378	0.371	0.365	0.359	0.347	35	0.369	0.362	0.356	0.350	0.338
40	0.376	0.367	0.364	0.357	0.345	40	0.368	0.362	0.355	0.349	0.338
50	0.374	0.366	0.361	0.355	0.343	50	0.367	0.361	0.354	0.348	0.337
60	0.372	0.363	0.359	0.353	0.342	100	0.365	0.359	0.353	0.347	0.335
80	0.370	0.362	0.357	0.351	0.340	200	0.365	0.358	0.352	0.346	0.334
100	0.369	0.360	0.356	0.350	0.338						
150	0.367	0.359	0.354	0.348	0.337						
300	0.365	0.357	0.353	0.346	0.335						

n= Número de salidas
 $\beta = 1.75$ Blasius

En la práctica se toman los siguientes valores de β :
 $\beta = 1.75$ para tuberías de PE
 $\beta = 1.80$ para tuberías de PVC

Figura 45. Coeficiente de Christiansen para salidas múltiples.



Un parámetro muy importante en la determinación del tipo de régimen del flujo del fluido es el número de Reynolds, el cual involucra la velocidad, la viscosidad del fluido y el diámetro interno de la tubería.

El número de Reynolds, se calcula por medio de la siguiente expresión:

$$Re = \frac{vd}{\nu}$$

Donde:

v: Velocidad promedio del fluido en la tubería (m/s).

d: Diámetro interno de la tubería (m).

ν : viscosidad cinemática en (m²/s), = 1.01 x 10⁻⁶ m²/s (a 20°C).

Para estimar las pérdidas primarias es necesario contar con los datos de rugosidad absoluta y el diámetro interno de la tubería. Con estos datos se calcula el valor de la rugosidad relativa por medio de la siguiente expresión:

$$\text{Rugosidad relativa} = \frac{\varepsilon}{d}$$

Donde:

ε : Rugosidad absoluta (mm).

d: Diámetro interno (mm).

Con los valores del número de Reynolds y la rugosidad relativa, se determina el coeficiente de fricción f en el diagrama de Moody, (Anexo 4).

Es un hecho demostrado que la rugosidad relativa no influye sobre f en régimen laminar ($Re < 2000$), ya que el rozamiento se debe fundamentalmente a la fricción de unas capas de fluido sobre otras y no de éstas sobre las paredes de la tubería. Sin embargo, para $Re > 2000$ las cosas cambian y la rugosidad relativa adquiere notable importancia.

En todos los casos, para el cálculo del coeficiente de pérdidas primarias que pueden presentarse, pueden reducirse a:

Régimen laminar: con tubería lisa o tubería rugosa.

Régimen turbulento: con tubería lisa o rugosa.



El tipo de régimen de flujo es⁸⁶:

- Para $Re \leq 2000$, se dice que existe un régimen laminar en el fluido de agua (tuberías lisas y rugosas) y la ecuación utilizada para el cálculo es la ecuación de Poiseuille:

$$f = \frac{64}{Re}$$

- Para $2000 < Re < 100,000$ en régimen turbulento y tubería lisa se ocupa a fórmula de Blasius, donde f solo está en función de Re :

$$f = \frac{0.316}{Re^{0.25}}$$

Para una temperatura del agua de 20°C , con Q (l/h), y D (mm), la ecuación quedaría de la siguiente forma:

$$hf = 0.473 \cdot \frac{Q^{1.75}}{D^{4.75}} \cdot L$$

La cual es válida para tubos lisos y es muy indicada para tuberías de plástico en riego localizado.

En el caso de tuberías de polietileno, es común ocupar la fórmula de Cruciani – Margaritora:

$$J(\%) = \frac{0.099}{D^{4.75}} \cdot Q^{1.75}$$

- Para $Re > 4000$, el flujo del agua se dice que está en el régimen crítico o turbulento, y la expresión de f es la llamada ecuación de Colebrook-White, donde:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \text{Log} \left(\frac{2.51}{Re \sqrt{f}} + \frac{k}{3.71 D} \right)$$

Su principal problema radica en la complejidad y en que requiere de iteraciones. Para el empleo de tuberías de PVC, se emplea la fórmula de Veronesse – Datei:

$$J(\%) = 0.092 \cdot \frac{Q^{1.80}}{D^{4.80}}$$

- Pérdidas secundarias: Las pérdidas de carga secundarias o de forma son ocasionadas por la resistencia que presentan al paso del fluido los accesorios del arreglo de tuberías (reducciones, válvulas, estrangulaciones, expansiones, cambios de dirección, etc.).

El cálculo de las pérdidas locales de los accesorios se obtiene como una pérdida de la velocidad del fluido por medio de la siguiente expresión:

⁸⁶ Mecánica de fluidos y máquinas hidráulicas, Claudio Mataix, ed. Oxford, 1982.



$$h_d = k \frac{v^2}{2g}$$

donde:

h_d : Pérdida de carga local del accesorio (m).

k : Coeficiente de resistencia del accesorio.

v : Velocidad de fluido(m/s).

g : Aceleración de la gravedad, 9.81 m/s².

El valor de K depende de la geometría del accesorio y del coeficiente de fricción f , por lo que la pérdida de carga para los accesorios se evalúa en forma individual, por medio de las tablas y gráficas, que nos indican los valores de K.

ACCESORIO	K	L/D
Válvula esférica (totalmente abierta)	10	350
Válvula en ángulo recto (totalmente abierta)	5	175
Válvula de seguridad (totalmente abierta)	2,50	-
Válvula de retención (totalmente abierta)	2	135
Válvula de compuerta (totalmente abierta)	0,20	13
Válvula de compuerta (abierta 3/4)	1,15	35
Válvula de compuerta (abierta 1/2)	5,60	160
Válvula de compuerta (abierta 1/4)	24	900
Válvula de mariposa (totalmente abierta)	-	40
T por la salida lateral	1,80	67
Codo a 90° de radio corto (con bridas)	0,90	32
Codo a 90° de radio normal (con bridas)	0,75	27
Codo a 90° de radio grande (con bridas)	0,60	20
Codo a 45° de radio corto (con bridas)	0,45	-
Codo a 45° de radio normal (con bridas)	0,40	-
Codo a 45° de radio grande (con bridas)	0,35	-

Tabla 35. Pérdidas locales en accesorios.

La determinación de las pérdidas secundarias puede llevarse a cabo por varios métodos, el método del coeficiente total de pérdidas, el cual consiste en sumar los coeficientes individuales de K de todos los componentes de la tubería (tubo y accesorios) y obtener para cada diámetro las pérdidas primarias, secundarias y total de todos los elementos conectados en serie y el método de "longitud equivalente" consiste en evaluar la caída de presión que se genera a través de un accesorio de tubería y determinar una longitud de tubería recta que genere la misma cantidad de pérdida. Una vez determinada la longitud equivalente de los accesorios, se determina la carga de presión por medio de la siguiente fórmula:



$$h_d = f \left(\sum Le \right) \frac{v^2}{2g d}$$

donde:

h_d : Pérdida de carga (m).

$\sum Le$: Suma del total de longitudes de tubería recta equivalente de los accesorios.

v : Velocidad de fluido(m/s).

f : Coeficiente de fricción de la tubería.

d : diámetro interno del tubo.

g : Aceleración de la gravedad, 9.81 m/s².

Dentro de una instalación de bombeo, es importante conocer la relación que existe entre la energía agregada al agua y la **potencia suministrada a la bomba**. La potencia agregada al agua mientras circula a través de la bomba es:

$$P = \frac{\gamma Q H_B}{75}$$

donde:

γ : Peso específico del agua, kg/m³.

Q : Caudal, m³/s.

H_B : Carga suministrada por la bomba, m.

75: equivalencia para la obtención de la potencia en caballos de vapor (1 CV = 75 kgm/s).

La **eficiencia** (η), es un término que se utiliza para denotar la relación de la potencia transmitida por la bomba al fluido a la potencia que se suministra a la bomba debido a las pérdidas de energía por fricción mecánica en los componentes de la bomba, fricción del fluido y turbulencia excesiva en ésta, ya que no toda la potencia de entrada se transmite al fluido por lo que la relación en el caso de bombas es:

$$\eta_B = \frac{E_h}{E_m} \approx \frac{P_h}{P_m}$$

donde:

η_B : Eficiencia de bombeo.

E_h : Energía hidráulica.

E_m : Energía mecánica.



P_h : Potencia hidráulica.

P_m : Potencia mecánica.

Cualquier bomba centrífuga tiene, para una determinada velocidad y un determinado diámetro de impulsor, un conjunto de **curvas características**, que definen su comportamiento con respecto a su capacidad, carga, potencia, rendimiento y carga neta positiva de succión (NPSH) requerido; mismas que pueden variar según las condiciones y características del fluido manejado.

Estas curvas, obtenidas experimentalmente en un banco de pruebas, son proporcionadas por los fabricantes a una velocidad de rotación determinada (N). Se representan gráficamente, colocando en el eje de abscisas los caudales y en el eje de ordenadas las alturas, rendimientos, potencias y alturas de succión.

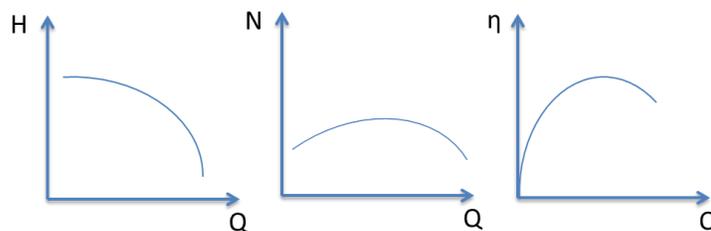


Figura 46. Curvas características en bombas centrífugas.

La **velocidad específica** es un índice adimensional muy importante para clasificar las características de eficiencia, geometría y operación de una bomba para el punto de máxima eficiencia. Físicamente pueden interpretarse como la velocidad de rotación a la que debe girar un impulsor para valores de gasto y carga unitarios. Sus unidades están dadas en revoluciones por minuto (rpm) y se representa mediante la siguiente ecuación:

$$N_s = 3.65 \frac{n\sqrt{Q}}{H^{3/4}}$$

donde:

N_s : Velocidad específica, adimensional.

n : Velocidad de la bomba, rpm.

Q : Caudal, m^3/s .

H : Carga total, m.

La velocidad específica clasifica los diferentes tipos de impulsores de las bombas en donde al incrementar la velocidad específica, la relación del diámetro de salida del impulsor (D_2) al diámetro de entrada u ojo del impulsor (D_1) disminuye. Esta relación se convierte en 1 para un impulsor de flujo totalmente axial.

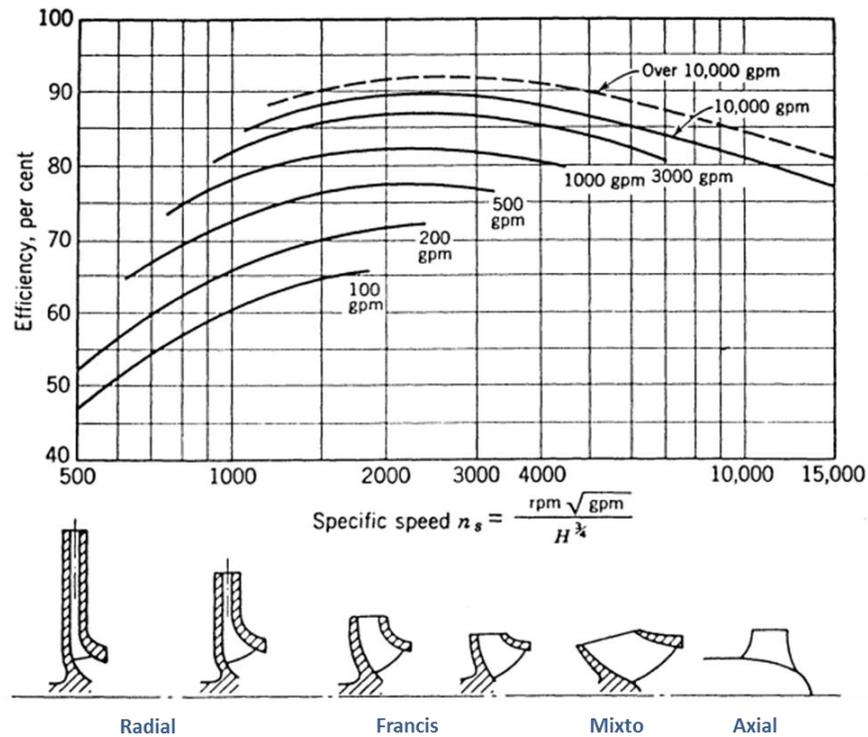


Figura 47. Eficiencia de bomba en función de la velocidad específica y flujo.

Las Leyes de afinidad de las bombas centrífugas, son relaciones que permiten predecir las características de funcionamiento de una bomba centrífuga con un diámetro y velocidad de impulsor conocidos.

Cuando una bomba opera a una velocidad diferente a la velocidad de diseño, se pueden determinar los efectos del cambio de velocidad en los parámetros de gasto, carga y potencia consumida por la bomba. Para éste caso se establece como premisa que la eficiencia y el diámetro del impulsor permanecen constantes.

En el caso de cambio de velocidad:

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{n_1}{n_2}$$

$$\frac{H_1}{H_2} = \left(\frac{n_1}{n_2}\right)^2$$

$$\frac{P_1}{P_2} = \left(\frac{n_1}{n_2}\right)^3$$

donde:

Q: Gasto.



H : carga total de bombeo.

P : Potencia.

n : Velocidad de la bomba.

El subíndice 1 corresponde a las condiciones iniciales o conocidas y el subíndice 2 a las condiciones de velocidad variable por conocer.

Y para el cambio en el diámetro del impulsor:

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{D_1}{D_2}$$

$$\frac{H_1}{H_2} = \left(\frac{D_1}{D_2}\right)^2$$

$$\frac{P_1}{P_2} = \left(\frac{D_1}{D_2}\right)^3$$

Cavitación es la formación y colapso de burbujas de vapor en el líquido en la succión de una bomba. La Cavitación ocurre cuando la bomba está operando cerca del mínimo de la carga neta positiva de succión disponible (NPSHD).

Cuando ocurre la cavitación, parte del líquido se transforma en vapor. Si esto sucede en la sección de succión de la bomba o en el ojo del impulsor, las burbujas de vapor son conducidas hacia dentro del impulsor. A medida que la presión aumenta, las burbujas de vapor se colapsan en los alabes y el líquido se precipita con tal fuerza que desprende pequeñas partículas de metal de los alabes, ocasionando con esto la erosión de los alabes del impulsor.

Para corregir la cavitación, se debe aumentar la carga neta positiva de succión disponible (NPSHD) o disminuir la carga neta positiva de succión requerida (NPSHR). La NPSHR puede disminuirse disminuyendo el gasto de bombeo y la NPSHD puede aumentarse, incrementando el nivel del líquido en el lado de succión de la bomba.



Figura 48. Efecto de la cavitación en impulsor.



3.2 Sistemas de bombeo.

Al⁸⁷ proyectarse una estación de bombeo, debe recordarse que las bombas que se utilizarán serán las disponibles a nivel comercial, y en ese sentido se seleccionan aquellas que mejor se acomode a las circunstancias particulares de la obra. La elección y justificación del tipo de bomba se hace escogiendo en las condiciones normales de marcha y el mejor rendimiento posible, que proporcionen el caudal y la altura manométrica deseada.

Para seleccionar los equipos de un cárcamo de bombeo los factores a tener en cuenta incluyen:

- a) Caudal de proyecto e intervalo de los mismos
- b) Ubicación de cárcamo de bombeo
- c) Diseño de la tubería de impulsión y
- d) Características de las curvas de caudal-altura de las bombas.

Una vez que se hayan evaluado correctamente estos factores, puede procederse a la selección del número y capacidad de las bombas, el tipo de accionamiento y el tamaño óptimo de la tubería de impulsión.

Normalmente, el primer paso consiste en definir las características del sistema-presión, encontrar una bomba o conjunto de ellas que manejen el flujo. Esto se hace al graficar la curva del sistema presión en una hoja con las curvas características de bombeo. El punto de operación es aquel donde se intersectan la curva del sistema presión y la curva de la capacidad de bombeo-presión. Se obtiene así la presión y el flujo al cual se operará el sistema de bombeo. La bomba debe seleccionarse de tal forma que el punto de operación sea tan cercano como sea posible a su máxima eficiencia.

⁸⁷ *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, Cárcamos de bombeo para alcantarillado, funcional e hidráulico*, Comisión Nacional de Agua, México, 2007.

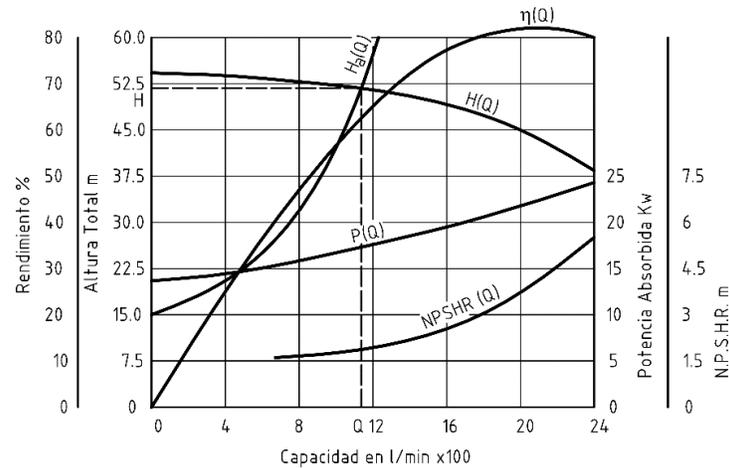


Figura 49. Curva característica de una bomba.

Antes de seleccionar el equipo de bombeo es absolutamente imprescindible determinar los caudales por bombear.

Cárcamo de bombeo.

El diseño hidráulico de cárcamos de bombeo puede ser realizado, en general, con base en recomendaciones de origen empírico y experimental acumuladas y probadas por instituciones de reconocida autoridad en el campo de la Hidrodinámica. Asimismo, la experiencia personal del proyectista en tipos específicos de cárcamos puede aportar elementos al diseño.

Un cárcamo de bombeo, es una estructura vertical a superficie libre en donde descarga el conducto de la toma y donde se instalan las bombas para elevar el agua al nivel deseado. Generalmente consiste en un depósito enterrado construido de concreto o mampostería cuyas dimensiones están en función del tamaño del equipo que se vaya a instalar y del procedimiento empleado en su construcción. Además en su diseño se toma en cuenta la facilidad que se debe tener para su inspección y limpieza periódicas⁸⁸.

En un arreglo típico de un cárcamo de bombeo, se observan las partes principales, las cuales se definen a continuación:

Canal o tubo de llegada: Cuando el agua se capta de una fuente superficial como el mar, un lago o laguna o una corriente superficial, y el gasto a bombear es considerable, es conveniente diseñar un canal de llamada que conduzca al líquido hasta el cárcamo. La llegada puede ser por medio de un tubo, por gravedad o a presión.

Transición de llegada: Ya en la proximidad del cárcamo, el canal de llegada deberá adecuarse gradualmente en forma y dimensiones a la sección de entrada al cárcamo. En ocasiones, esta transición no existe.

⁸⁸ *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, Diseño de Instalaciones Mecánicas*, Comisión Nacional de Agua, México, 2007.



Zona de control y cribado: Normalmente se necesita disponer de dispositivos de control de líquido, como compuertas, para aislar el cárcamo de la fuente, en caso necesario (por ejemplo, para limpieza o mantenimiento de los componentes interiores). Además, debe cribarse el agua para evitar el paso de sólidos flotantes y de animales acuáticos.

Clasificación.

Los cárcamos de bombeo se pueden clasificar de diversas formas acuerdo con:

- Su capacidad.
- El método de construcción empleado (en el sitio, prefabricados, etc.).
- La ubicación de las bombas.
- La fuente de energía (eléctrica, motores diesel, etc.).

Para el caso que nos ocupa, la selección de la dimensión del cárcamo de bombeo, se realizará respecto a la clasificación según su tamaño, donde los cárcamos se clasifican de acuerdo con el gasto que bombea la bomba más grande que exista (pueden existir varias del mismo tamaño). Se puede considerar que un cárcamo es grande cuando la bomba tiene una capacidad de 1,5 m³/s en adelante. Es mediano cuando la bomba tiene una capacidad entre 191 y 1500 L/s y es pequeño cuando el gasto de la bomba alcance hasta los 190 L/s.

Las partes principales del equipo son:

- Campana de succión: Es un abocinamiento del extremo inicial de la columna de succión. Su forma es generalmente circular en planta y elíptica en corte. Su diámetro se toma como un parámetro básico para el dimensionamiento hidráulico del cárcamo.
- Colador o pichancha: En las bombas que no tienen zona de filtrado se tiene este elemento, que sirve para evitar el paso de sólidos al interior de la bomba.
- Válvula de retención (check): Este componente sirve para evitar el vaciado de la columna de succión e impide así el descebado de la bomba.
- Impulsor: Es el rotor de la bomba, movido por el motor, que impulsa al líquido hacia la descarga. Es la parte afectada severamente cuando se presenta la cavitación.

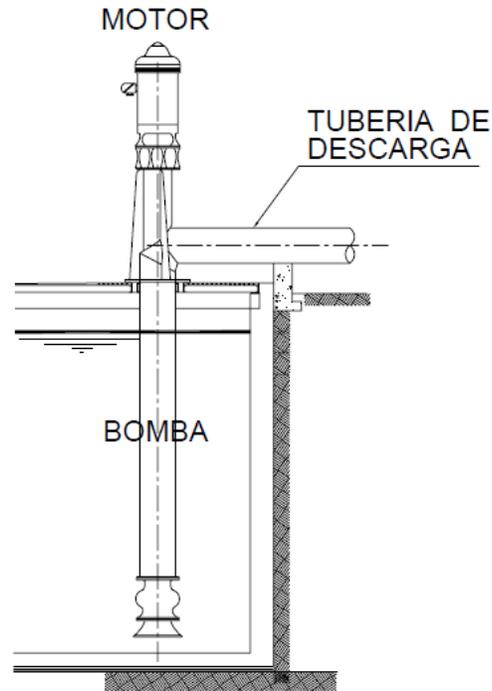


Figura 50. Cárcamo de bombeo húmedo.

Dimensionamiento del cárcamo de bombeo para el proyecto.

El diseño de un cárcamo de bombeo, sin la ayuda de un modelo hidráulico, es un proceso que puede realizarse a base de recomendaciones originadas en la práctica. Sin embargo, tales apoyos son válidos para los casos de configuraciones sencillas y en condiciones hidráulicas simples. Si el cárcamo a diseñar es múltiple (aloja varias bombas) o presenta algunas características distintas de las mencionadas, se debe revisar con cuidado las recomendaciones para los casos especiales. Si el cárcamo es de dimensiones importantes o tiene rasgos particulares que den como resultado una hidrodinámica compleja (altas velocidades de llegada, marcada asimetría de la alimentación o de la geometría del cárcamo, multiplicidad de combinaciones de operación del equipo de bombeo que causen oblicuidad del flujo, plantilla con escalones o rampas, presencia de obstáculos y otros) debe intervenir un diseñador experimentado y probarse la configuración en un modelo a escala siempre que sea posible.

El proceso de dimensionamiento de un cárcamo de bombeo debe realizarse, en general, en un proceso de propuesta-revisión-experimentación. Este proceso puede simplificarse si se trata de un cárcamo pequeño, sin problemas especiales ya que basta proyectar solamente con la propuesta. En el caso que nos ocupa y debido al gasto por satisfacer, el dimensionamiento se realizará en base al procedimiento sugerido por el instituto de hidráulica de los Estados Unidos (HI) y por la Asociación Británica de investigaciones Hidromecánicas (BHRA).



En nuestro país, para el diseño de un cárcamo es común utilizar la normativa del instituto de hidráulica ya que es aceptada ampliamente a nivel mundial, además por el gran intercambio comercial de equipos de bombeo con ese país.

Dado que hay una gran variedad de configuraciones geométricas para estos cárcamos pequeños, las limitaciones en las dimensiones no pueden fácilmente generalizarse. Deberá haber una comunicación estrecha con los fabricantes de los equipos de bombeo.

Adicionalmente a lo anterior, deberán tomarse en cuenta los siguientes factores en el dimensionamiento de cárcamos para gastos pequeños, ya sean cárcamos sencillos o múltiples:

La entrada al cárcamo debe estar por debajo del nivel mínimo del líquido y tan lejos de la bomba como lo permita la geometría. El flujo no debe golpear directamente en la bomba o entrar al cárcamo de tal manera que provoque rotación del fluido. Cuando fuere necesario, podrá utilizarse una boquilla de distribución para prevenir el golpeo.

Uno de los parámetros comunes en un cárcamo es la mínima profundidad donde se ubica la campana de succión, es decir la sumergencia mínima S_{min} , dato que es posible consultar en la curva de la bomba (dato proporcionado por el fabricante del equipo de bombeo). En el diseño es recomendable obtener un cálculo preliminar de S_{min} , el Hydraulic Institute⁸⁹ hace referencia al trabajo realizado por Hecker, el cual expresa sus resultados en función del número de Froude, proponiendo:

$$S_{min} = Dc(1 + 2.3 F) \text{ (ec. 17)}$$

Donde:

S_{min} : Sumergencia mínima, m.

Dc : Diámetro de la campana de succión, ml.

F : Número de Froude, que se calcula con la siguiente expresión:

$$F = \frac{Vc}{(gDc)^{0.5}} \text{ (ec. 18)}$$

Donde:

Vc : Velocidad en la entrada de la campana de succión, que está en función del gasto.

g : Valor de la gravedad igual a 9.81 m/s^2 .

Dc : Diámetro de la campana de succión, ml.

⁸⁹ American National Standard for Pump Intake Design, Hydraulic Institute, Parsippany New Jersey, 2009.

Gasto (m³/s)	Velocidad (m/s)
$Q < 0.315$	$0.6 \leq V_c \leq 2.7$
$0.315 \leq Q \leq 1.26$	$0.9 \leq V_c \leq 2.4$
$Q \geq 1.26$	$1.2 \leq V_c < 2.1$

Tabla 36. Velocidad recomendada en la entrada de la campana de succión.

Para realizar la estimación del diámetro de la campana se hará fijando la velocidad de ingreso del fluido, el cual se determina para nuestro proyecto en base a las dimensiones obtenidas en campo de un canal de riego trapezoidal que abastece a la parcela en uno de sus costados.

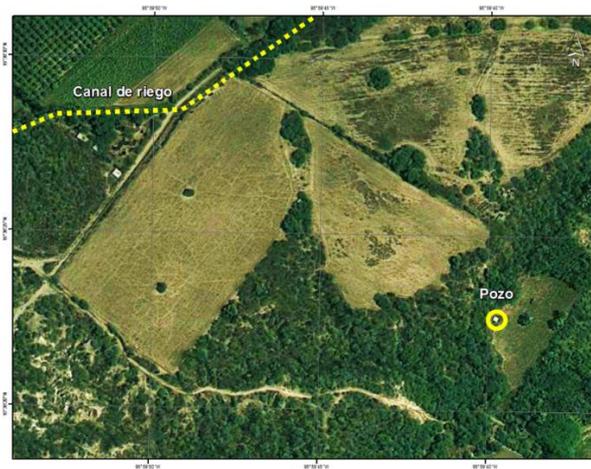


Figura 51. Canal de riego y pozo en costado de proyecto.

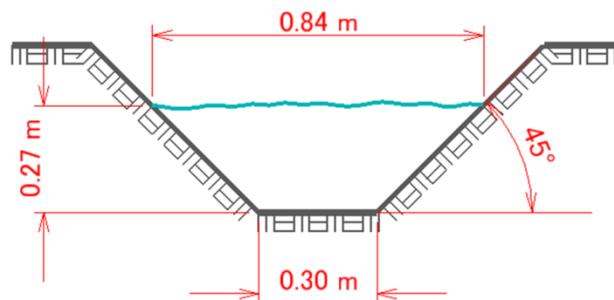


Figura 52. Dimensiones del canal trapezoidal.

Los resultados obtenidos son los siguientes, para el área:

$$A = \frac{(0.84 + 0.30) * (0.27)}{2} = 0.154 \text{ m}^2$$

Para la obtención de la velocidad, se realizaron cinco lecturas directamente en campo mediante un objeto flotante y con marcas de inicio y parada de 3.0 metros:



Lectura	Tiempo (seg)
1	20.5
2	21.0
3	19.0
4	22.0
5	20.0

Tabla 37. Lecturas de tiempo en campo.

El promedio obtenido correspondió a 20.5 segundos, el cálculo de la velocidad se obtuvo mediante la ecuación:

$$V = \frac{d}{t} \quad (\text{ec. 18})$$

Donde:

d : Distancia, m.

t : Tiempo en segundos, s.

Por tanto la velocidad obtenida realizando la sustitución corresponde a 0.15 m/s, y del gasto de entrada al cárcamo se tiene:

$$Q = VA \quad (\text{ec. 19})$$

Donde:

Q : Gasto de entrada, m^3/s .

V : Velocidad del fluido, m/s.

A : Área de la sección transversal, m^2 .

$$Q = (0.15) * (0.154) = 0.0231 \text{ m}^3/s$$

En base a la tabla de gasto velocidad, el valor de V_c se encuentra entre 0.6 y 2.7, se tomará el valor de 2.50 m/s, a partir del gasto y de este valor se obtiene un diámetro de campana preliminar.

$$D_c = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V_c}} \quad (\text{ec. 19})$$

Donde:

D_c : Diámetro de la campana de succión o entrada a la tubería de succión, m.



$$D_c = \sqrt{\frac{4(0.0231 \frac{m^3}{s})}{\pi(2.50 \frac{m}{s})}} \quad (\text{ec. 20})$$

El diámetro obtenido corresponde a 108.4 mm, comercialmente el diámetro nominal más próximo corresponde a una tubería de 114.3 mm (4 pulg.) y un diámetro interior de 108.20 mm.⁹⁰ ; Con el valor obtenido del diámetro se obtiene el número de Froude (ec. 18) y así determinar la sumergencia (ec. 17).

$$F = \frac{2.5 \frac{m}{s}}{\left((9.81 \frac{m}{s^2})(0.1082 m) \right)^{0.5}} \quad F=2.42$$

$$S_{min} = (0.1082 m)(1 + 2.3(2.42)) \quad S_{min} = 0.710 m$$

3.3 Línea de conducción.

Dentro de un sistema de abastecimiento de agua⁹¹, se le llama línea de conducción, al conjunto integrado por tuberías, y dispositivos de control, que permiten el transporte del agua en condiciones adecuadas de calidad, cantidad y presión desde la fuente de abastecimiento, hasta el sitio donde será distribuida.

La pérdida de presión es la principal consideración en el diseño de cualquier tubería. Aunque existen innumerables fuentes de pérdida de presión a lo largo de las tuberías, éstas se pueden dividir para su estudio en pérdidas mayores o de fricción y en pérdidas menores o localizadas.

Las líneas de conducción de agua se calculan siguiendo varios procedimientos existentes. Su diseño en general consiste en definir el diámetro en función de las pérdidas de carga, a partir del gasto que se conducirá y el material de la tubería. Las pérdidas de carga, se obtienen aplicando las ecuaciones de Darcy-Weisbach, Manning, Hazen-Williams o coeficiente de Christiansen

La conducción por bombeo es necesaria cuando se requiere adicionar energía para obtener el gasto de diseño. Este tipo de conducción se usa generalmente cuando la elevación del agua en la fuente de abastecimiento es menor a la altura piezométrica requerida en el punto de entrega. El equipo de bombeo proporciona la energía necesaria para lograr el transporte del agua.

Una conducción por gravedad se presenta cuando la elevación del agua en la fuente de abastecimiento es mayor a la altura piezométrica requerida o existente en el punto de entrega del agua, el transporte del fluido se logra por la diferencia de energías disponible.

Componentes de una línea de conducción.

⁹⁰ *Criterios de diseño para redes de agua potable empleando tubería de PVC, Duralon, línea Hidráulica, 2008.*

⁹¹ *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, conducción, Comisión Nacional de Agua, México, 2007.*



En la fabricación de tuberías utilizadas en los sistemas de agua potable, los materiales de mayor uso son: acero, fibrocemento, concreto presforzado, cloruro de polivinilo (PVC), hierro dúctil, y polietileno de alta densidad.

Las piezas especiales más comúnmente utilizadas en las líneas de conducción son:

Juntas: Las juntas se utilizan para unir dos tuberías; las de metal pueden ser de varios tipos, por ejemplo, Gibault, Dresser, etc.

Carretes: Los carretes son tubos de pequeña longitud provistos de bridas en los extremos para su unión. Se fabrican de fierro fundido con longitudes de 25, 50, y 75, cm.

Extremidades: Las extremidades son tubos de pequeña longitud que se colocan sobre alguna descarga por medio de una brida en uno de sus extremos. Se fabrican en longitudes de 40, 50, y 75 cm. Para materiales de PVC, las extremidades pueden ser campana o espiga.

Tees: Las tees se utilizan para unir tres conductos en forma de te, donde las tres uniones pueden ser del mismo diámetro, o dos de igual diámetro y uno menor. En el segundo caso se llama te reducción.

Cruces: Las cruces se utilizan para unir cuatro conductos en forma de cruz, donde las cuatro uniones pueden ser del mismo diámetro, o dos mayores de igual diámetro y dos menores de igual diámetro. En el segundo caso se llama cruz reducción.

Codos: Los codos tienen la función de unir dos conductos del mismo diámetro en un cambio de dirección ya sea horizontal o vertical. Los codos pueden tener deflexiones de 22.5, 45 y 90 grados.

Reducciones: Las reducciones se emplean para unir dos tubos de diferente diámetro. En materiales de PVC, las reducciones pueden ser en forma de espiga o de campana.

Coples: Los coples son pequeños tramos de tubo de PVC o de fibrocemento que se utilizan para unir las espigas de dos conductos del mismo diámetro. Los coples pueden ser también de reparación, los cuales se pueden deslizar libremente sobre el tubo para facilitar la unión de los dos tubos en el caso de una reparación.

Tapones y tapas: Los tapones y las tapas se colocan en los extremos de un conducto con la función de evitar la salida de flujo. En materiales de PVC, es costumbre llamarlos tapones, pudiendo ser en forma de campana o espiga. En materiales de fierro fundido, se acostumbra llamarlos tapas ciegas.

Y en el caso de las válvulas:

Válvula eliminadora de aire: La válvula eliminadora de aire cumple la función de expulsar el aire del tubo que continuamente se acumula en las partes altas sobre el trazo de la conducción, cuando ésta se encuentra en operación.



Válvula de admisión y expulsión de aire: La válvula de admisión y expulsión de aire se utiliza para expulsar el aire que contiene la tubería al momento de iniciar el llenado del conducto. Una vez que el agua ejerce presión sobre el flotador de la válvula, ésta se cierra y no se abre mientras exista presión en el conducto. Otra función de esta válvula es permitir la entrada de aire dentro del tubo al momento de iniciar el vaciado de la tubería, y con ello evitar que se presenten presiones negativas.

Válvula de no retorno: La válvula de no retorno tiene la función de evitar la circulación del flujo en el sentido contrario al definido en el diseño.

Válvula de seccionamiento: La válvula de seccionamiento se utiliza para controlar el flujo dentro del tubo, ya sea para impedir el paso del agua o reducir el gasto a un valor requerido. Las válvulas de seccionamiento pueden ser, por ejemplo, tipo compuerta, de mariposa, o de esfera.

Válvula aliviadora de presión: La válvula aliviadora de presión se coloca en la tubería para disminuir las sobrepresiones causadas por un fenómeno transitorio. Se recomienda colocar este tipo de elemento, en conducciones con diámetros pequeños; sin embargo, no debe olvidarse que las presiones negativas tendrán que resolverse con algún otro dispositivo.

Válvula anticipadora del golpe de ariete: La válvula anticipadora del golpe de ariete protege al equipo de bombeo de la onda de sobrepresión causada por el paro de la bomba o falla de la energía. Esta válvula opera con la presión de la línea de conducción, y el nombre de anticipadora se debe a que entra en funcionamiento antes de la llegada de la onda de sobrepresión.

3.4 Tanque de almacenamiento.

El tanque de regulación (almacenamiento en algunos casos) es la parte del sistema de derivación/distribución que por una parte recibe un gasto desde la fuente de abastecimiento y por otra debe satisfacer las demandas variables de consumo a lo largo del día.

Los tanques de regulación tienen por objeto cambiar un régimen de aportaciones (de una fuente de abastecimiento), que siempre deriva caudales de forma constante (manantial, galería, ariete, etc.), a un régimen de consumos o demandas (de la red de distribución), que siempre es variable. El diseño, para reducir al mínimo su costo de inversión, debe considerar el almacenamiento de un volumen de agua cuando la demanda es menor que el gasto de llegada y el agua almacenada se utiliza cuando la demanda es mayor. Generalmente esta regulación se hace por períodos de 24 horas.

Para nuestro proyecto se abordará el análisis y diseño del tanque de regulación rectangular enterrado y construido a base de concreto reforzado; ya que son los más comunes en zonas rurales, por la facilidad de su construcción y operación.

Los tanques pueden ser clasificados en función de su posición respecto al nivel del terreno, tal como se muestra a continuación.



- Tanques enterrados Estos tanques se construyen bajo el nivel del suelo. Se emplean preferentemente cuando existe terreno con una cota adecuada para el funcionamiento de la red de distribución y de fácil excavación. La ventaja principal de los tanques enterrados es que protegen el agua de las variaciones de temperatura y ofrecen una perfecta adaptación al entorno.
- Tanques semienterrados Los tanques semienterrados tienen parte de su estructura bajo el nivel del terreno y parte sobre el nivel del terreno. Se emplean generalmente cuando la altura topográfica respecto al punto de alimentación es suficiente y el terreno presenta dificultad de excavación.
- Tanques elevados Los tanques elevados son aquellos cuya base está por encima del nivel del suelo, y se sustenta a partir de una estructura. Generalmente son construidos en localidades con topografía plana donde no se dispone en su proximidad de elevaciones naturales con altimetría apropiada. El tanque elevado se refiere a la estructura integral que consiste en el tanque, la torre y la tubería de alimentación y descarga.
- Tanques superficiales Los tanques superficiales están construidos sobre la superficie del terreno. La construcción de este tipo de tanques es común cuando el terreno es "firme" o no conviene perder altura y se tiene la topografía adecuada.

Los materiales que se utilizan con más frecuencia en la construcción de los tanques de regulación son: mampostería de piedra braza, concreto reforzado, concreto presforzado y acero.

La ubicación y nivel del tanque deben ser fijados para garantizar que las presiones dinámicas en la red de distribución se encuentren dentro de los límites de servicio. El nivel mínimo de ubicación viene fijado por la necesidad de que se obtengan las presiones mínimas y el nivel máximo viene impuesto por la resistencia de las tuberías de la red de distribución. La presión dinámica en la red debe estar referida al nivel de agua mínimo del tanque, mientras que la presión estática al nivel de agua máximo.

Por razones económicas, sería recomendable ubicar el tanque próximo a la fuente de abastecimiento y dentro o en la cercanía de la zona de mayores consumos.

El área para la construcción del tanque no debe situarse en lugares que obstruyan el escurrimiento natural de aguas de lluvia.

En la selección del sitio más adecuado, para ubicar un tanque de regulación, se deben considerar los siguientes factores:

Es preferible que la alimentación del tanque se efectúe por gravedad, dada su mayor economía.

La distribución a la red debe efectuarse por gravedad, por lo que el tanque debe tener la suficiente altura para asegurar, en cualquier instante y en todos los puntos de la red, una presión suficiente.

El diseño hidráulico del tanque versa en el dimensionamiento de sus accesorios, los cuales son: la entrada, la salida a la red, desagüe y tubería de demasías.

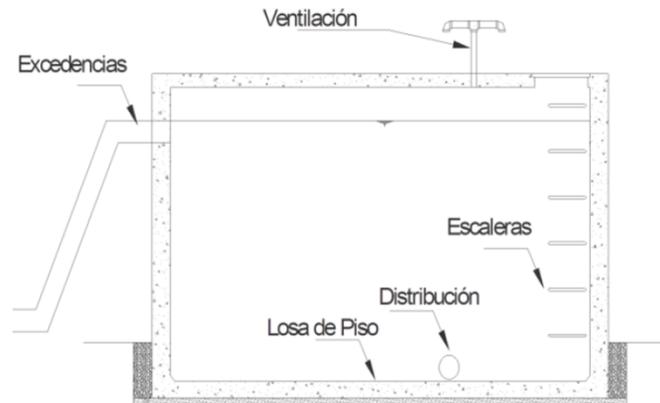


Figura 53. Tanque superficial.

El diseño estructural del tanque de amortiguamiento consiste en determinar las dimensiones adecuadas de cada una de sus partes que permitan su buen funcionamiento, analizar las fuerzas que intervienen en éste, y el material de refuerzo necesario para amortiguar los efectos de las cargas que actúan en cada uno de sus elementos.

3.5 Línea de alimentación.

La línea de alimentación es el tubo que parte del tanque de regulación o almacenamiento y termina en la conexión con la primera derivación de la red. Normalmente es el tubo de mayor diámetro de la red de distribución. La red primaria son también los tubos de diámetros más grandes de la red de distribución, donde se conectan los tubos de la red secundaria. La función de la red primaria es mantener las presiones por arriba del valor mínimo recomendado, así como transportar los mayores gastos dentro del área de servicio. Se recomienda que las mallas de estos tubos se coloquen a distancias de separación entre 400 y 600 m.

IV. RIEGO

En la actualidad⁹², México ocupa el sexto lugar a nivel mundial en términos de superficie con infraestructura de riego. La superficie bajo riego es del orden de los 6.5 millones de ha, distribuida en 85 distritos de riego con una superficie de 3.5 millones de ha y 39,492 unidades de riego con una superficie aproximada de 3.0 millones de ha.

La distribución de los métodos de riegos utilizados en nuestro país para aplicar el agua a las parcelas son los de gravedad en alrededor de un 90% de la superficie y los presurizados en el restante 10%.

⁹² Riego por gravedad, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, SEMARNAT, SAGARPA, 2010.



El objetivo de los sistemas de riego es poner a disposición de los cultivos el agua necesaria para que cubra sus necesidades, complementando la recibida en forma de precipitaciones. Cuando se trata de distribuir agua por una parcela de cultivo se tropieza con numerosas dificultades, que ocasionan pérdidas e impiden que el agua se reparta de forma homogénea. Siempre es importante tratar de solventar estas dificultades, pero más lo es aun cuando el agua es escasa y tiene un costo alto. Para juzgar la calidad de un sistema o instalación de riego se emplean algunos conceptos que es necesario conocer.

Es común referirse al riego en la parcela utilizando dos términos, métodos de riego y sistemas de riego, a veces como sinónimos siendo que existe una distinción entre ellos; se entiende por sistema de riego al conjunto de equipamientos y técnicas que proporcionan esa aplicación siguiendo un método dado; y por método de riego al conjunto de aspectos que caracterizan el modo de aplicar el agua a las parcelas regadas.

Los métodos de riego pueden clasificarse de la siguiente forma⁹³ :

- Riego de superficie o por gravedad.
- Riego por aspersión.
- Riego localizado.
- Riego subterráneo.

Para los alcances de este trabajo, solo se tratarán de forma general las características de los tres primeros ya que son los más utilizados.

4.1 Riego por Superficie.

El riego por superficie es el método de riego más antiguo, aunque la tendencia actual es el proyecto de sistemas de riego a presión con un mayor control de las condiciones de aplicación (aspersión y goteo), el riego por superficie sigue siendo actualmente el más extendido en nuestro país.

Hoy en día, en nuestro país⁹⁴, la superficie bajo riego es del orden de los 6.5 millones de ha, distribuida en 85 distritos de riego con una superficie de 3.5 millones de ha y 39,492 unidades de riego con una superficie aproximada de 3.0 millones de ha. México ocupa el sexto lugar a nivel mundial en términos de superficie con infraestructura de riego.

El país ha sido de gran tradición en el riego con obras hidrológicas que se remontan a la Época Prehispánica. Posteriormente, la construcción de las grandes obras de riego inicia después de la Revolución Mexicana.

⁹³ *Irrigation methods*, Pereira, L.S. Trout, T.J., Handbook of Agricultural Engineering, vol. I, USA, 1999.

⁹⁴ *Riego por gravedad*, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, SEMARNAT, SAGARPA, 2010.

La distribución de los métodos de riego utilizados en nuestro país para aplicar el agua a las parcelas son los de gravedad en alrededor de un 90% de la superficie y los presurizados en el restante 10%.

El riego por gravedad consiste en la aplicación del agua a los cultivos aprovechando los desniveles topográficos de las parcelas. El uso eficiente del agua en riego por gravedad, implica que la lámina de riego aplicada sea la requerida por las plantas y la distribución de la humedad en todo el espesor de la zona de raíces sea uniforme, evitando la percolación⁹⁵ en exceso a capas profundas, escurrimientos fuera del terreno de riego, y la erosión del suelo.

En general los métodos de riego por gravedad o superficie se podrían agrupar en dos tipos:

- **Inundación:** El agua se introduce a cajas delimitadas por bordos, las cuales si son alargadas, relativamente angostas y rectas se denominan melgas, también pueden seguir las curvas de nivel, y si son cortas se llaman cuadros o bien formar pozas o cajetes alrededor de los árboles.



Figura 54. Riego por melgas⁹⁶

- **Surcos:** El agua se hace correr por pequeños canales, que son los por donde el agua se infiltra hacia los lados y el fondo. Los surcos se construyen con el arado, ya sea de disco doble o de doble vertedera, formando dos bordos entre los cuales queda el canal por donde se introduce el agua para su infiltración. Los surcos pueden trazarse aún con una pendiente transversal relativamente grande, pero no es conveniente que la pendiente del riego sea mayor que 2% porque se generan velocidades erosivas.

⁹⁵ Movimiento del agua a través del suelo.

⁹⁶ http://www.lamolina.edu.pe/gaceta/avances_cientificos/edicion2012/fotos/nota013/interior.jpg



Figura 55. Riego por surcos⁹⁷.

El método más utilizado por los agricultores dentro de la zona de estudio es el riego por surcos, por lo que este método será desarrollado con mayor claridad.

Dentro de las ventajas del método de riego por surcos, se pueden señalar:

- Permite regar cultivos sensibles al humedecimiento del suelo en la zona del cuello o tronco de la planta.
- Se consigue una aplicación uniforme del agua.
- Presenta buena eficiencia de aplicación.
- Existe buen control sobre el agua de riego.
- Costos de operación relativamente bajos.

Este método presenta algunas limitaciones como:

- Requiere nivelación de terreno en el sentido del riego.
- No es posible regar con pendientes mayores de un 2 a 3 %.
- Se deben considerar criterios de diseño y manejo.
- Requerimientos moderados de mano de obra.
- Costos de inversión medios.
- No se recomienda en suelos muy permeables (arenosos).

El diseño del riego por gravedad consiste en la selección de la longitud, el espaciamiento del surco y la pendiente longitudinal, así como la dirección y el gasto del riego, que permitan distribuir uniformemente la lámina de riego calculada.

Para la pendiente longitudinal del surco se elige la pendiente natural del terreno, pues modificarla implica aumentar el volumen de tierra por moverse y, por lo tanto, los costos de nivelación, además de que se aumenta la profundidad de los cortes, lo cual no es recomendable desde el punto de vista agronómico, ya que se elimina la capa fértil del suelo. El rango de pendientes recomendadas en la práctica, de 0.05% a 0.5%, no influye significativamente en el diseño.

⁹⁷ <http://sistemaagricola.com.mx/wp-content/uploads/2016/10/Riego-por-gravedad.jpg>



La longitud es un submúltiplo del lado de la parcela que coincide con la dirección del riego. En la práctica los productores prefieren surcos largos, por lo que generalmente la longitud es igual a la longitud del lado de la parcela que coincide con la dirección del riego. Sin embargo, para obtener altas eficiencias no se recomiendan longitudes mayores de 400 metros.

La sección del surco cumple un rol fundamental en el humedecimiento uniforme del perfil de suelo a lo largo del surco. La sección puede ser triangular, trapezoidal o semicircular, obviamente claro que después de los primeros riegos, tienden a tomar una forma semi-circular o parabólica. En forma práctica, la sección del surco está determinada por el implemento que se utilice para confeccionarlos. Generalmente, se conforman de forma triangular de 5 -20 cm. de profundidad y de 10 – 40 cm de ancho superficial.

Para los árboles frutales de arraigamiento profundo se utilizan surcos de mayor base (40 -60 cm), aplicando los máximos caudales, de modo que aumente el perímetro humedecido para lograr una mayor infiltración del agua en el suelo. En suelos más pesados, o arcillosos también es necesario aumentar los tiempos de riego.

La separación que deben tener los surcos es función de tres factores principales:

Cultivo: La distancia de siembra o plantación que presentan entre hileras los cultivos, determinará el espaciamiento de los surcos. Generalmente los cultivos son sembrados en hileras espaciadas entre 75 -105 cm., por lo tanto, los surcos conservarán esta distancia.

Maquinaria Agrícola: El tipo de maquinaria que se utilizará en la siembra, labores culturales y de cosecha, guarda una estrecha relación con la separación de los surcos, puesto que debe ser tal que no dificulte el peso de la maquinaria entre las hileras del cultivo.

Tipo de Suelo: La textura afecta directamente la velocidad de infiltración del suelo y el movimiento del agua en todo el perfil. De esta manera, suelos con texturas livianas o arenosas tienen un humedecimiento alargado, debido a que el efecto del potencial gravitacional es mayor que el que tiene el potencial matricial. No así en suelos arcillosos donde el agua se mueve más en forma horizontal que verticalmente. Dado esto, los suelos arcillosos permiten una mayor separación de surcos que los arenosos, obteniéndose un adecuado traslape de humedad entre los surcos a la profundidad radicular que se desee mojar.

La separación de los surcos se puede determinar de acuerdo a la siguiente relación:

$$E = Pr \times Cs$$

Donde:

E: Espaciamiento de los surcos, m.

Pr: Profundidad radicular del cultivo, m.

Cs: Factor de corrección, de acuerdo al tipo de suelo:



Cs = 2.5 para suelo arcilloso

Cs = 1.5 para suelo franco y;

Cs = 0.5 para suelo arenoso.

El caudal⁹⁸ de cada surco se debe ajustar a la longitud y pendiente del mismo y a la naturaleza del suelo. A mayor caudal corresponde un avance más rápido del agua en el surco. Por lo general, el mayor aprovechamiento del riego se consigue cuando el mojado del surco se hace con el avance más rápido posible, y ello requiere utilizar el máximo caudal que no cause erosión (caudal máximo no erosivo). Una vez que el agua ha llegado al extremo del surco se reduce el caudal de forma que satisfaga únicamente los requerimientos de la velocidad de infiltración, y se mantiene hasta el final del riego (caudal permanente).

En surcos largos el caudal máximo no erosivo se calcula con la fórmula:

$$Q = \frac{36}{P}$$

Donde:

Q: Caudal máximo no erosivo expresado en litros /minuto.

P: Pendiente del surco expresada en porcentaje.

Los valores obtenidos con esta fórmula son adecuados para los suelos de textura media y con pendiente superior a 0.15%. En suelos arcillosos se puede aumentar el caudal, y en los arenosos habrá que disminuirlo.

El caudal permanente se calcula de acuerdo con la velocidad media de infiltración en el surco. Los valores de la velocidad de infiltración para distintos tipos de suelo son los siguientes:

Tipo de Suelo	Velocidad de infiltración (litros/minuto y por cada 100 m)
Arcilla compacta	0 - 12
Arcillo-limoso a arcilloso	6 - 25
Franco-arcilloso a franco limoso	12 - 25
Franco-limoso a franco	12 - 35
Franco-arenoso	20-125
Arenoso-franco	30-175

Tabla 38. Velocidad de infiltración en suelos.

⁹⁸ Técnicas de Riego Sistemas de Riego en la Agricultura, José Luis fuentes Yagüe, Mundi-Prensa México, 1999.



El tiempo de riego será necesario para suministrar la dosis de riego. Si esta dosis de riego se suministra con el caudal permanente se tiene seguridad que las plantas del final del surco disponen de la cantidad necesaria de agua, pero seguramente habrá una percolación profunda importante en los primeros tramos cuando el surco es demasiado largo. Para conocer con mayor exactitud la cantidad de agua que aportan en cada tramo el caudal máximo y el caudal permanente se recurre a ensayos en el propio campo.

Con base en lo anterior se puede concluir que la dirección, la pendiente y la longitud no son parámetros de diseño, puesto que no se pueden seleccionar libremente. En el caso del riego por surcos, la única variable de diseño es el gasto de riego, dado que el espaciamiento depende del cultivo.

4.2 Riego por goteo.

El riego localizado consiste en aplicar el agua a una zona más o menos restringida del volumen de suelo que habitualmente ocupan las raíces. Sus características principales son:

- El caudal aplicado no es superior a 20 l/h, por punto de emisión (gotero) o bien por metro lineal (cinta de riego).
- El agua se aplica al suelo desde una fuente que puede considerarse puntual, se infiltra en el terreno y se mueve en dirección horizontal y vertical, en esto difiere sustancialmente del riego por superficie en el que predominan las fuerzas de gravedad y, por tanto, el movimiento es más vertical.
- No se moja la totalidad del suelo, sino únicamente una parte del mismo, que varía con las características del suelo, el caudal del emisor y el tiempo de aplicación. En esta parte húmeda es en la que la planta concentrará sus raíces y de la que se alimentará.

El riego localizado ofrece una serie de ventajas e inconvenientes que es preciso conocer y evaluar para tomar una decisión razonable a la hora de elegir o no su implantación.

Las ventajas con respecto a los sistemas de riego tradicionales son las siguientes:

- Mejor aprovechamiento del agua.
- Posibilidad de utilizar aguas con un índice de salinidad más alto.
- Mayor uniformidad de riego.
- Mejor aprovechamiento de los fertilizantes.
- Aumento de la cantidad y calidad de las cosechas.
- Menor infestación por malas hierbas, debido a la menor superficie de suelo humedecida.
- Posibilidad de aplicación de fertilizantes, correctores y pesticidas con el agua de riego.
- Facilidad de ejecución de las labores agrícolas, al permanecer seca una buena parte de la superficie del suelo.
- Ahorro de mano de obra.



Los inconvenientes son los siguientes:

- Se necesita un personal más calificado.
- Hay que hacer un análisis inicial del agua.
- Cuando se maneja mal el riego existe riesgo de salinización del bulbo húmedo.
- Hay que vigilar periódicamente el funcionamiento del cabezal y de los emisores, con el fin de prevenir las obstrucciones.
- Es preciso hacer un control de las dosis de agua, fertilizantes, pesticidas y productos aplicados al agua de riego.
- Exige una mayor inversión inicial.

Los componentes fundamentales de una instalación de riego localizado son los siguientes:

- Cabezal de riego.
- Red de distribución.
- Emisores de agua.
- Dispositivos de medida, control y de protección.

El agua de riego debe de entrar en el sistema dotada de la presión necesaria para hacer funcionar correctamente a la instalación. El camino que sigue después hasta que se pone a disposición del cultivo es el siguiente: entra al cabezal de riego que está compuesto por una serie de elementos que la filtra y tratan, es decir ajustan su calidad a los requerimientos tanto del sistema de riego como del cultivo; entonces pasa a la red de distribución donde es repartida a través de tuberías y elementos accesorios a las diferentes unidades y subunidades a regar; finalmente sale por los emisores de riego, que la aportan al suelo de donde podrá ser extraída por las plantas. Para manejar y realizar el riego de forma adecuada, se instalan una serie de elementos de medida, de control y de protección.

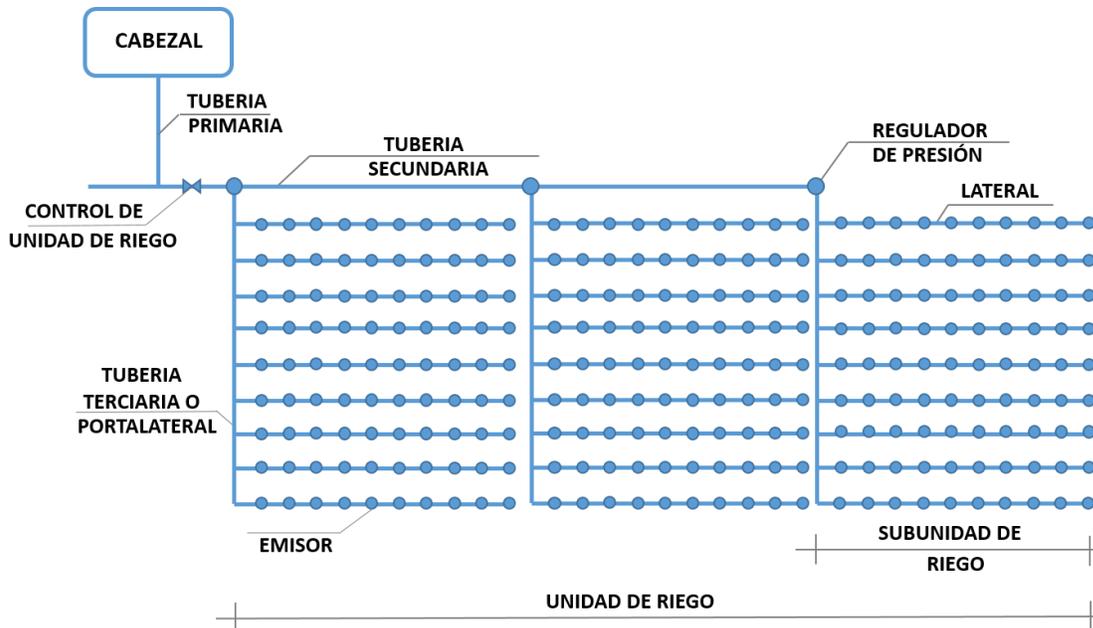


Figura 56. Elementos del sistema de riego por goteo.

Cabezal de riego.

El cabezal de riego comprende un conjunto de aparatos que sirven para tratar, medir y filtrar el agua, comprobar su presión e incorporar los fertilizantes. Existe una gran variedad de cabezales, aunque los elementos básicos (equipo de tratamiento del agua, filtros, equipo de fertilización) son comunes a todos ellos y varían según la calidad del agua, grado de automatismo y características de los materiales.

Del cabezal depende, en gran parte, el éxito o fracaso del riego, por lo que debe prestarse una gran importancia a su instalación, ya que desde él se regula el suministro de agua y un gran número de prácticas agrícolas, tales como la fertilización y la aplicación de pesticidas.

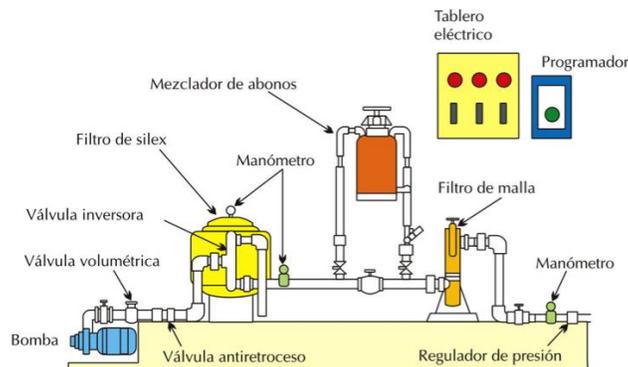


Figura 57. Elementos de cabezal de riego⁹⁹.

⁹⁹ <https://www.portalfruticola.com/noticias/2016/12/08/que-es-un-cabezal-de-riego-manejo-del-riego-localizado-y-fertirrigacion/>



Prefiltrado.

Uno de los mayores problemas que se presentan en el riego por goteo es la obstrucción de los emisores, producida por materias que van reduciendo progresivamente el paso del agua. Durante los últimos años se ha tratado de resolver el problema mediante el perfeccionamiento de las técnicas de filtrado y la mejora en el diseño de los emisores, pasando de pequeños pasos de agua y régimen laminar a pasos de agua más amplios y régimen turbulento.

La obstrucción de los goteros puede ser producida por materias de distinta naturaleza:

- Partículas orgánicas: restos vegetales y animales, algas, bacterias.
- Partículas minerales: arena, limo, arcilla.
- Precipitados químicos.

El mayor o menor riesgo de obstrucción se debe, sobre todo, a las características del agua: sales disueltas, pH, temperatura, etc. La fertirrigación es un riesgo de obstrucción puesto que modifica algunas cualidades del agua de riego.

La prevención de obstrucciones debe empezar antes de entrar en servicio la instalación, efectuando un lavado de la misma con agua a presión, con el fin de facilitar la salida de partículas de plástico y de tierra que hubieran podido quedar dentro de las conducciones durante el montaje. Se deben colocar purgadores en los extremos de las tuberías principales, secundarias y porta goteros.

- Depósito de Decantación.

Se instala cuando la cantidad de partículas de limo y arcilla sobrepasa 200 partes por millón (ppm), para evitar la limpieza reiterativa de los equipos de filtración. Es un depósito construido de obra, en donde se provoca la decantación de las partículas más pesadas que el agua. La profundidad suele variar de 0.80 a 1.5 metros y su longitud suele ser cinco veces mayor que su anchura. La velocidad del agua debe ser pequeña.

En la entrada del decantador se colocan unos deflectores que distribuyen el agua por toda su anchura, con lo que se evita la formación de turbulencias. La salida del agua del decantador se efectúa a una altura media de tal forma que impida el paso de cuerpos flotantes y partículas sedimentadas.

- Hidrociclón.

El Hidrociclón es un dispositivo, desprovisto de elementos móviles, que permite la separación de las partículas sólidas en suspensión cuyo tamaño sea superior a 75 micras y cuya densidad sea superior a la del agua. Consiste en un recipiente de forma de cono invertido en donde el agua entra tangencialmente por la parte superior, lo que provoca un movimiento rotacional descendente en la periferia del recipiente. Las partículas sólidas en suspensión se proyectan contra las paredes y descienden hacia un depósito de sedimentos colocado en la parte inferior. El

agua libre de sedimentos es impulsada en movimiento rotacional ascendente y sale por un tubo situado en la parte superior.

El hidrociclón es un separador sencillo, económico y de gran eficacia (elimina hasta el 98 % de las partículas anteriormente citadas). Requiere que el caudal se mantenga constante dentro de límites muy estrechos, que dependen de sus dimensiones.

En el hidrociclón se producen unas importantes pérdidas de carga (de 3 a 8 mca), que dependen del caudal. Debido a su forma de funcionamiento, estas pérdidas de carga son independientes de la mayor o menor acumulación de sedimentos.

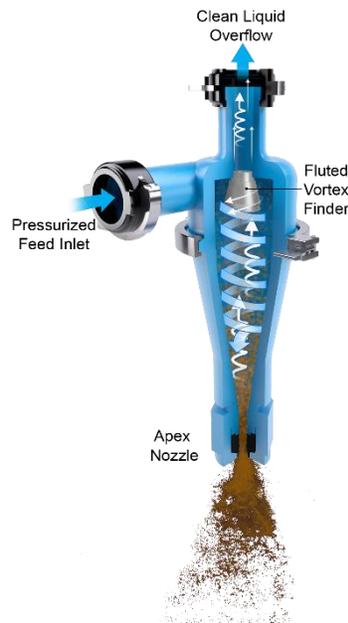


Figura 58. Hidrociclón¹⁰⁰.

Filtrado.

El filtrado del agua consiste en retener las partículas contaminantes en el interior de una masa porosa (filtro de arena) o sobre una superficie filtrante (filtro de malla y filtro de anillas).

- Filtro de arena.

El filtro de arena sirve para retener contaminantes orgánicos (algas, bacterias, restos orgánicos) e inorgánicos (arenas, limos, arcillas, precipitados químicos). Es el tipo de filtro más adecuado para filtrar aguas muy contaminadas con partículas pequeñas o con gran cantidad de materia orgánica.

Un filtro de arena consiste en un depósito metálico o de poliéster, de forma cilíndrica, en que en su interior pasa el agua a través de varias capas de arena silíceo o granítica. El agua entra por la parte superior del depósito y se recoge en la parte inferior a través de unos colectores que

¹⁰⁰ <https://www.cccmix.com/wp-content/uploads/2015/11/Urethane-Hydrocyclone-FULL2-663x1024.png>

desembocan en la tubería de salida. El depósito lleva una boca de carga de arena en la parte superior y otra de descarga en la parte inferior. El espesor de la capa de arena debe ser, como mínimo, de 45 cm.

La eficacia del filtrado depende del tamaño de la arena que, a su vez, determina el tamaño de los poros entre las partículas. Se estima que el filtro de arena deja pasar las partículas cuyo tamaño es la décima parte del diámetro efectivo de la arena. Las partículas contaminantes que lleguen a los goteros deben tener un tamaño máximo igual a la décima parte del diámetro del gotero, por lo que el diámetro efectivo de la arena debe ser igual al diámetro de paso de agua del gotero. Un tamaño mayor de la arena origina un filtrado deficiente, y un tamaño menor da lugar a una rápida saturación del filtro y, por tanto, limpiezas de filtro más frecuentes.

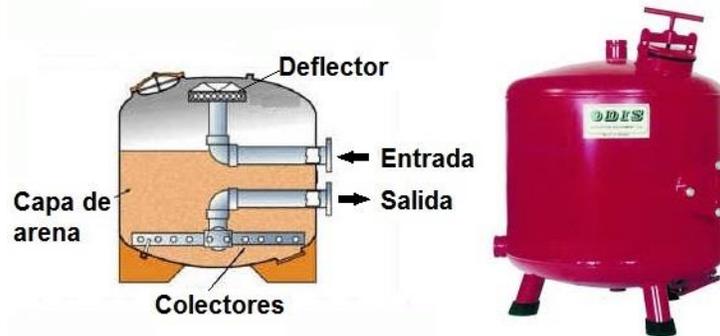


Figura 59. Filtro de arena¹⁰¹.

- Filtro de malla.

La filtración se verifica en la superficie de una o más mallas concéntricas, fabricadas con material no corrosivo (acero o material plástico). Un modelo de filtro de malla y su funcionamiento se representa a continuación.



Figura 60. Filtro de malla.

El agua proveniente de la tubería penetra en el interior del cartucho de malla y se filtra a través de sus paredes, pasando a la periferia del filtro y posteriormente a la conducción de salida. Las partículas filtradas quedan en la cara interior del cartucho de malla.

¹⁰¹ http://www.copersa.com/_images/cpr_product/107/1485_productp.jpg



El filtro de malla se satura o tapa con rapidez, por cuya razón se utilizan para retener partículas inorgánicas de aguas que no están muy contaminadas. Cuando existen algas en el agua hay que instalar aguas arriba un filtro de arena que las retenga, pues de otra forma taparían rápidamente la malla.

La calidad del filtrado viene en función de la apertura de la malla. Se llama número de mesh (o número de tamiz o número de malla), al número de orificios por pulgada lineal.

Se admite que el tamaño de los orificios de la malla debe ser 1/7 del tamaño del orificio del gotero. Las mallas más utilizadas para riego por goteo son las de 120, 150 y 200 mesh, aunque, por lo general, no es recomendable utilizar mallas con tamaño inferior a 200 mesh, porque se obstruyen continuamente.

La capacidad de filtrado viene dada por el caudal del agua que atraviesa la unidad de superficie filtrante (expresando en $\text{m}^3/\text{h}\cdot\text{m}^2$), o lo que es igual, por la velocidad del agua al atravesar la superficie filtrante (expresado en m/h). La velocidad que se recomienda en filtros de malla es de 0.4 – 0.6 m/s (1,440 – 2,160 m/h).

La superficie filtrante efectiva es un porcentaje de la superficie total del filtro, cuyo dato debe suministrar el fabricante.

Número de mesh	Tamaño de orificio (micras)
60	250
80	180
100	150
120	130
150	106
170	90
200	75
250	63

Tabla 39. Relación entre número y tamaño de orificio en filtro de malla.

- Filtro de anilla.

El elemento filtrante es un conjunto de discos o anillas con las caras asurcadas, que van montadas sobre un soporte central cilíndrico y con la superficie perforada. Las anillas se comprimen entre sí al roscar la carcasa. El agua se filtra al pasar por los pequeños conductos situados entre dos anillas consecutivas, pasando a continuación al interior del soporte central a través de sus orificios superficiales.

La calidad del filtrado depende del número y profundidad de las ranuras, pudiendo conseguir un filtrado equivalente al de una malla de 200 mesh. Las pérdidas de carga con filtro limpio oscilan entre 1 y 3 mca.

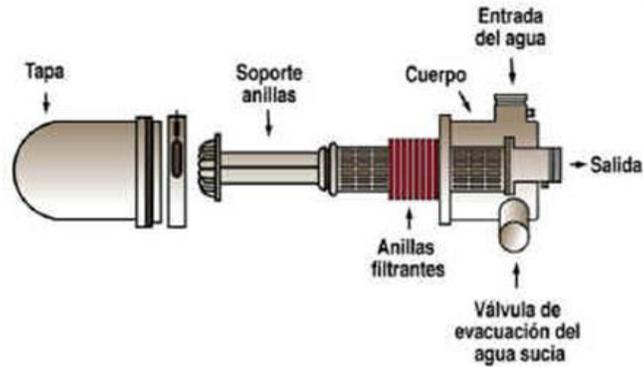


Figura 61. Filtro de anillas¹⁰².

El filtro de anillas tiene la misma aplicación que el filtro de malla, utilizándose uno u otro indistintamente. Últimamente se utiliza mucho el primero, debido a su gran efectividad y facilidad de limpieza. Para hacer la limpieza manual se abre la carcasa, se separan las anillas y se limpian al chorro de agua. La limpieza automática también se hace con facilidad, sin necesidad de desmontar el filtro ni reducir la presión y el caudal de agua.

Conviene limpiar el filtro cuando la caída de presión sea igual o superior a 2 mca con respecto a la caída de presión característica del filtro limpio.

Red de distribución.

La red de distribución conduce el agua desde el cabezal hasta las plantas. La tubería que parte del cabezal se denomina principal. El área a regar se divide en unidades de riego según determinados criterios, superficie, cultivo, suelo, etc., siendo la tubería que abastece cada unidad de riego la denominada secundaria. Las tuberías denominadas laterales (ramales o porta emisores) están abastecidas por una tubería terciaria y es donde se encuentra colocados los emisores de riego localizado. La superficie regada por cada terciaria se llama subunidad de riego. Al conjunto de subunidades de riego que se riegan desde un mismo punto se denomina unidad de riego.

Las tuberías que se utilizan en riego localizado son normalmente de plástico, siendo los materiales más frecuentes el PVC (policloruro de vinilo) y el PE (polietileno). Las tuberías laterales, las terciarias y normalmente las secundarias se instalan de PE, mientras que la tubería principal puede ser de PE o de PVC, dependiendo de su diámetro, cuando se riega cultivos anuales. En el caso de cultivos frutales, ya que van a estar ocupando el terreno por un largo periodo de tiempo, se instalan tuberías de PVC enterradas (para evitar el deterioro ocasionado por la exposición a la radiación solar) incluidas la terciaria, de las que parten los laterales portaemisores, que suelen ser de PE de baja densidad.

Emisores.

¹⁰² <https://www.elriego.com/informacion-tecnica/materiales/filtros-malla-anillas/filtros-anillas/>



Los emisores¹⁰³ son dispositivos que controlan la salida del agua desde las tuberías laterales. Según el caudal que proporcionan se dividen en dos grupos:

- Emisores de bajo caudal, inferior a 16 l/h. Comprende los goteros y las tuberías emisoras o cintas (utilizados para la realización del proyecto).
- Emisores de alto caudal, comprendido entre 16 y 200 litros/hora. Comprende los difusores y los microaspersores.

Un emisor debe reunir las siguientes características:

- De instalación fácil.
- Poco sensible a la obstrucción.
- Poco sensible a las variaciones de presión.
- De bajo costo.
- Que mantenga sus características a lo largo del tiempo.

No es necesario que el emisor posea a la vez todas estas características, sino sólo aquellas que se precisan para cada caso concreto. Por ejemplo, un emisor debe ser poco sensible a la obstrucción cuando se utilizan aguas superficiales bastante contaminadas, pero no es tan necesaria esta cualidad cuando se utilizan aguas subterráneas limpias. En terrenos sin pendiente no se necesitan emisores que compensen las diferencias de presión, pero sí se necesitan en terrenos accidentados.

Los emisores de bajo caudal suelen trabajar a una presión próxima a los 10 mca, mientras que los de alto caudal suelen hacerlo a 20 mca. Las cintas de exudación suelen trabajar entre 1 y 3 mca.

Relación Caudal - Presión

El agua atraviesa el emisor a través de uno o varios conductos, cuya configuración determina su comportamiento hidráulico. En cualquier emisor (salvo en las cintas de exudación) el caudal de descarga y la presión de servicio se relacionan mediante la ecuación:

$$q = k \cdot H^x$$

Donde:

q : Caudal del emisor, en litros/hora.

k : Coeficiente de cada emisor que equivale al caudal que proporcionaría a una presión de 1 mca.

H : Presión a la entrada del emisor, en mca.

x : Exponente de descarga característico de cada emisor.

¹⁰³ [http:// http://ocwus.us.es/ingenieria-agroforestal/hidraulica-y-riegos/temario/Tema%2010.Riego%20goteo/tutorial_08.html](http://ocwus.us.es/ingenieria-agroforestal/hidraulica-y-riegos/temario/Tema%2010.Riego%20goteo/tutorial_08.html).



Esta ecuación se puede representar gráficamente, tomando presiones en el eje de abscisas y caudales en el eje de ordenadas. La curva definida por esta ecuación se llama curva característica del emisor.

El exponente de descarga expresa la sensibilidad de un emisor a las variaciones de presión. Su valor varía de cero a uno. Cuando se aproxima a cero significa que el caudal varía muy poco con las variaciones de presión, en cuyo caso el emisor se llama autocompensante; cuando el valor se aproxima a la unidad significa que el caudal varía mucho con las variaciones de presión como se muestra a continuación:

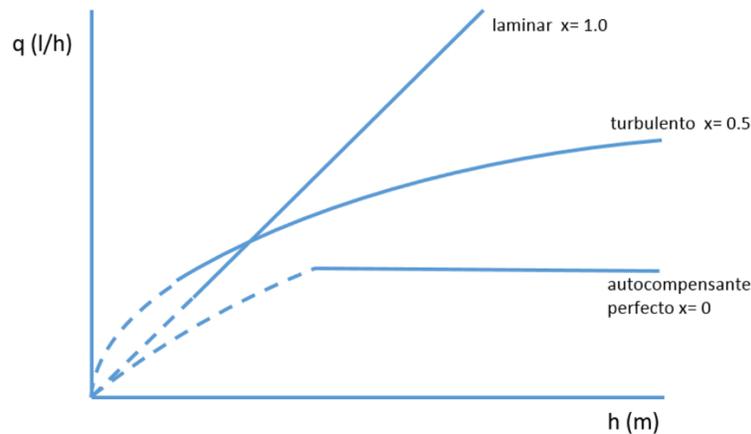


Figura 62. Curva característica en emisores.

Uniformidad de fabricación

En una teoría todos los emisores de una misma marca y modelo debería dar el mismo caudal cuando actúan a la misma presión y temperatura, pero en la práctica no ocurre así. Las variables de fabricación (tipo de materia, temperatura, desgaste de la maquinaria, etc.) afectan a las dimensiones del emisor y, por tanto, a su caudal. Para valorar la uniformidad de una muestra de emisores se ha establecido el coeficiente de variación de fabricación (CV), según el cual se establecen dos categorías de emisores:

- Categoría A. Coeficiente de variación inferior a 0.05.
- Categoría B. Coeficiente de variación comprendido entre 0.05 y 0.1.

Los emisores de categoría A dan una desviación pequeña con respecto al caudal nominal. Los de categoría B dan una desviación considerable, por lo que será deseable elegir los de categoría A, condición necesaria para conseguir una elevada uniformidad de distribución del agua.

Sensibilidad a las obstrucciones



La sensibilidad a las obstrucciones depende de las características del emisor (mínimo diámetro de paso, recorrido más o menos sinuoso del agua y velocidad de circulación del agua dentro del emisor), de la calidad del agua y de las condiciones de filtrado.

Según el mínimo diámetro de paso de los emisores se establece la sensibilidad en alta, media o baja. El riesgo de obstrucciones disminuye a medida que aumenta la velocidad, por cuyo motivo es preferible el régimen turbulento al laminar.

Sensibilidad a cambios de temperatura

Los laterales de las tuberías de riego localizado suelen experimentar unos incrementos muy notables de temperatura, debido a su exposición al sol, su color negro y la baja velocidad de circulación del agua. No es raro que la temperatura suba hasta 50°C al final del lateral, o que la diferencia de temperatura a lo largo del mismo sea 20°C.

Los emisores que trabajan a régimen laminar son muy sensibles a las variaciones de temperatura, ya que al aumentar esta se incrementa el caudal, lo que origina una disminución de la eficiencia de riego o de la uniformidad en la distribución del agua en aquellas instalaciones en donde se riega a diferentes horas del día. Los emisores de régimen turbulento y los autocompensantes no presentan variaciones sensibles en el caudal al variar la temperatura. Un caso especial es el de los emisores tipo (vortex), en donde el caudal disminuye al aumentar la temperatura.

Aparte de estos inconvenientes, las variaciones de temperatura ocasionan un envejecimiento acelerado del material, que en el caso de los emisores autocompensantes ocasiona una pérdida de la autocompensación.

Goteros.

El régimen hidráulico de los goteros repercute decisivamente sobre su funcionamiento. El régimen laminar se caracteriza en que las partículas de agua se mueven ordenadamente y a poca velocidad, disipándose la energía por fricción contra las paredes del conducto. Los goteros cuyo régimen se aproxima al laminar son sencillos y baratos, pero son sensibles a las obstrucciones, su caudal varía mucho con los cambios de presión (exponente de descarga próximo a la unidad) y, además, están influidos por la temperatura del agua. Debido a estos inconvenientes, estos goteros están prácticamente en desuso.

En el régimen turbulento las partículas de agua se mueven desordenadamente y con rapidez, disipándose la energía por choque entre las partículas y por fricción contra las paredes del conducto. Los goteros de régimen turbulento más o menos perfecto son más resistentes a las obstrucciones, su caudal tiene una sensibilidad moderada con respecto a los cambios de presión (exponente de descarga alrededor de 0.5) y no son prácticamente afectados por la temperatura del agua.

Atendiendo a la configuración de su conducto, los goteros se pueden clasificar de la siguiente forma:



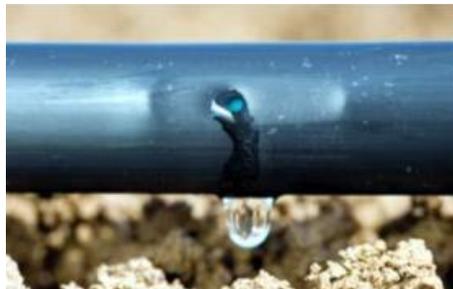
- *De largo conducto*. El gotero de microtubo consiste en un tubo de pequeño diámetro y gran longitud. Su exponente de descarga varía de 0.75 a 1. Debido a los inconvenientes de su régimen próximo al laminar, el microtubo ya no se utiliza como gotero, sino como elemento de conducción.



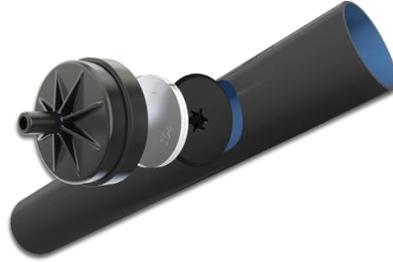
- *De laberinto*. El agua recorre una trayectoria en laberinto, por lo que aumenta la turbulencia del flujo (exponente de descarga comprendido entre 0.45 y 0.55). Es poco sensible a las obstrucciones y a los cambios de presión y temperatura.



- *De orificio*. El agua descarga a través de uno o varios orificios de pequeño diámetro. El régimen es turbulento (exponente de descarga próximo a 0.5). Es poco sensible a las variaciones de presión y temperatura, pero se obstruye con facilidad debido a pequeño diámetro de los orificios.



- *De remolino o (vortex)*. Este emisor tiene una cámara circular en donde se produce un remolino, en cuyo centro se localiza el punto de emisión. Debido a la pérdida de carga adicional que se origina, el diámetro del conducto puede ser mayor que en otros emisores, reduciéndose el riesgo de obstrucción. El exponente de descarga varía de 0.45 a 0.55, por lo que son pocos sensibles a las variaciones de presión.



- *Autocompensante*. Este emisor tiene un dispositivo que permite variar el tamaño del conducto con relación a la presión de entrada. El dispositivo es, generalmente, una membrana flexible (diafragma) que se deforma bajo el efecto de la presión, limitando el caudal. El efecto autocompensante se consigue dentro de una determinada gama de presiones, que debe ser indicada por el fabricante.



Los goteros autocompensantes tienen un coeficiente de descarga que varía de cero a 0.3. Proporcionan un caudal correcto dentro de una amplia variación de presión, por lo que están especialmente indicados en terrenos accidentados, en donde se producen importantes diferencias de presión. Tienen el inconveniente de que las variaciones de temperatura afectan a la membrana flexible, por lo que al cabo de cierto tiempo de funcionamiento pierden su autocompensación. Son bastantes sensibles a las obstrucciones.

Los goteros pueden tener una o varias salidas, en goteros de una salida, el caudal más usual es de 4 l/h en frutales y de 2 l/h en horticultura.

La conexión del gotero a la tubería puede hacerse de dos formas:

- *Interlinea*. Se instala entre dos secciones transversales de la tubería lateral. Cuando el gotero se conecta a tubería de polietileno, el máximo incremento de diámetro ocasionado en la tubería como consecuencia de la instalación del gotero debe ser del 13 %.

Los sistemas integrados están formados por goteros convencionales incorporados al interior de la tubería en el mismo proceso de fabricación, con una separación entre ellos de 30 a 80 cm, lo que hace al sistema muy apto para regar cultivos en línea.



- *En derivación o sobre línea.* Se instala sobre la pared de la tubería lateral mediante un orificio practicado con un sacabocados. El fabricante debe suministrar la herramienta adecuada para asegurar la estanquidad de la conexión con cada tipo de gotero. El gotero puede estar desplazado de la tubería mediante un microtubo que se introduce en la tubería.



La elección de un gotero adecuado influye decisivamente, tanto en la garantía de un buen funcionamiento de la instalación, como en la vida útil, lo que repercute en los costos de amortización, El fabricante debe suministra al usuario los siguientes datos mínimos: marca, caudal nominal, categoría, tipo de tubería y sus medidas, curva caudal-presión, ecuación del emisor, instrucciones de limpieza, limitaciones de uso y longitud equivalente (en metros de tubería) de la pérdida de carga por la conexión del emisor a la tubería.

En caso de no suministrar datos de longitud equivalente, como norma general se puede tomar los siguientes valores:

Para conexión interlínea: entre 0.1 y 0.3 m. Un valor común en tuberías portagoteros de diámetro nominal de 16 mm es de 0.23 m/gotero.

Para conexión en derivación:

Diámetro Nominal (mm)	12	16	20	25	32	40	50	63
Long. equivalente (m)	0.25	0.16	0.2	0.08	0.06	0.05	0.04	0.03

Tabla 40. Pérdidas de carga (longitud equivalente) producida por goteros interlínea.

Existen también las tuberías emisoras y la microaspersión, las cuales no se detallan por estar fuera de los alcances de este proyecto.



Diseño agronómico.

El diseño agronómico representa la primera fase del procedimiento de diseño de cualquier tipo de riego, con el que se determina la cantidad de agua que ha de transportar la instalación, correspondiente a las necesidades brutas de riego en las épocas de máxima necesidad. Es una parte importante en un proyecto de riego ya que si se cometen errores en los cálculos del diseño agronómico repercutirán posteriormente en el diseño hidráulico.

Los aspectos que se han de tener en cuenta para realizar un adecuado diseño agronómico son las necesidades netas y totales, dosis, frecuencia, tiempo de riego, número y disposición de emisores, los cuales fueron desarrollados en los apartados anteriores.

Diseño hidráulico.

Los cálculos hidráulicos¹⁰⁴ consisten en determinar en primer lugar los caudales en laterales y terciarias y a continuación, teniendo en cuenta la tolerancia de presiones (obtenida a partir de la tolerancia de caudales), calcular para las mismas tuberías los diámetros y el régimen de presiones. Esta es la fase más complicada del cálculo hidráulico, el resto del diseño (secundarias, primarias y cabezal) es más parecido al de cualquier red tradicional de riego por tuberías, con algunas peculiaridades en el caso del cabezal de riego.

Cálculo de laterales.

Las tuberías laterales son las tuberías que suministran el agua a los goteros y estarán alimentados por la terciaria. El cálculo se inicia a partir de la presión ha del gotero medio, y con él se determinan:

- h_m : presión al inicio de la lateral
- h_n : presión mínima alcanzada en la lateral
- H_m : presión al comienzo de la tubería terciaria
- H_n : presión mínima alcanzada en la terciaria

¹⁰⁴ http://ocwus.us.es/ingenieria-agroforestal/hidraulica-y-riegos/temario/Tema%2010.Riego%20goteo/tutorial_16.html.

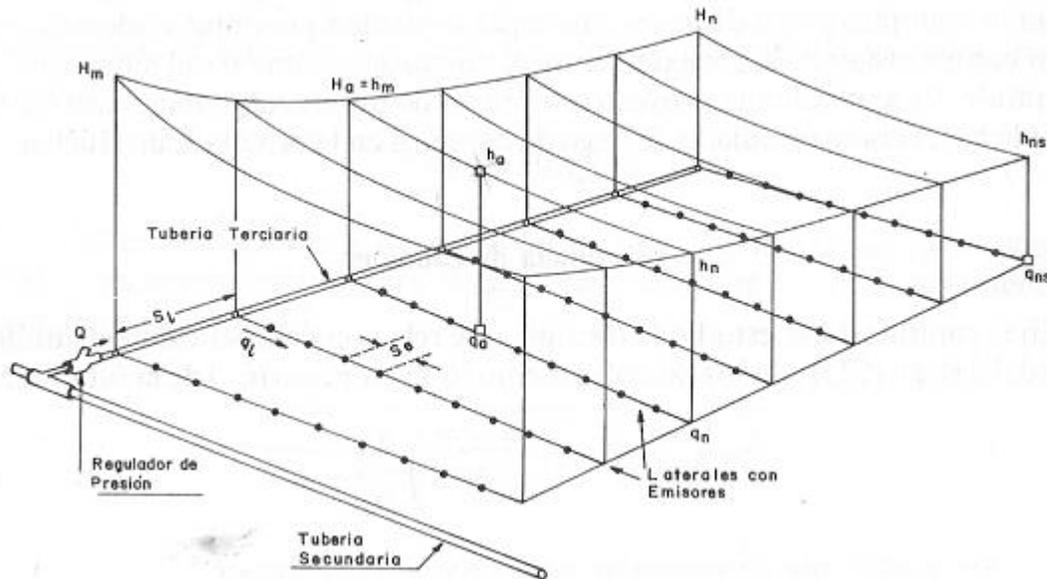


Figura 63. Distribución de presiones en unidad de riego.

la presión de entrada en la subunidad de riego debe ser tal que el emisor que está sometido a menor presión reciba la suficiente para suministrar el caudal adecuado. Para que la presión de entrada en cada subunidad sea similar y no varíe durante el riego.

La determinación de la uniformidad de emisión es importante en el diseño de sistemas de riego por goteo porque es uno de los componentes de la eficiencia de riego, otros componentes son las pérdidas que ocurren durante la operación del sistema. La uniformidad de la emisión depende de la variación de caudales que se presenta en la subunidad como consecuencia de la variación de presiones que se presentan debido a variaciones topográficas y pérdidas de carga en la red de riego.

La aportación de agua por los emisores deberá ser lo más uniforme posible, es decir, todos los emisores deberán aplicar aproximadamente la misma cantidad de agua, por lo que la uniformidad constituye el punto de partida del diseño hidráulico de cualquier instalación de riego localizado.

Para lograr una buena uniformidad es necesario obtener dos condiciones de diseño:

- Que todos los emisores de la instalación sean de buena calidad, garantizados por el fabricante y que cumplan las normas de calidad.
- Que la presión del agua en todos los emisores sea lo más parecida posible, para lo que habrá que dimensionar la red correctamente.

Esta segunda condición es la más complicada de conseguir. Para conseguir que la presión del agua en todos los emisores sea lo más parecida posible hay que aplicar un criterio de cálculo llamado Criterio de Christiansen también llamado genéricamente Criterio Hidráulico.

Cálculo hidráulico.



El Criterio Hidráulico empleado dice que en una subunidad de riego se admite una variación máxima de caudal entre los distintos emisores del 10% del caudal medio. Con esta condición, las variaciones admisibles de presión vienen dadas por la fórmula:

$$dH = \frac{0.1}{x} \cdot H$$

Donde:

dH : Variación máxima de la presión.

H : Presión de trabajo del emisor.

x : Exponente de descarga del emisor.

Esta expresión representa la máxima variación de presión que puede existir entre dos emisores cualesquiera de la subunidad, y viene definida por las pérdidas de carga de las tuberías y por las diferencias de cotas.

Cuando el exponente de descarga, $x = 1$, las variaciones máximas de la presión deben ser pequeñas, lo que obliga a unas líneas cortas de laterales en cada subunidad o a un gran diámetro de las mismas; y cuando $x = 0.5$, las variaciones de presión en los goteros pueden ser de mayor magnitud, lo que permite una mayor longitud y un menor diámetro de los laterales.

La pérdida de carga admisible en la subunidad, ΔH_s , viene determinada por la máxima diferencia de presión y por la diferencia de cotas. Si llamamos Z_L al desnivel de la tubería lateral y Z_T al desnivel de la tubería terciaria, la pérdida de carga admisible en la subunidad correspondería a:

$$\Delta H_s = \frac{\Delta P_s}{\gamma} \pm Z_L \pm Z_T$$

Donde:

(+) : desnivel ascendente.

(-) : desnivel descendente.

Este valor admisible de las pérdidas de carga debe ser, como máximo, igual a las pérdidas de carga que se producen en el lateral:

$$h_r = J \cdot F \cdot L_f$$

Donde:

h_r : Pérdidas de carga en lateral, mca.

J : Pérdidas de carga unitaria, mca/m lineal.



F : Factor de Christiansen.

L_f : Longitud ficticia, m.

Las aplicaciones de estas fórmulas permiten calcular las presiones al inicio (h_m) y presión mínima alcanzada (h_n) de la lateral, y comprobar si se sitúan dentro del rango de compensación del emisor. Se pueden presentar varios casos según la pendiente del terreno.

Se ha comprobado que el costo mínimo de la instalación ocurre cuando el 55 % de las pérdidas admisibles en la subunidad se producen en los laterales, mientras que el 45 % restante se produce en las tuberías terciarias, criterio de Karmelli y Keller (1975), sin embargo, este criterio no permite optimizar los diámetros, pues experimentalmente se puede comprobar que las soluciones más económicas que cumplan todos los requerimientos de diseño incrementan el porcentaje de carga que se producen en los laterales.

Montalvo y Arbiza, (1990) propusieron una expresión para determinar el reparto óptimo, R , en función de la separación en laterales, s , y el coeficiente de forma de la subunidad, CF , definido como la relación entre las longitudes del lateral, L_L , y la terciaria, L_T .

$$CF = \frac{L_L}{L_T}$$

Esta expresión recoge la longitud total del lateral y de la terciaria en la subunidad, independientemente de la situación del punto de alimentación.

El reparto óptimo, R , se define como la relación entre las pérdidas en el lateral y en el total de la subunidad.

$$R = \frac{\Delta H_L}{\Delta H_S}$$

Dependiendo del tipo de subunidad se proponen dos fórmulas:

- laterales alimentados por un extremo:

$$R = \frac{\Delta H_L}{\Delta H_S} = \frac{0.842 \cdot CF^{0.1577}}{s^{0.060}}$$

- laterales alimentados por el punto medio:

$$R = \frac{\Delta H_L}{\Delta H_S} = \frac{0.776 \cdot CF^{0.1402}}{s^{0.054}}$$

Cálculo de tuberías terciarias.

Las pérdidas de carga producidas en un lateral son menores del 55 % de las producidas en la subunidad, debido a que se toma un diámetro comercial que, por lo general, tiene una pérdida de



carga inferior a la admitida. Por tanto, la pérdida de carga admisible en la terciaria será igual a la pérdida admisible en la subunidad menos la pérdida real producida en un lateral, y viene dada por la fórmula:

$$h_{r \text{ admisible terciaria}} \leq dH - h_{r \text{ lateral}}$$

Este valor admisible de la pérdida de carga debe ser, como máximo, igual a la pérdida de carga que se produce en la terciaria.

$$h_{r \text{ terciaria}} = J \cdot F \cdot L_f$$

Donde:

h_r : Pérdidas de carga en lateral, mca.

J : Pérdidas de carga unitaria, mca/m lineal.

F : Factor de Christiansen.

L_f : Longitud ficticia, m.

Cálculo de tubería secundaria.

Las tuberías secundarias son aquellas de las que derivan las terciarias. Conociendo los caudales y fijando la velocidad se calcula el diámetro con ayuda del nomograma correspondiente.

Presión en el origen del cabezal.

La presión en los emisores de riego localizado para un funcionamiento adecuado está en torno a 1 kg/cm² (o entre 0.5 y 3 kg/cm² si los emisores son autocompensantes). Así, la presión necesaria a la salida del cabezal de riego deberá ser la que requieren los emisores más las pérdidas de carga producidas en el paso del agua por las conducciones (tuberías y piezas especiales). Para determinar la presión necesaria al principio de la instalación hay que considerar las pérdidas producidas en el propio cabezal de riego, ocasionadas por los elementos que la componen (filtros, válvulas, contadores, etc.)

Las casas fabricantes deben suministrar los datos correspondientes, a esos elementos. Si no se dispone de estos datos, a efectos de diseño pueden servir los valores que se muestran a continuación:



Elemento del cabezal	Pérdida de carga (m)
Hidrociclón	3-5
Filtro de arena	3-5
Filtro de malla	1-3
Filtro anillas	1-3
Tanque de fertilización	1-4
Inyector hidráulico	4-5
Inyector venturi	5-20
Regulador de presión	4-6
Válvula	1-3

Tabla 41. Pérdida de carga producida por elementos de cabezal de riego.

Presión necesaria del grupo de bombeo.

La presión necesaria del grupo de bombeo, también llamada altura manométrica total o altura total de elevación, la podemos obtener aplicando la siguiente expresión:

$$H_m = H_0 + h_r \text{ impulsión} \pm \Delta Z$$

Donde:

H_m : Altura manométrica total.

H_0 : altura de presión a la entrada del cabezal.

$h_r \text{ impulsión}$: Pérdida de carga de la conducción desde la bomba hasta el cabezal.

ΔZ : diferencia de cota entre el nivel del agua y el cabezal.

Como normal general no conviene sobrepasar la velocidad de 3m/s. En ramales portaemisores, portalaterales y, en general, en las conducciones que tienen muchas salidas conviene una velocidad de alrededor de 1 m/s. En el resto de las tuberías de riego se puede mantener una velocidad de alrededor de 1.5 - 2 m/s.

En las tuberías de impulsión no se debe sobrepasar los 2 m/s, siendo aconsejable un intervalo de 0.8 a 1.5 m/s, que es lo correspondiente al mínimo coste.

La velocidad mínima se sitúa alrededor de 0.5 m/s; si el agua lleva partículas en suspensión no se debe bajar de 0.6 m/s.



4.3 Riego por aspersión.

El riego por aspersión¹⁰⁵ es un método presurizado de aplicación del agua, en donde el chorro es pulverizado, cayendo el agua al suelo en forma de pequeñas gotas, simulando una lluvia por medio de unos aparatos de aspersión alimentados por agua a presión. Estos aparatos deberán asegurar el reparto uniforme sobre la superficie que se pretende regar.

El riego por aspersión puede realizarse de dos maneras:

- Riego individual, basado en el aprovechamiento individual de una fuente de suministro de agua.
- Riego colectivo, en donde se proporciona agua a presión en unas tomas, hidrantes o bocas de riego situadas en las distintas unidades de explotación.

Hay dos modalidades de utilización de estas tomas: *por turno* (cada toma se puede utilizar durante periodos previstos con antelación), y la *a la demanda* (cada toma se puede utilizar en cualquier momento).

Una instalación de riego por aspersión consta, esencialmente, de los siguientes elementos:

- Un equipo de bombeo encargado de proporcionar el agua a presión. Este equipo puede variar desde un simple grupo motobomba para pequeñas explotaciones, hasta una complicada instalación de gran potencia para grandes extensiones.
- Una red de tuberías principales que llevan el agua hasta los hidrantes, que son las tomas de agua en la parcela. Estas tomas presentan una gran variedad de dispositivos, que abarcan desde una simple llave de paso (apertura y cierre) hasta los más complejos accesorios de riego, tales como: limitador de caudal (evita paso de caudal superior al previsto), regulador de presión (mantiene constante a la salida de la bomba), medidor volumétrico, etc.
- Una red de tuberías de distribución para conducir el agua por la parcela que se pretende regar. Hay que distinguir entre los ramales de alimentación, que distribuyen el agua por la parcela y los ramales laterales, que derivan de los anteriores y conducen el agua hasta los dispositivos de aspersión.
- Dispositivos de aspersión, que son los elementos encargados de repartir el agua en forma de lluvia.

Las principales características operativas de este método son:

- La velocidad de aplicación del agua debe ser menor que la velocidad de infiltración básica.
- En los laterales, las pérdidas de carga deben ser inferiores al 20%.
- En la línea principal, la pérdida de carga debe ser inferior al 15%.
- Los laterales debieran ir en el sentido de la pendiente para ahorrar energía.

¹⁰⁵ *Irrigación y Drenaje*, M.C Jesús Enrique López Avendaño, Universidad Autónoma de Sinaloa. 2004



La decisión de usar este método implicará una serie de ventajas y desventajas, respecto de otros métodos de riego, estas pueden resumirse en las siguientes:

Ventajas:

- Se adapta a todo tipo de superficies y topografías.
- Es posible regular la tasa de aplicación de agua en el suelo.
- El sistema es de fácil operación.
- Tiene una alta eficiencia de riego.
- Es posible aplicar agroquímicos por la línea de riego.
- Se puede regular fácilmente el caudal aplicado.
- El sistema puede ser automatizado.

Desventajas

- El sistema requiere estar presurizado para funcionar, lo cual implica el consumo de energía.
- El costo de tubería y accesorios.
- Las zonas con vientos fuertes disminuyen la eficiencia del riego.
- Se reduce la eficiencia de riego en los extremos de los terrenos, esto se agrava en terrenos muy irregulares.
- Se incrementan los riesgos fitosanitarios¹⁰⁶.
- Si el agua es de mala calidad, al quedar ésta sobre el follaje o tallos y evaporarse, deja en la superficie de la planta sales u otras sustancias que pueden ser tóxicas, tanto para la planta o para los animales, en caso de que el cultivo sea un forraje.
- Cuando la textura del suelo es predominantemente arcillosa o limosa, puede haber problemas por sellamiento superficial del suelo, disminuyendo la infiltración del agua.

Red de distribución.

Las parcelas de riego¹⁰⁷ suelen dividirse, según su forma y tamaño, en una o varias unidades de riego, denominándose así aquellas zonas que se riegan de una sola vez. A su vez, las unidades de riego se pueden dividir en varias subunidades de forma que se faciliten las operaciones de riego y el control del sistema.

La red de distribución es el conjunto de tuberías que llevan el agua desde la toma de agua en la parcela hasta los aspersores situados las distintas unidades y subunidades de riego. Está formada por la red principal o de alimentación, que distribuye el agua por la parcela y los ramales de

¹⁰⁶ Los productos fitosanitarios son aquellos que se utilizan para combatir a los agentes que pueden enfermar a las plantas. Los insecticidas, los bactericidas, los fungicidas y los plaguicidas en general forman parte de este conjunto.

¹⁰⁷ *Manual de riego para agricultores, Módulo 3, Riego por aspersión*, Rafael Fernández Gómez/ Consejería de Agricultura y Pesca, Junta de Andalucía, Sevilla España, 2010.



aspersión, que derivan de los anteriores y conducen el agua hasta los aspersores.

Tipos de riego por aspersión.

Los sistemas de riego por aspersión¹⁰⁸ pueden agruparse en dos grandes familias, los estacionarios, que permanecen fijos mientras se riegan; y los de desplazamiento continuo mientras realizan la aplicación del agua.

Clasificación de los Sistemas de Riego por Aspersión		
<i>Sistema de riego</i>	<i>Tipo</i>	<i>Subtipo de Sistema</i>
Estacionarios	Móviles semifijos	Tubería móvil (manual o motorizada)
	Fijos	Tubería fija
		Permanente (enterrada)
Temporales (aérea)		
Desplazamiento continuo	Ramales desplazables	Pivote
	Aspersor gigante	Avance Frontal
		Ala sobre carro
cañón viajero		

Tabla 42. Clasificación de sistemas de riego por aspersión.

Los sistemas fijos permanentes mantienen todos sus elementos fijos durante su vida útil, por lo que todas las tuberías deben estar enterradas; mientras que los fijos temporales hay que montarlos al principio del ciclo de producción y retirarlos al final, lo que condiciona a que los ramales y sus tuberías de alimentación tengan que estar en la superficie del suelo.

En los sistemas fijos aéreos el diseño se realiza considerando unidades de riego fijas controlados por válvulas de seccionamiento al igual que en sistemas de riego por goteo.

Los sistemas semifijos constan de una tubería principal que generalmente va enterrada por el centro de la parcela y que dispone de un conjunto de hidrantes donde se conectan los ramales porta aspersores móviles. Los aspersores se colocan sobre un trineo o patín que va unido a la tubería.

¹⁰⁸ *Riego por Aspersión y localizado*, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, SEMARNAT, SAGARPA, 2010.



Figura 64. Sistema de aspersión fijo¹⁰⁹.

En sistemas de riego semifijos y portátiles, las unidades de riego son móviles en donde los laterales permanecen en una determinada posición mientras riegan y después de aplicar la lámina de riego deseada, se trasladan a otra posición ya sea manual o mecánicamente, regando una o varias franjas rectangulares de terreno en cada posición. La válvula de conexión es fija o semifija y corresponde a un hidrante de acoplamiento rápido.



Figura 65. Sistema de aspersión semifijo portátil¹¹⁰.

Los sistemas de riego de movimiento continuo pueden agruparse en dos grupos, con desplazamiento de un aspersor de gran tamaño (cañón) y con el desplazamiento de ramales de riego (pivote y avance frontal). Los primeros riegan normalmente un sector circular, hacia atrás para no apoyarse en suelo mojado y su principal característica es su movilidad. Son adecuados donde se necesitan riegos de apoyo, mojan bandas de hasta 30 m de anchura; su principal inconveniente son sus elevadas presiones y el gran tamaño de la gota (puede erosionar el suelo y dañar la planta), y son más afectados por el viento.

Los cañones viajeros son básicamente carros que sustentan un cañón y arrastran una manguera flexible conectada a un hidrante, moviéndose con un cable firmemente anclado en el otro extremo de la parcela. El cañón se coloca en un extremo de la parcela y la manguera se extiende, con ayuda de un tractor, hasta conectarse al hidrante. El carro se mueve al irse enrollando el cable

¹⁰⁹ http://ocwus.us.es/ingenieria-agroforestal/hidraulica-y-riegos/temario/Tema%209.%20Riego%20por%20aspersion/page_08.htm

¹¹⁰ <http://www.tecnoriegosdeltropico.com/aspersion-fija-y-portatil/>

guía en un pequeño tambor accionado por un motor hidráulico, de émbolo o de turbina, por el que pasa parte del caudal que recibe el cañón.



Figura 66. Sistema de aspersión cañon viajero¹¹¹.

La máquina de riego por pivote de avance central, es una tubería regante con aspersores, que se mueve en círculo alrededor de un punto fijo o pivote donde tiene la entrada del agua. La tubería es soportada por torres metálicas (ala de riego), movidas con dos ruedas instaladas en su base y autopropulsadas mediante un motor eléctrico o hidráulico. La línea regante se alinea por medio de un sistema de control que regula el avance de cada torre, si la alineación falla debido a la obstrucción de una rueda, el sistema suspende su funcionamiento.



Figura 67. Sistema de aspersión por pivote central¹¹².

El pivote tiene algunas ventajas con respecto al lateral de avance frontal, como la toma de agua y energía fijas, que minimizan la intervención del regante. Sus principales desventajas son la mayor presión de funcionamiento, el elevado gasto en el extremo y la superficie que deja de regar (21% en el caso de parcelas cuadradas y 1% del círculo regado por el área que ocupan las huellas).

El avance frontal comparado con el pivote, tiene una pluviosidad¹¹³ constante e inferior a la que el pivote tiene en su extremo, el área regada en parcelas cuadradas o rectangulares es del 95%. Como desventaja tiene una mayor dificultad de instalación y funcionamiento al ser móviles la toma de agua y energía, careciendo de puntos fijos que faciliten su alineamiento; y dificultades en el manejo.

¹¹¹ http://irrigationsystemsco.com/wp-content/uploads/2011/09/IMG_1516.jpg?v=0b98720dcb2c

¹¹² <http://opdelcamposa.com/hydro/productos-hydro/sistemas-de-riego/sistemas-de-riego-mecanizado-lateral-de-avance-frontal/>

¹¹³ Cantidad de lluvia que cae en un lugar y un periodo determinado.



En la elección del sistema se debe tener en cuenta las tendencias (fácil manejo y automatización), el tamaño de parcela (parcelas pequeñas e irregulares se adaptan mejor a los sistemas fijos), disponibilidad de mano de obra (semifijos de tubería móvil), la inversión para su adquisición y operación.

Aspersores.

Los aspersores son los elementos de la instalación de riego por aspersión encargados de distribuir el agua en forma de lluvia sobre la superficie del suelo. Son elementos provistos de una o más boquillas montadas sobre un cuerpo central, por las que sale el agua a presión. El movimiento giratorio del aspersor es provocado por la presión del agua que, al salir, se dispersa en forma de gotas mojando una superficie más o menos circular, cuyo alcance depende de la presión del agua y del tipo de aspersor.

La distribución del agua sobre la superficie regada por un aspersor no es uniforme, por lo que para conseguir la mayor uniformidad posible han de disponerse los aspersores lo suficientemente próximos entre sí de tal forma que se produzca un solape entre ellos

Tipos de aspersores

En general, los diferentes tipos de aspersores pueden agruparse atendiendo a distintos aspectos: Según el mecanismo de giro se clasifican en:

- **Aspersores de impacto:** Son los más utilizados en agricultura. El giro se consigue mediante el impulso del chorro del agua sobre un brazo oscilante que se desplaza y vuelve a su posición inicial gracias a un muelle recuperador. Cuando el brazo vuelve a su posición original, golpea el cuerpo del aspersor provocando un ligero giro del mismo. La velocidad de giro es relativamente pequeña, por lo que se les considera aspersores de giro lento. Los aspersores de impacto pueden disponer de una o varias boquillas, una de las cuales, denominada boquilla motriz produce el chorro que impacta sobre el brazo móvil. El material utilizado en su construcción es latón o bronce, aunque también se fabrican de plástico de alta resistencia al desgaste por rozamiento.
- **Aspersores de turbina o engranaje:** Su giro es continuo empleando la presión del agua a su paso por un mecanismo de engranajes que va unido al cuerpo del aspersor. En general son aspersores de gran tamaño que trabajan con altas presiones y suministran caudales elevados. Su uso está bastante limitado en agricultura.
- **Aspersores rotativos o de reacción:** Poseen una o varias boquillas orientadas de forma que la reacción al cambio de dirección del movimiento del agua produce la rotación del aspersor. Su uso es muy frecuente en jardinería, horticultura, viveros, etc. pero no son utilizados en agricultura extensiva.

Según el área mojada se clasifican en:

- **Aspersores circulares:** Son aquellos que mojan una superficie de terreno de forma circular. son de este tipo los que se colocan en el interior de la parcela a regar.



- **Aspersores sectoriales:** Son aquellos que tienen la opción de girar sólo en un sector circular en lugar de realizar el círculo completo. Están indicados especialmente en los bordes de las parcelas donde es preciso regar esquinas y laterales.

Según la presión de trabajo se clasifican en:

- **De baja presión:** Los más usuales son los de impacto, que suelen trabajar a presiones menores de 2.5 kg/cm². Por lo general tienen una sola boquilla de un diámetro de salida inferior a 4 milímetros, y generan un caudal inferior a 1,000 litros/hora.
- **De mediana presión:** Son aspersores que trabajan a una presión comprendida entre 2.5 y 4 kg/cm². Suelen llevar una o dos boquillas con un diámetro comprendido entre 4 y 7 milímetros, pudiendo suministrar caudales entre 1,000 y 6,000 litros/hora. Suelen utilizarse en marcos desde 12 x 12 metros a 24 x 24 metros, lo que indica que el alcance del aspersor puede variar de 12 a 24 metros.
- **De alta presión:** Son aspersores cuya presión de funcionamiento es superior a los 4 kg/cm². Suelen ser de gran tamaño, más conocidos como “cañones”, y pueden tener una, dos o tres boquillas. El caudal del aspersor puede variar entre 6,000 y 40,000 litros/hora, aunque los grandes cañones pueden llegar a los 200,000 litros/hora (200 metros cúbicos/hora).

Características de funcionamiento.

Las características más importantes del funcionamiento del sistema son las siguientes:

Marco de riego.

El marco de riego corresponde a la distancia que existe, por un lado, entre dos líneas regadoras contiguas y, por otro, entre dos aspersores contiguos de la misma ala. Las disposiciones que pueden adoptar los aspersores son:

- **Disposición en cuadro.** Los aspersores ocupan los vértices de un cuadro, siendo la distancia entre regaderas igual a la separación entre los aspersores dentro de la misma línea, los más utilizados son: 12 x 12 m, y 18 x 18 m.
- **Disposición en rectángulo.** Los aspersores ocupan los vértices de un rectángulo, debido a que la separación de los aspersores es distinta que la separación de las líneas regadoras, los más utilizados son: 12 x 15m, 12 x 18m, y 15 x 18m.
- **Disposición en triángulo.** Los aspersores ocupan los vértices de una red de triángulos equiláteros. La disposición en triángulo ofrece mejores condiciones, ya que para una misma superficie se precisa menor número de aspersores que en una disposición en cuadrado; los más utilizados son: 18 x 15m, y 21 x 18m.

Distribución del agua.

La distribución en el suelo del agua aplicada por cada aspersor no es uniforme, sino que varía a lo largo del radio de alcance del aspersor. Por lo general, la zona próxima al aspersor recibe más



agua, decreciendo conforme aumenta la distancia al aspersor. Para lograr una mayor uniformidad de reparto en el sistema es preciso traslapar una parte de las áreas regadas por aspersores consecutivos.

En cuanto a la separación de aspersores con relación al radio de alcance del chorro y dado que cada modelo de aspersor tiene un comportamiento distinto, para diseñar correctamente el marco de riego es necesario que el fabricante suministre los datos de comportamiento real. A falta de datos se pueden utilizar las siguientes recomendaciones:

- En marcos cuadrado y triangular: 60% del diámetro mojado.
- En marco rectangular: 75% (en separación de líneas regadoras) y 40% (en separación de aspersores dentro de la misma línea) del diámetro mojado.

Estos datos se refieren a la velocidad de viento inferior a 2 m/seg. Deben reducirse proporcionalmente hasta un 25% a medida que la velocidad del viento se incrementa hasta 10 m/seg.

Caudal.

El caudal emitido por un aspersor está relacionado con el diámetro de sus boquillas y con la presión que existe entre ellas. Viene dado por su curva característica o ecuación de descarga:

$$q = k \cdot H^x$$

Donde:

q : Caudal emitido, en litros/hora.

h : Presión en las boquillas, en mca.

K y x : Constantes características del aspersor.

Pluviometría.

La pluviometría media del sistema es la cantidad de agua que descarga un aspersor sobre la superficie que teóricamente le corresponde regar, suponiendo que esa cantidad se repartiera de modo uniforme. Viene dada por:

$$P = \frac{q}{S}$$

Donde:

P : Pluviometría, en mm/hora (o en litros/m² y por hora).

q : Caudal del aspersor, en litros/hora.

S : Superficie regada por aspersor, en m².



La pluviometría debe ser inferior a la velocidad de infiltración básica, con el fin de evitar encharcamientos o escurrimientos. La pluviometría máxima admisible varía en función de la textura del suelo, de la pendiente del terreno y de la cobertura vegetal.

Pulverización.

El grado de pulverización varía con arreglo a los siguientes factores:

- Las gotas son de mayor tamaño a medida que aumenta su separación del aspersor.
- El tamaño de las gotas aumenta, a igualdad de otras circunstancias, cuando se incrementa el diámetro de la boquilla.
- El tamaño de las gotas aumenta a medida que disminuye la presión de funcionamiento.

Las gotas gruesas pueden producir daños, por efecto del choque, en algunos cultivos delicados. Por otra parte, las gotas gruesas producen compactación en la capa superficial de los suelos de textura fina, lo que reduce la velocidad de infiltración, con el consiguiente riesgo de erosión o encharcamiento. En el extremo opuesto, una lluvia demasiado fina es más fácilmente arrastrada por el viento y se producen pérdidas importantes por evaporación.

Diseño agronómico.

El diseño agronómico tiene por finalidad garantizar que la instalación sea capaz de suministrar la cantidad suficiente de agua, con un control efectivo de las sales y una buena eficiencia en la aplicación del agua. Se desarrolla en dos fases:

- Cálculo de las necesidades de agua del cultivo.
- Determinación de los parámetros de riego: dosis, frecuencia e intervalo entre riegos, caudal necesario, duración del riego, número de aspersores y disposición de los mismos.

Diseño hidráulico.

El diseño hidráulico tiene como finalidad el cálculo de las dimensiones de la red de distribución y del óptimo trazado de la misma.

Los ramales laterales, porta emisores o líneas de riego son los que distribuyen el agua al cultivo por medio de los aspersores acoplados a ellos. Las tuberías porta laterales o de alimentación son aquellos de donde derivan los laterales. Tanto en laterales como en porta laterales se da el caso de una conducción con salidas múltiples distribuidas a lo largo de ella, uniformemente espaciadas y por las que descarga el mismo caudal.

$$Q = n \cdot q$$

Donde:

Q : Caudal del ramal.

n : Número de salida.



q : Caudal de cada salida.

Al principio de la tubería con salidas múltiples (en su conexión con la tubería de alimentación), el caudal es Q . A medida que avanza en la tubería, las pérdidas de carga por fricción son menores que las que ocurrirían en una tubería de igual diámetro y longitud, pero sin salidas intermedias. Christiansen ideó un método basado en calcular la pérdida en una tubería de igual longitud, diámetro y rugosidad, sin salidas intermedias, por la que circula el caudal Q . Posteriormente se multiplica por el coeficiente reductor F (factor de Christiansen) para las pérdidas en ambos casos sean equivalentes.

Cálculo de laterales.

El cálculo del diámetro de un ramal lateral se basa en la uniformidad conseguida en la descarga del agua por los aspersores del ramal. Como norma se establece que la diferencia máxima del caudal descargado por dos aspersores cualesquiera del mismo ramal sea inferior al 10% del caudal nominal. Se demuestra que en riego por aspersión una variación del 10% del caudal representa una variación del 20% en la presión de entrada del emisor. Por tanto, la diferencia en la presión de entrada entre dos aspersores cualesquiera del ramal debe ser inferior al 20% de la presión nominal del aspersor, en caso de ramales horizontales.

En un lateral, aparte de las pérdidas por fricción, se producen unas pérdidas singulares (en los acoplamientos de los tubos, en la conexión de los emisores, etc.). Estas pérdidas representan del 5% al 15% de las pérdidas por fricción, por lo que la pérdida de carga total podría ser:

$$h = 1.10 hf$$

siendo h y hf , respectivamente, la pérdida total y las pérdidas por fricción.

También se puede considerar que la pérdida total es la de una tubería semejante de igual diámetro, pero con una longitud ficticia (L_f) cuyo valor es iguala 1.10 de su longitud real (L)

$$L_f = 1.10 L$$

Hay que tener en cuenta que la fórmula de Scobey y los nomogramas y tablas derivados de ella incluyen pérdidas singulares.

Las pérdidas de carga que se producen en la lateral son:

$$h = J \cdot F \cdot L_f$$

Donde:

h : Pérdida de carga en la lateral, en mca.

J : Pérdida de carga unitaria, en mca/m lineal.

F : Factor de Christiansen.



LF: Longitud ficticia, en m.

Estas pérdidas de carga deben ser, como máximo, las admisibles, es decir, inferiores al 20% de la presión nominal del aspersor.

Cálculo de tuberías secundarias y principales.

El cálculo de las tuberías secundarias y principales se hace en cada caso con arreglo al diseño de la instalación. Las pérdidas de carga se pueden calcular por tramos sucesivos de caudal constante, o aplicando el coeficiente de Christiansen para tuberías con salidas uniformemente espaciadas por las que descarga un caudal constante.

Uniformidad de distribución.

La uniformidad de distribución del agua en la superficie del suelo depende, fundamentalmente, de los siguientes factores.

- Del modo de reparto del agua por el aspersor, que depende, a su vez: del diseño del aspersor, de la presión de trabajo y del número y tipo de boquillas.
- De la disposición de los aspersores (marco de riego).
- De la intensidad del viento dominante durante la aplicación del agua. El tamaño de las gotas juega un papel fundamental en las pérdidas causadas por evaporación, mientras que la longitud y altura de la trayectoria del chorro influyen en el arrastre del agua por el viento.

Para valorar la uniformidad del reparto de agua se utiliza generalmente el coeficiente de uniformidad de Christiansen, que viene dado por:

$$CU = 1 - \frac{\sum |d|}{M \times n}$$

Donde:

CU: Coeficiente de uniformidad, en tanto por uno.

M: Precipitación media en los puntos de control.

n: Número de puntos de control.

$\sum |d|$: Suma de las desviaciones (en valor absoluto) en los puntos de control, con respecto a *M*.

Con un *CU* elevado se obtiene mayor uniformidad en la distribución y, en consecuencia, una mayor eficiencia de riego y un incremento de la producción, pero se requiere un equipo más costoso. El objetivo primordial del riego es obtener el máximo beneficio; pero puede ocurrir que los valores elevados de uniformidad y eficiencia no coincidan con el mayor beneficio, debido al incremento del costo de instalación.



Elección de la instalación de riego.

Para la elección de la instalación de riego hay que tener en cuenta una serie de factores:

Factores climáticos.

Viento: El viento distorsiona el modelo de reparto de los aspersores. La magnitud de esta distorsión depende de la velocidad del viento (a mayor velocidad, mayor distorsión) y del tamaño de las gotas (a menor tamaño mayor distorsión) Para minimizar los efectos de distorsión, es aconsejable regar en las horas de viento menos intensos (generalmente de noche) o cuando la velocidad de éste es inferior a 2 m/segundo.

Temperatura: Las temperaturas altas acentúan las pérdidas por evaporación, especialmente si la lluvia es muy pulverizada, por lo que es conveniente utilizar aspersores de baja o mediana presión con boquillas de mayor diámetro.

Factores agronómicos.

Topografía: Cuando la topografía es accidentada no es aconsejable utilizar aspersores de baja presión, con los cuales es difícil cumplir que la pérdida de carga entre aspersores de la misma línea de riego sea inferior al 20% de la presión de trabajo.

Suelo: La velocidad de infiltración del agua en el suelo limita la pluviometría. Las gotas gruesas provocan la compactación de determinados suelos, por lo que se aconseja una lluvia fina en aquellos suelos con malas condiciones de estabilidad.

Factores técnicos.

El tipo y el diámetro de las boquillas determina el modelo de reparto del aspersor. Lo más general es que tenga dos boquillas, con funciones diferentes y complementarias: una distribuye el agua en la periferia del círculo mojado, y la otra lo distribuye en la adyacente del aspersor. En el caso de una sola boquilla (por lo general, aspersores de baja presión y pequeño alcance) ésta ha de cumplir las dos misiones.

Cada aspersor se diseña para operar dentro de un rango de presiones, dentro del cual la distribución del agua se acomoda a un modelo de reparto de agua normal. Cuando la presión es inferior, el chorro se fracciona en gotas grandes, y si esa disminución es excesiva la lluvia se concentra en dos círculos concéntricos, uno en la zona adyacente al aspersor, y otra en la periferia del diámetro mojado. En cambio, cuando la presión es excesiva se produce una gran pulverización, lo que provoca una disminución del alcance del chorro y un exceso de precipitación en la zona circundante al aspersor.

4.4 Propuesta solución.

Datos previos.

El diseño de cálculo de los diámetros adecuados se realiza mediante tanteo, comprobando si los diámetros disponibles en el mercado, se ajustan o no a las condiciones previamente fijadas. Los datos de partida son la longitud, el número de emisores por planta, su separación y el caudal nominal del emisor.

De las tuberías existentes en el mercado, se propone utilizar la tubería de pared delgada marca AZUD SPRINT que tiene disponibilidad de entrega en la zona de proyecto y con las siguientes características:

Seasonal Dripline Tubería estacional		AZUD SPRINT							
		160				220			
		0.7L	1L	1.6L	2.1L	0.7L	1L	1.6L	2.1L
Nominal Flow Caudal nominal	l/h - 1 bar gph - 14.5 psi	0.70 0.18	1 0.26	1.6 0.42	2.1 0.55	0.70 0.18	1 0.26	1.6 0.42	2.1 0.55
Flow Caudal	l/h - 0.7 bar gph - 10 psi	0.57 0.15	0.8 0.22	1.3 0.35	1.77 0.47	0.57 0.15	0.8 0.22	1.3 0.35	1.77 0.47
Inner Diameter Diámetro interior	mm "	16 0.63				22.2 0.88			

Figura 68. Caudal nominal y diámetro interior cinta de riego.



AZUD SPRINT		Flow / Caudal							
Pressure Presión	bar psi	0.7L		1L		1.6L		2.1L	
		l/h	gph	l/h	gph	l/h	gph	l/h	gph
0.50	7.25	0.51	0.13	0.70	0.18	1.10	0.30	1.50	0.40
0.75	10.88	0.61	0.16	0.90	0.24	1.40	0.37	1.83	0.48
1.00	14.50	0.70	0.18	1.00	0.26	1.60	0.42	2.10	0.55
1.25	18.13	0.78	0.21	1.10	0.29	1.80	0.50	2.34	0.62

Figura 69. Presión/Caudal cinta de riego.



Models Modelos	Discharge Equation / Ecuación característica AZUD SPRINT $q = K \cdot h^X$
	q (l/h) - h (mca)
AZUD SPRINT 0.7L	$q = 0.24 \cdot h^{0.47}$
AZUD SPRINT 1L	$q = 0.35 \cdot h^{0.45}$
AZUD SPRINT 1.6L	$q = 0.49 \cdot h^{0.51}$
AZUD SPRINT 2.1L	$q = 0.70 \cdot h^{0.48}$

Figura 70. Ecuación característica cinta de riego.

Datos del emisor:

- Caudal nominal: 2 l/h
- Presión nominal: 10 mca.
- Expediente de descarga: $x = 0.48$
- Coeficiente de variación: $0.03 = 3\%$

Datos de proyecto:

- Superficie a regar: 5.02 ha.
- Desnivel máximo: 0.0 %
- Textura: Franco limoso
- Marco de plantación: 2 x 2
- Cultivo: Papaya Maradol
- Agua procedente de canal de riego
- Horas de riego al día: 16 horas

Para dimensionar la tubería principal se propone utilizar manguera plana llamada LAY FLAT de alta resistencia la cual se utiliza en sustitución de tuberías de PVC o metálicas debido a las siguientes características:

- Debido a su flexibilidad y su material resistente a la fricción, puede ser colocada a la intemperie sin riesgos de ruptura si llega a ser golpeada o aplastada.
- Son más ligeras y flexibles, por lo que se pueden enrollar fácilmente y cambiarse de posición.
- Están elaboradas a base de plásticos anti-corrosivos de alto calibre con protección UV, por lo que resisten al contacto de la mayoría de los agentes químicos.
- Se pueden manejar, transportar y almacenar de una manera mucho más fácil y económica que las tuberías rígidas.
- Debido a que vienen enrolladas, una sola manguera puede ser más larga que cualquier tubería y sin necesidad de utilizar uniones.



Figura 71. Manguera plana tipo LayFlat.

Diseño de subunidades de riego.

Para el diseño de las subunidades se combinarán el diseño hidráulico (obtención de caudales en laterales y terciarias, dimensionado de tuberías y determinación de presiones en laterales y terciarias), con la distribución en planta de la red.

Cálculo de la subunidad del sector 1.

Se diseña abasteciendo laterales y terciara por su punto medio, al considerar desnivel propuesto, los ramales portagoteros se dispondrán de la siguiente forma:

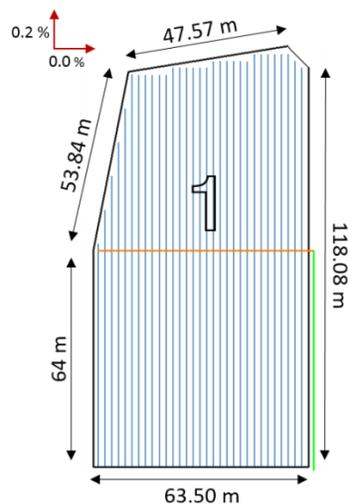


Figura 72. Subunidad de riego 1.

Variación de presiones en la subunidad.

La pérdida de carga admisible en la subunidad, ΔH_s , viene determinada por:

$$\frac{\Delta P_s}{\gamma} = \frac{0.1}{x} \cdot h_a = \frac{0.1}{0.48} \cdot 10 = 2.08 \text{ mca}$$



$$Z_L = 64.0 \cdot \frac{0.2}{100} = 0.128 \approx 0.13 \text{ mca}$$

$$Z_T = 0.0 \text{ mca}$$

$$\Delta H_S = 2.08 + 0.0 - 0.13 = \mathbf{1.95 \text{ mca}}$$

Reparto óptimo de presiones en la subunidad.

El coeficiente de forma tiene el siguiente valor:

$$CF = \frac{L_L}{L_T} = \frac{64.0}{63.5} = 1.007$$

El reparto óptimo de las presiones en la subunidad teniendo en cuenta que los laterales están alimentados por el punto medio:

$$R = \frac{\Delta H_L}{\Delta H_S} = \frac{0.776 \cdot 1.007^{0.1402}}{2^{0.054}} = 0.75$$

Lo cual quiere decir que se puede perder el 75% de carga para los laterales y 25% para la terciaria, a diferencia del 55% - 45% utilizado tradicionalmente utilizando las fórmulas de Keller.

$$\Delta H_L = 0.75 \cdot 1.95 = \mathbf{1.46 \text{ mca}}$$

$$\Delta H_T = 0.25 \cdot 1.95 = \mathbf{0.49 \text{ mca}}$$

Derivado de lo anterior, se puede tener una pérdida de carga máxima de 1.46 mca en la lateral y 0.49 mca en la terciaria.

Pérdidas de carga localizadas.

Para calcular las pérdidas localizadas se adoptará el criterio de Watters y Keller (1978), proponiendo una longitud equivalente de 0.23 metros por emisor:

$$L_e = 0.23 \cdot 87 = 20.01 \approx 20 \text{ metros}$$

Por lo tanto, el cálculo de pérdida de carga incluyendo las pérdidas de carga localizadas corresponden a:

$$L_f = 64.0 + 20.0 = 84.0 \text{ metros}$$

Pérdidas de carga continuas.

Para el cálculo de las pérdidas de carga continuas en la tubería lateral, seguiremos la recomendación de Watters y Keller (1978), para tuberías de plástico (PVC y PE), emplearemos la expresión de Blasius:

$$J = 0.473 \cdot \frac{Q^{1.75}}{D^{4.75}} \cdot L$$



Cálculo de la tubería lateral.

Datos de inicio:

- Longitud de lateral: 64.90 m
- Número de laterales: $32 \times 2 = 64$
- No. de emisores por lateral: $65 / 0.75 = 86.6 \approx 87$ (emisores separados 0.75 m.)
- Caudal nominal de un emisor = 2 l/h, interlínea
- Caudal de un lateral: $2 \text{ l/h} \cdot 87 \text{ goteros} = 174 \text{ l/h}$
- Longitud equivalente de los emisores: 20 m

En nuestro caso tenemos:

- $L = \text{long. Lateral} + \text{long. Equiv.} = 64.0 + 20.0 = 84.0 \text{ m}$
- $F = \text{coeficiente de Christiansen}$

$$F = \begin{cases} S_0 = S \\ \eta = 87 \\ \beta = 1.75 \end{cases} \quad \mathbf{F = 0.369}$$

Proponemos un tanteo con tubería de diámetro exterior de 16 mm y un diámetro interior de 13.6 mm.

$$J = 0.473 \cdot \frac{174^{1.75}}{13.6^{4.75}} = 0.016 = 1.60\%$$

$$h_{r \text{ lateral}} = J \cdot F \cdot L_f \rightarrow h_{r \text{ lateral}} = 0.016 \cdot 0.369 \cdot 84.0 = 0.495 \approx \mathbf{0.50 \text{ mca}}$$

Como $h_r = 0.50 \text{ mca} < \Delta H_L = 1.46 \text{ mca} \Rightarrow$ Adoptamos el diámetro 16 mm en los laterales.

Cálculo de la tubería terciaria.

Datos de inicio:

- Longitud: 63.50 m
- No. de salidas 64
- Caudal tubería terciaria = 64 laterales \cdot 174 litros/lateral = 11,136 l/h
- Separación entre laterales: 2.0 m

Se debe cumplir que valor admisible de la pérdida de carga que se produce en la terciaria sea:

$$h_{r \text{ terciaria}} = J \cdot F \cdot L_f < \Delta h_{r \text{ terciaria}}$$

$$\Delta h_{r \text{ terciaria}} = 0.49 + 0.96 = \mathbf{1.45 \text{ mca}}$$

El valor anterior corresponde a la pérdida de carga no “consumida” en la tubería lateral y que puede ser empleada en el cálculo de la tubería terciaria.

Pérdidas de carga localizadas.



De manera análoga, como sucede con la conexión de los emisores, existen estudios centrados en determinar la longitud equivalente de las pérdidas de carga que representa el punto de conexión de la tubería lateral con la terciaria.

T. Montalvo, adaptando los resultados obtenidos por Howell y Barinas en 1978, determina la longitud equivalente de la conexión lateral-terciaria en función del número de laterales (N) y del caudal en cabeza (Q en l/h), mediante la expresión:

$$L_e = 0.10 \cdot Q_l^{0.30} \cdot N^{0.26}$$

Para el caso de la terciaria del sector 1:

$$L_e = 0.10 \cdot 174^{0.30} \cdot 64^{0.26} = 1.38 \text{ m}$$

La longitud de la tubería terciaria es:

$$L_t = 63.50 + 1.38 = 64.88 \text{ m}$$

F= Coeficiente de Christiansen

$$F = \begin{cases} S_o = S \\ \eta = 64 \\ \beta = 1.75 \end{cases} \quad F = 0.371$$

Proponemos un tanteo con tubería de diámetro exterior de 50 mm y un diámetro interior de 46 mm.

$$J = 0.473 \cdot \frac{11,136^{1.75}}{46^{4.75}} = 0.072 = 7.22\%$$

$$h_{r \text{ terciaria}} = J \cdot F \cdot L_f \rightarrow h_{r \text{ terciaria}} = 0.072 \cdot 0.371 \cdot 64.88 = 1.73 \text{ mca}$$

Como $h_{ter} = 1.73 \text{ mca} > \Delta H_L = 1.45 \text{ mca} \Rightarrow$ No se acepta el diámetro 50 mm.

Realizando un segundo tanteo con diámetro exterior de 63 mm y un diámetro interior de 59 mm.

$$J = 0.473 \cdot \frac{11,136^{1.75}}{59^{4.75}} = 0.022 = 2.22\%$$

$$h_{r \text{ terciaria}} = J \cdot F \cdot L_f \rightarrow h_{r \text{ terciaria}} = 0.022 \cdot 0.371 \cdot 64.88 = 0.53 \text{ mca}$$

Como $h_{ter} = 0.53 \text{ mca} < \Delta H_T = 1.45 \text{ mca} \Rightarrow$ Adoptamos el diámetro 63 mm en la terciaria.

Resumiendo, se tiene:

- Laterales con $\varnothing = 16 \text{ mm} \rightarrow \varnothing \text{ interior} = 13.6 \text{ mm}$
- Terciaria con $\varnothing = 63 \text{ mm} \rightarrow \varnothing \text{ interior} = 59 \text{ mm}$

Estudio de presiones en la subunidad del sector 1.

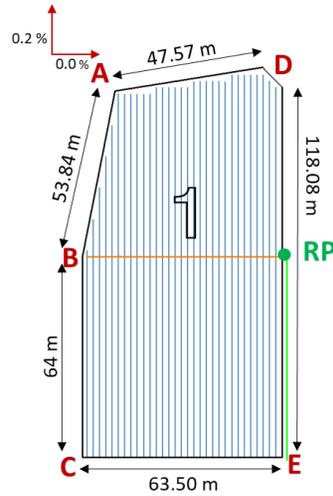


Figura 73. Distribución de presiones en subunidad de riego 1.

El punto más desfavorable en la subunidad, es el punto A ya que es el punto más alejado y con mayor pendiente desde el regulador de presión.

1. Cálculo de la presión en el punto de estudio de presiones en la subunidad.

$$\frac{h_{min}}{h_a} = \left[\frac{CU}{1 - \frac{1.27 \cdot CV}{\sqrt{e}}} \right]^{\frac{1}{x}}$$

Donde:

h_a : presión nominal de gotero = 10 mca

CU: Coeficiente de uniformidad = 0.9 = 90%

CV: Coeficiente de variación = 0.03 = 3.0 %

X: Exponente de descarga = 0.48

e: número de emisores por planta = 2

$$h_{min} = 10 \cdot \left[\frac{0.9}{1 - \frac{1.27 \cdot 0.03}{\sqrt{2}}} \right]^{0.48} = 8.50 \text{ mca} \rightarrow \frac{P_A}{\gamma} = 8.50 \text{ mca}$$

$$- B : \frac{P_B}{\gamma} = \frac{P_A}{\gamma} + Z_{AB} + h_{AB} = 8.50 + 0.2\% \cdot 51.94 + 0.50 = 9.10 \text{ mca}$$



- $C : \frac{P_C}{\gamma} = \frac{P_B}{\gamma} + Z_{BC} - h_{BC} = 9.10 + 0.2\% \cdot 64.0 - 0.50 = \mathbf{8.73 \text{ mca}}$
- $RP : \frac{P_{RP}}{\gamma} = \frac{P_B}{\gamma} + Z_{B,RP} = 9.10 + 0.53 = \mathbf{9.63 \text{ mca}}$
- $D : \frac{P_D}{\gamma} = \frac{P_{RP}}{\gamma} + Z_{RP,D} + h_{RP,D} = 9.63 + 0.2\% \cdot 57.94 + 0.50 = \mathbf{10.24 \text{ mca}}$
- $E : \frac{P_E}{\gamma} = \frac{P_{RP}}{\gamma} + Z_{RP,E} - h_{RP,E} = 9.63 + 0.2\% \cdot 64.0 - 0.50 = \mathbf{9.26 \text{ mca}}$

Presiones máxima y mínima en la subunidad.

$$H_{max} = \frac{P_{max}}{\gamma} = \frac{P_D}{\gamma} = \mathbf{10.24 \text{ mca}}$$

$$H_{min} = \frac{P_{min}}{\gamma} = \frac{P_A}{\gamma} = \mathbf{8.50 \text{ mca}}$$

Para asegurar la presión media del emisor (H_a) que es de 10 mca se tiene:

$$\frac{H_{max} - H_{min}}{2} = \frac{10.24 - 8.50}{2} = 0.87$$

$$H_{max} = H_a + 0.87 = 10.87 \text{ mca}$$

$$H_{min} = H_a - 0.87 = 9.13 \text{ mca}$$

Por lo tanto, la presión que se requiere en el regulador de presión será:

$$10.87 - 10.24 = 0.63 \text{ mca}$$

$$\frac{P_{RP}}{\gamma} = 9.63 + 0.63 = \mathbf{10.26 \text{ mca}}$$

Caudales máximo y mínimo en la subunidad.

$$Q_a = K \cdot H_a^x \rightarrow K = \frac{Q_a}{H_a^x} = \frac{2}{10^{0.48}} = 0.66$$

$$Q_{max} = K \cdot H_{max}^x = 0.66 \cdot 10.87^{0.48} = 2.07 \text{ l/h}$$

$$Q_{min} = K \cdot H_{min}^x = 0.66 \cdot 9.13^{0.48} = 1.91 \text{ l/h}$$

Condición:

$$\frac{Q_{max} - Q_{min}}{Q_a} \leq 10\%$$

$$\frac{2.07 - 1.91}{2} = 8\% \leq 10\% \rightarrow \mathbf{se \text{ cumple la condición}}$$

Coefficiente de uniformidad absoluta en la subunidad en la subunidad (CUa).

$$CUa = \left[1 - \frac{1.27 \cdot CV}{\sqrt{e}} \right] \cdot \frac{1}{2} \cdot \left[\frac{Q_{min}}{Q_a} + \frac{Q_a}{Q_{max}} \right] > 90\%$$

$$CU_a = \left[1 - \frac{1.27 \cdot 0.03}{\sqrt{2}} \right] \cdot \frac{1}{2} \cdot \left[\frac{1.91}{2} + \frac{2}{2.07} \right] = 0.934 = \mathbf{93.47\%} > \mathbf{90\%}$$

Como:

$CU_a = 93.47\%$, el diseño es correcto

Cálculo de la subunidad del sector 2.

Siguiendo el procedimiento realizado con anterioridad, considerando el desnivel propuesto, los ramales portagotoseros se dispondrán de la siguiente forma:

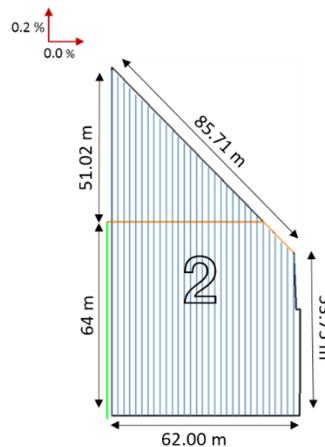


Figura 74. Subunidad de riego 2.

Variación de presiones en la subunidad.

La pérdida de carga admisible en la subunidad, ΔH_s , viene determinada por:

$$\frac{\Delta P_s}{\gamma} = \frac{0.1}{x} \cdot h_a = \frac{0.1}{0.48} \cdot 10 = 2.08 \text{ mca}$$

$$Z_L = 64.0 \cdot \frac{0.2}{100} = 0.128 \approx 0.13 \text{ mca}$$

$$Z_T = 0.0 \text{ mca}$$

$$\Delta H_s = 2.08 + 0.0 - 0.13 = \mathbf{1.95 \text{ mca}}$$

Reparto óptimo de presiones en la subunidad.

El coeficiente de forma tiene el siguiente valor:

$$CF = \frac{L_L}{L_T} = \frac{64.0}{65.76} = 0.973$$

El reparto óptimo de las presiones en la subunidad teniendo en cuenta que los laterales están alimentados por el punto medio:



$$R = \frac{\Delta H_L}{\Delta H_S} = \frac{0.776 \cdot 0.973^{0.1402}}{2^{0.054}} = 0.74$$

Lo cual quiere decir que se puede perder el 74% de carga para los laterales y 26% para la terciaria.

$$\Delta H_L = 0.74 \cdot 1.95 = \mathbf{1.44 \text{ mca}}$$

$$\Delta H_T = 0.26 \cdot 1.95 = \mathbf{0.51 \text{ mca}}$$

Derivado de lo anterior, se puede tener una pérdida de carga máxima de 1.44 mca en la lateral y 0.51 mca en la terciaria.

Pérdidas de carga localizadas.

Para calcular las pérdidas localizadas, adoptando una longitud equivalente de 0.23 metros por emisor:

$$L_e = 0.23 \cdot 85 = 19.55 \approx 19.6 \text{ metros}$$

Por lo tanto, el cálculo de pérdida de carga incluyendo las pérdidas de carga localizadas corresponden a:

$$L_f = 64.0 + 19.6 = 83.60 \text{ metros}$$

Cálculo de la tubería lateral.

Datos de inicio:

- Longitud de lateral: 64.0 m
- Número de laterales: 56
- No. de emisores por lateral: $64 / 0.75 = 85.3 \approx 85$ (emisores separados 0.75 m.)
- Caudal nominal de un emisor = 2 l/h, interlínea
- Caudal de un lateral: $2 \text{ l/h} \cdot 85 \text{ goteros} = 170 \text{ l/h}$
- Longitud equivalente de los emisores: 19.6 m

En nuestro caso tenemos:

- $L = \text{long. Lateral} + \text{long. Equiv.} = 64.0 + 19.6 = 83.6 \approx 84.0 \text{ m}$
- $F = \text{coeficiente de Christiansen}$

$$F = \begin{cases} S_0 = S \\ \eta = 84 \\ \beta = 1.75 \end{cases} \quad \mathbf{F = 0.370}$$

Pérdidas de carga continuas.

Para el cálculo de las pérdidas de carga continuas en la tubería lateral, emplearemos la expresión de Blasius, Proponiendo un tanteo con tubería de diámetro exterior de 16 mm y un diámetro interior de 13.6 mm.



$$J = 0.473 \cdot \frac{170^{1.75}}{13.6^{4.75}} = 0.015 = 1.56\%$$

$$h_{r \text{ lateral}} = J \cdot F \cdot L_f \rightarrow h_{r \text{ lateral}} = 0.015 \cdot 0.370 \cdot 84.0 = 0.466 \approx \mathbf{0.47 \text{ mca}}$$

Como $h_r = 0.47 \text{ mca} < \Delta H_L = 1.44 \text{ mca} \Rightarrow$ Adoptamos el diámetro 16 mm en los laterales.

Cálculo de la tubería terciaria.

Datos de inicio:

- Longitud: 65.76 m
- No. de salidas: 56
- Caudal tubería terciaria = 56 laterales \cdot 170 litros/lateral = 9,520 l/h
- Separación entre laterales: 2.0 m

Se debe cumplir que valor admisible de la pérdida de carga que se produce en la terciaria sea:

$$\Delta h_{r \text{ terciaria}} = 0.51 + 0.97 = \mathbf{1.48 \text{ mca}}$$

El valor anterior corresponde a la pérdida de carga no “consumida” en la tubería lateral y que puede ser empleada en el cálculo de la tubería terciaria.

Pérdidas de carga localizadas.

De manera análoga, utilizando la expresión de Montalvo, para el caso de la terciaria del sector 2 se tiene:

$$L_e = 0.10 \cdot 170^{0.30} \cdot 56^{0.26} = 1.33 \text{ m}$$

Por lo tanto, la longitud de la tubería terciaria es:

$$L_t = 65.76 + 1.33 = 67.09 \text{ m}$$

F= Coeficiente de Christiansen

$$F = \begin{cases} S_o = S \\ \eta = 56 \\ \beta = 1.75 \end{cases} \quad \mathbf{F= 0.373}$$

Proponemos un tanteo con tubería de diámetro exterior de 50 mm y un diámetro interior de 46 mm.

$$J = 0.473 \cdot \frac{9,520^{1.75}}{46^{4.75}} = 0.054 = 5.48\%$$

$$h_{r \text{ terciaria}} = J \cdot F \cdot L_f \rightarrow h_{r \text{ terciaria}} = 0.054 \cdot 0.373 \cdot 67.09 = 1.35 \text{ mca}$$

Como $h_{ter} = 1.35 \text{ mca} < \Delta H_T = 1.48 \text{ mca} \Rightarrow$ Se adopta el diámetro 50 mm. ; Sin embargo, para fines de semejanza con el sector 1 se adopta un diámetro exterior de 63 mm y un diámetro interior de 59 mm.

$$J = 0.473 \cdot \frac{9,520^{1.75}}{59^{4.75}} = 0.016 = 1.68\%$$

$$h_{r \text{ terciaria}} = J \cdot F \cdot L_f \rightarrow h_{r \text{ terciaria}} = 0.016 \cdot 0.373 \cdot 67.09 = \mathbf{0.40 \text{ mca}}$$

Como $h_{ter} = 0.40 \text{ mca} < \Delta H_L = 1.48 \text{ mca} \Rightarrow$ Adoptamos el diámetro 63 mm en la terciaria.

Resumiendo, se tiene:

- Laterales con $\varnothing = 16 \text{ mm} \rightarrow \varnothing \text{ interior} = 13.6 \text{ mm}$
- Terciaria con $\varnothing = 63 \text{ mm} \rightarrow \varnothing \text{ interior} = 59 \text{ mm}$

Estudio de presiones en la subunidad del sector 2.

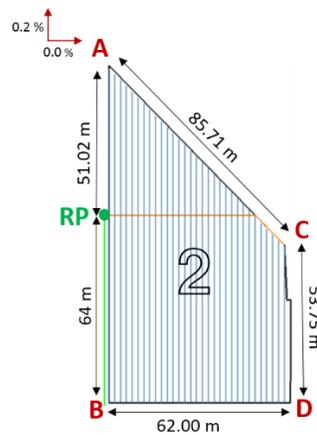


Figura 75. Distribución de presiones en subunidad de riego 2.

El punto más desfavorable en la subunidad, es el punto A ya que es el punto más alejado y con mayor pendiente desde el regulador de presión.

- Cálculo de la presión en el punto de estudio de presiones en la subunidad.

$$h_{min} = 10 \cdot \left[\frac{0.9}{1 - \frac{1.27 \cdot 0.03}{\sqrt{2}}} \right]^{0.48} = 8.50 \text{ mca} \rightarrow \frac{P_A}{\gamma} = \mathbf{8.50 \text{ mca}}$$

- RP : $\frac{P_{RP}}{\gamma} = \frac{P_A}{\gamma} + Z_{A,RP} = 8.50 + 0.2\% \cdot 51.02 + 0.47 = \mathbf{9.07 \text{ mca}}$
- B : $\frac{P_B}{\gamma} = \frac{P_{RP}}{\gamma} + Z_{B,RP} - h_{RPB} = 9.07 + 0.2\% \cdot 64.0 - 0.47 = \mathbf{8.73 \text{ mca}}$
- C : $\frac{P_C}{\gamma} = \frac{P_{RP}}{\gamma} + Z_{RP,C} + h_{RPC} = 9.07 + 0.40 = \mathbf{9.47 \text{ mca}}$



$$- D : \frac{P_D}{\gamma} = \frac{P_C}{\gamma} + Z_{D,C} - h_{D,C} = 9.47 + 0.2\% \cdot 53.75 - 0.47 = \mathbf{9.11 \text{ mca}}$$

Presiones máxima y mínima en la subunidad.

$$H_{max} = \frac{P_{max}}{\gamma} = \frac{P_C}{\gamma} = \mathbf{9.47 \text{ mca}}$$

$$H_{min} = \frac{P_{min}}{\gamma} = \frac{P_A}{\gamma} = \mathbf{8.50 \text{ mca}}$$

Para asegurar la presión media del emisor (H_a) que es de 10 mca se tiene:

$$\frac{H_{max} - H_{min}}{2} = \frac{9.47 - 8.50}{2} = 0.49$$

$$H_{max} = H_a + 0.49 = 10.49 \text{ mca}$$

$$H_{min} = H_a - 0.49 = 9.51 \text{ mca}$$

Por lo tanto, la presión que se requiere en el regulador de presión será:

$$10.49 - 9.47 = 1.02 \text{ mca}$$

$$\frac{P_{RP}}{\gamma} = 9.07 + 1.02 = \mathbf{10.09 \text{ mca}}$$

Caudales máximo y mínimo en la subunidad.

$$Q_a = K \cdot H_a^x \rightarrow K = \frac{Q_a}{H_a^x} = \frac{2}{10^{0.48}} = 0.66$$

$$Q_{max} = K \cdot H_{max}^x = 0.66 \cdot 10.49^{0.48} = 2.04 \text{ l/h}$$

$$Q_{min} = K \cdot H_{min}^x = 0.66 \cdot 9.51^{0.48} = 1.94 \text{ l/h}$$

Condición:

$$\frac{Q_{max} - Q_{min}}{Q_a} \leq 10\%$$

$$\frac{2.04 - 1.94}{2} = 5\% \leq 10\% \rightarrow \mathbf{se \text{ cumple la condición}}$$

Coefficiente de uniformidad absoluta en la subunidad en la subunidad (CUa).

$$CUa = \left[1 - \frac{1.27 \cdot 0.03}{\sqrt{2}} \right] \cdot \frac{1}{2} \cdot \left[\frac{1.94}{2} + \frac{2}{2.04} \right] = 0.948 = \mathbf{94.87\% > 90\%}$$

Como:

$$\mathbf{CUa = 94.87\%, el diseño es correcto}$$

Cálculo de la subunidad del sector 3.

Continuando con el procedimiento, considerando el desnivel propuesto, los ramales portagoteros se dispondrán de la siguiente forma:

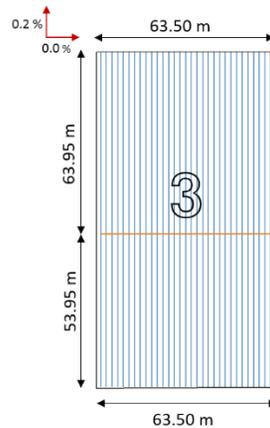


Figura 76. Subunidad de riego 3.

Variación de presiones en la subunidad.

La pérdida de carga admisible en la subunidad, ΔH_S , viene determinada por:

$$\frac{\Delta P_s}{\gamma} = \frac{0.1}{x} \cdot h_a = \frac{0.1}{0.48} \cdot 10 = 2.08 \text{ mca}$$

$$Z_L = 63.95 \cdot \frac{0.2}{100} = 0.127 \approx 0.13 \text{ mca}$$

$$Z_T = 0.0 \text{ mca}$$

$$\Delta H_S = 2.08 + 0.0 - 0.13 = \mathbf{1.95 \text{ mca}}$$

Reparto óptimo de presiones en la subunidad.

El coeficiente de forma tiene el siguiente valor:

$$CF = \frac{L_L}{L_T} = \frac{63.95}{63.50} = 1.007$$

El reparto óptimo de las presiones en la subunidad teniendo en cuenta que los laterales están alimentados por el punto medio:

$$R = \frac{\Delta H_L}{\Delta H_S} = \frac{0.776 \cdot 1.007^{0.1402}}{2^{0.054}} = 0.74$$

Lo cual quiere decir que se puede perder el 74% de carga para los laterales y 26% para la terciaria.

$$\Delta H_L = 0.74 \cdot 2.21 = \mathbf{1.64 \text{ mca}}$$



$$\Delta H_T = 0.26 \cdot 2.21 = \mathbf{0.57 \text{ mca}}$$

Derivado de lo anterior, se puede tener una pérdida de carga máxima de 1.64 mca en la lateral y 0.57 mca en la terciaria.

Pérdidas de carga localizadas.

Para calcular las pérdidas localizadas, adoptando una longitud equivalente de 0.23 metros por emisor:

$$L_e = 0.23 \cdot 85 = 19.55 \approx 19.6 \text{ metros}$$

Por lo tanto, el cálculo de pérdida de carga incluyendo las pérdidas de carga localizadas corresponden a:

$$L_f = 63.95 + 19.6 = 83.55 \text{ metros}$$

Cálculo de la tubería lateral.

Datos de inicio:

- Longitud de lateral: 63.95 m
- Número de laterales: $32 \times 2 = 64$
- No. de emisores por lateral: $63.95 / 0.75 = 85.26 \approx 85$ (emisores separados 0.75 m.)
- Caudal nominal de un emisor = 2 l/h, interlínea
- Caudal de un lateral: $2 \text{ l/h} \cdot 85 \text{ goteros} = 170 \text{ l/h}$
- Longitud equivalente de los emisores: 19.6 m

En nuestro caso tenemos:

- $L = \text{long. Lateral} + \text{long. Equiv.} = 63.95 + 19.6 = 83.55 \approx 84.0 \text{ m}$
- $F = \text{coeficiente de Christiansen}$

$$F = \begin{cases} S_0 = S \\ \eta = 85 \\ \beta = 1.75 \end{cases} \quad \mathbf{F = 0.370}$$

Pérdidas de carga continuas.

Para el cálculo de las pérdidas de carga continuas en la tubería lateral, emplearemos la expresión de Blasius, Proponiendo un tanteo con tubería de diámetro exterior de 16 mm y un diámetro interior de 13.6 mm.

$$J = 0.473 \cdot \frac{170^{1.75}}{13.6^{4.75}} = 0.015 = 1.56\%$$

$$h_{r \text{ lateral}} = J \cdot F \cdot L_f \rightarrow h_{r \text{ lateral}} = 0.015 \cdot 0.370 \cdot 84 = 0.466 \approx \mathbf{0.47 \text{ mca}}$$



Como $h_r = 0.47 \text{ mca} < \Delta H_L = 1.64 \text{ mca} \Rightarrow$ Adoptamos el diámetro 16 mm en los laterales.

Cálculo de la tubería terciaria.

Datos de inicio:

- Longitud: 63.50 m
- No. de salidas: 64
- Caudal tubería terciaria = 64 laterales · 170 litros/lateral = 10,880 l/h
- Separación entre laterales: 2.0 m

Se debe cumplir que valor admisible de la pérdida de carga que se produce en la terciaria sea:

$$\Delta h_{r \text{ terciaria}} = 0.57 + 1.17 = \mathbf{1.74 \text{ mca}}$$

El valor anterior corresponde a la pérdida de carga no “consumida” en la tubería lateral y que puede ser empleada en el cálculo de la tubería terciaria.

Pérdidas de carga localizadas.

De manera análoga, utilizando la expresión de Montalvo, para el caso de la terciaria del sector 3 se tiene:

$$L_e = 0.10 \cdot 170^{0.30} \cdot 64^{0.26} = 1.37 \text{ m}$$

La longitud de la tubería terciaria es:

$$L_t = 63.50 + 1.37 = 64.87 \text{ m}$$

F= Coeficiente de Christiansen

$$F = \begin{cases} S_o = S \\ \eta = 64 \\ \beta = 1.75 \end{cases} \quad \mathbf{F=0.371}$$

Proponemos un tanteo con tubería de diámetro exterior de 50 mm y un diámetro interior de 46 mm.

$$J = 0.473 \cdot \frac{10,880^{1.75}}{46^{4.75}} = 0.069 = 6.93\%$$

$$h_{r \text{ terciaria}} = J \cdot F \cdot L_f \rightarrow h_{r \text{ terciaria}} = 0.069 \cdot 0.371 \cdot 64.87 = 1.66 \text{ mca}$$

Como $h_{ter} = 1.66 \text{ mca} < \Delta H_T = 1.74 \text{ mca} \Rightarrow$ Se adopta el diámetro 50 mm. ; Sin embargo, para fines de semejanza con el sector 1 y 2, se adopta un diámetro exterior de 63 mm y un diámetro interior de 59 mm.

$$J = 0.473 \cdot \frac{10,880^{1.75}}{59^{4.75}} = 0.021 = 2.12\%$$

$$h_{r \text{ terciaria}} = J \cdot F \cdot L_f \rightarrow h_{r \text{ terciaria}} = 0.021 \cdot 0.371 \cdot 64.87 = \mathbf{0.50 \text{ mca}}$$

Como $h_{ter} = 0.50 \text{ mca} < \Delta H_L = 1.74 \text{ mca} \Rightarrow$ Adoptamos el diámetro 63 mm en la terciaria.

Resumiendo, se tiene:

- Laterales con $\varnothing = 16 \text{ mm} \rightarrow \varnothing \text{ interior} = 13.6 \text{ mm}$
- Terciaria con $\varnothing = 63 \text{ mm} \rightarrow \varnothing \text{ interior} = 59 \text{ mm}$

Estudio de presiones en la subunidad del sector 3.

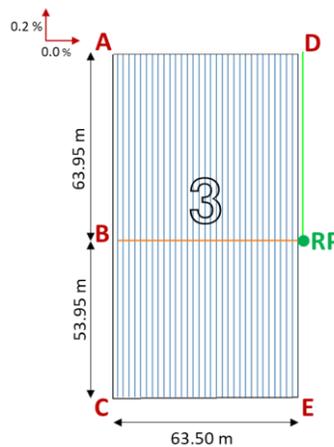


Figura 77. Distribución de presiones en subunidad de riego 3.

El punto más desfavorable en la subunidad, es el punto A ya que es el punto más alejado y con mayor pendiente desde el regulador de presión.

- Cálculo de la presión en el punto de estudio de presiones en la subunidad.

$$h_{min} = 10 \cdot \left[\frac{0.9}{1 - \frac{1.27 \cdot 0.03}{\sqrt{2}}} \right]^{0.48} = 8.50 \text{ mca} \rightarrow \frac{P_A}{\gamma} = \mathbf{8.50 \text{ mca}}$$

- B : $\frac{P_B}{\gamma} = \frac{P_A}{\gamma} + Z_{AB} + h_{AB} = 8.50 + 0.2\% \cdot 63.95 + 0.47 = \mathbf{9.09 \text{ mca}}$
- C : $\frac{P_C}{\gamma} = \frac{P_B}{\gamma} + Z_{BC} - h_{BC} = 9.09 + 0.2\% \cdot 53.95 - 0.47 = \mathbf{8.72 \text{ mca}}$
- RP : $\frac{P_{RP}}{\gamma} = \frac{P_B}{\gamma} + Z_{B,RP} = 8.72 + 0.50 = \mathbf{9.22 \text{ mca}}$
- D : $\frac{P_D}{\gamma} = \frac{P_{RP}}{\gamma} + Z_{RP,D} + h_{RP,D} = 9.22 + 0.2\% \cdot 63.95 + 0.47 = \mathbf{9.82 \text{ mca}}$
- E : $\frac{P_E}{\gamma} = \frac{P_{RP}}{\gamma} + Z_{RP,E} - h_{RP,E} = 9.22 + 0.2\% \cdot 53.95 - 0.47 = \mathbf{8.86 \text{ mca}}$

Presiones máxima y mínima en la subunidad.

$$H_{max} = \frac{P_{max}}{\gamma} = \frac{P_D}{\gamma} = \mathbf{9.82 \text{ mca}}$$



$$H_{min} = \frac{P_{min}}{\gamma} = \frac{P_A}{\gamma} = 8.50 \text{ mca}$$

Para asegurar la presión media del emisor (H_a) que es de 10 mca se tiene:

$$\frac{H_{max} - H_{min}}{2} = \frac{9.82 - 8.50}{2} = 0.66$$

$$H_{max} = H_a + 0.66 = 10.66 \text{ mca}$$

$$H_{min} = H_a - 0.66 = 9.34 \text{ mca}$$

Por lo tanto, la presión que se requiere en el regulador de presión será:

$$10.66 - 9.82 = 0.84 \text{ mca}$$

$$\frac{P_{RP}}{\gamma} = 9.22 + 0.84 = 10.06 \text{ mca}$$

Caudales máximo y mínimo en la subunidad.

$$Q_a = K \cdot H_a^x \rightarrow K = \frac{Q_a}{H_a^x} = \frac{2}{10^{0.48}} = 0.66$$

$$Q_{max} = K \cdot H_{max}^x = 0.66 \cdot 10.66^{0.48} = 2.05 \text{ l/h}$$

$$Q_{min} = K \cdot H_{min}^x = 0.66 \cdot 9.34^{0.48} = 1.92 \text{ l/h}$$

Condición:

$$\frac{Q_{max} - Q_{min}}{Q_a} \leq 10\%$$

$$\frac{2.05 - 1.92}{2} = 6.5\% \leq 10\% \rightarrow \text{se cumple la condición}$$

Coefficiente de uniformidad absoluta en la subunidad en la subunidad (CUa).

$$CUa = \left[1 - \frac{1.27 \cdot 0.03}{\sqrt{2}} \right] \cdot \frac{1}{2} \cdot \left[\frac{1.92}{2} + \frac{2}{2.05} \right] = 0.941 = 94.17\% > 90\%$$

Como:

$$CUa = 94.17\%, \text{ el diseño es correcto}$$

Cálculo de la subunidad del sector 4.

Al haber una gran similitud entre los sectores 3 y 4, se asumirán los diámetros obtenidos en el sector 3 y sólo se realizará el estudio de presiones del sector.

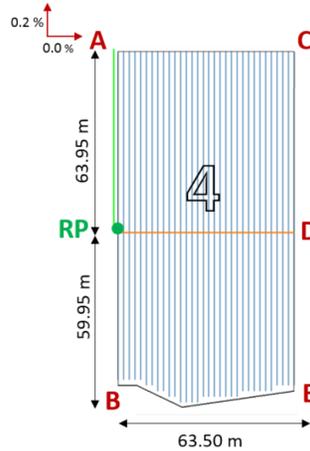


Figura 78. Distribución de presiones en subunidad de riego 4.

Resumiendo, para el sector 4, se tiene:

- Laterales con $\varnothing = 16 \text{ mm} \rightarrow \varnothing \text{ interior} = 13.6 \text{ mm}$
- Terciaria con $\varnothing = 63 \text{ mm} \rightarrow \varnothing \text{ interior} = 59 \text{ mm}$

Estudio de presiones en la subunidad del sector 3.

El punto más desfavorable en la subunidad, es el punto C ya que es el punto más alejado y con mayor pendiente desde el regulador de presión.

- Cálculo de la presión en el punto de estudio de presiones en la subunidad.

$$h_{min} = 10 \cdot \left[\frac{0.9}{1 - \frac{1.27 \cdot 0.03}{\sqrt{2}}} \right]^{0.48} = 8.50 \text{ mca} \rightarrow \frac{P_C}{\gamma} = 8.50 \text{ mca}$$

- $D : \frac{P_D}{\gamma} = \frac{P_C}{\gamma} + Z_{CD} + h_{CD} = 8.50 + 0.2\% \cdot 63.95 + 0.47 = 9.09 \text{ mca}$
- $E : \frac{P_E}{\gamma} = \frac{P_D}{\gamma} + Z_{DE} - h_{DE} = 9.09 + 0.2\% \cdot 59.95 - 0.47 = 8.74 \text{ mca}$
- $RP : \frac{P_{RP}}{\gamma} = \frac{P_D}{\gamma} + Z_{RP,D} = 9.09 + 0.50 = 9.59 \text{ mca}$
- $B : \frac{P_B}{\gamma} = \frac{P_{RP}}{\gamma} + Z_{RP,B} - h_{RP,B} = 9.59 + 0.2\% \cdot 59.95 - 0.47 = 9.24 \text{ mca}$
- $A : \frac{P_A}{\gamma} = \frac{P_{RP}}{\gamma} + Z_{RP,A} + h_{RP,A} = 9.59 + 0.2\% \cdot 63.95 + 0.47 = 10.18 \text{ mca}$

Presiones máxima y mínima en la subunidad.

$$H_{max} = \frac{P_{max}}{\gamma} = \frac{P_A}{\gamma} = 10.18 \text{ mca}$$

$$H_{min} = \frac{P_{min}}{\gamma} = \frac{P_C}{\gamma} = 8.50 \text{ mca}$$



Para asegurar la presión media del emisor (H_a) que es de 10 mca se tiene:

$$\frac{H_{max} - H_{min}}{2} = \frac{10.18 - 8.50}{2} = 0.84$$

$$H_{max} = H_a + 0.84 = 10.84 \text{ mca}$$

$$H_{min} = H_a - 0.84 = 9.16 \text{ mca}$$

Por lo tanto, la presión que se requiere en el regulador de presión será:

$$10.84 - 10.18 = 0.66 \text{ mca}$$

$$\frac{P_{RP}}{\gamma} = 9.59 + 0.66 = \mathbf{10.25 \text{ mca}}$$

Caudales máximo y mínimo en la subunidad.

$$Q_a = K \cdot H_a^x \rightarrow K = \frac{Q_a}{H_a^x} = \frac{2}{10^{0.48}} = 0.66$$

$$Q_{max} = K \cdot H_{max}^x = 0.66 \cdot 10.84^{0.48} = 2.07 \text{ l/h}$$

$$Q_{min} = K \cdot H_{min}^x = 0.66 \cdot 9.16^{0.48} = 1.91 \text{ l/h}$$

Condición:

$$\frac{Q_{max} - Q_{min}}{Q_a} \leq 10\%$$

$$\frac{2.07 - 1.91}{2} = \mathbf{8.0\%} \leq \mathbf{10\%} \rightarrow \text{se cumple la condición}$$

Coefficiente de uniformidad absoluta en la subunidad en la subunidad (CUa).

$$CUa = \left[1 - \frac{1.27 \cdot 0.03}{\sqrt{2}} \right] \cdot \frac{1}{2} \cdot \left[\frac{1.91}{2} + \frac{2}{2.07} \right] = 0.934 = \mathbf{93.47\%} > \mathbf{90\%}$$

Como:

$$\mathbf{CUa = 93.47\%, el diseño es correcto}$$

Cálculo de la subunidad del sector 5.

Siguiendo el procedimiento realizado con anterioridad, considerando el desnivel propuesto, los ramales portagoteros se dispondrán de la siguiente forma:

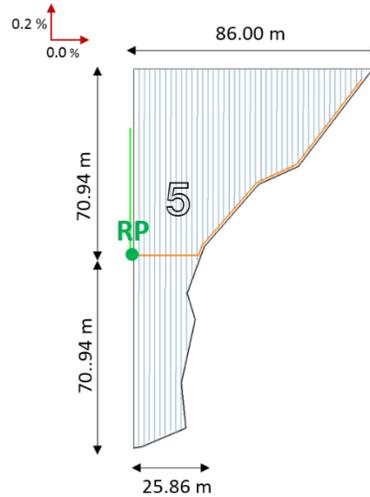


Figura 79. Subunidad de riego 5.

Variación de presiones en la subunidad.

La pérdida de carga admisible en la subunidad, ΔH_S , viene determinada por:

$$\frac{\Delta P_s}{\gamma} = \frac{0.1}{x} \cdot h_a = \frac{0.1}{0.48} \cdot 10 = 2.08 \text{ mca}$$

$$Z_L = 70.94 \cdot \frac{0.2}{100} = 0.141 \approx 0.14 \text{ mca}$$

$$Z_T = 0.0 \text{ mca}$$

$$\Delta H_S = 2.08 + 0.0 - 0.14 = \mathbf{1.94 \text{ mca}}$$

Reparto óptimo de presiones en la subunidad.

El coeficiente de forma tiene el siguiente valor:

$$CF = \frac{L_L}{L_T} = \frac{70.94}{89.46} = 0.792$$

El reparto óptimo de las presiones en la subunidad teniendo en cuenta que los laterales están alimentados por el punto medio:

$$R = \frac{\Delta H_L}{\Delta H_S} = \frac{0.776 \cdot 0.792^{0.1402}}{2^{0.054}} = 0.72$$

Lo cual quiere decir que se puede perder el 72% de carga para los laterales y 28% para la terciaria.

$$\Delta H_L = 0.72 \cdot 1.94 = \mathbf{1.39 \text{ mca}}$$

$$\Delta H_T = 0.28 \cdot 1.94 = \mathbf{0.55 \text{ mca}}$$



Derivado de lo anterior, se puede tener una pérdida de carga máxima de 1.39 mca en la lateral y 0.55 mca en la terciaria.

Pérdidas de carga localizadas.

Para calcular las pérdidas localizadas, adoptando una longitud equivalente de 0.23 metros por emisor:

$$L_e = 0.23 \cdot 95 = 21.85 \approx 22.0 \text{ metros}$$

Por lo tanto, el cálculo de pérdida de carga incluyendo las pérdidas de carga localizadas corresponden a:

$$L_f = 70.94 + 22.0 = 92.94 \approx 93 \text{ metros}$$

Cálculo de la tubería lateral.

Datos de inicio:

- Longitud de lateral: 70.94 m
- Número de laterales: 44+13 = 57
- No. de emisores por lateral: 70.94 / 0.75 = 94.58 ≈ 95 (emisores separados 0.75 m.)
- Caudal nominal de un emisor = 2 l/h, interlínea
- Caudal de un lateral: 2 l/h · 95 goteros = 190 l/h
- Longitud equivalente de los emisores: 22.0 m

En nuestro caso tenemos:

- L = long. Lateral + long. Equiv. = 70.94 + 22.0 = 92.94 ≈ 93.0 m
- F= coeficiente de Christiansen

$$F = \begin{cases} S_0 = S \\ \eta = 95 \\ \beta = 1.75 \end{cases} \quad \mathbf{F = 0.369}$$

Pérdidas de carga continuas.

Para el cálculo de las pérdidas de carga continuas en la tubería lateral, emplearemos la expresión de Blasius, Proponiendo un tanteo con tubería de diámetro exterior de 16 mm y un diámetro interior de 13.6 mm.

$$J = 0.473 \cdot \frac{190^{1.75}}{13.6^{4.75}} = 0.019 = 1.90\%$$

$$h_{r \text{ lateral}} = J \cdot F \cdot L_f \rightarrow h_{r \text{ lateral}} = 0.019 \cdot 0.369 \cdot 93.0 = 0.652 \approx \mathbf{0.65 \text{ mca}}$$

Como $h_r = 0.65 \text{ mca} < \Delta H_L = 1.39 \text{ mca} \Rightarrow$ Adoptamos el diámetro 16 mm en los laterales.

Cálculo de la tubería terciaria.



Datos de inicio:

- Longitud: 118.03 m
- No. de salidas: 57
- Caudal tubería terciaria = 57 laterales · 190 litros/lateral = 10,830 l/h
- Separación entre laterales: 2.0 m

Se debe cumplir que valor admisible de la pérdida de carga que se produce en la terciaria sea:

$$\Delta h_{r \text{ terciaria}} = 0.74 + 0.55 = \mathbf{1.29 \text{ mca}}$$

El valor anterior corresponde a la pérdida de carga no “consumida” en la tubería lateral y que puede ser empleada en el cálculo de la tubería terciaria.

Pérdidas de carga localizadas.

De manera análoga, utilizando la expresión de Montalvo, para el caso de la terciaria del sector 5 se tiene:

$$L_e = 0.10 \cdot 190^{0.30} \cdot 57^{0.26} = 1.38 \text{ m}$$

Por lo tanto, la longitud de la tubería terciaria es:

$$L_t = 118.03 + 1.38 = 119.41 \approx 119 \text{ metros}$$

F= Coeficiente de Christiansen

$$F = \begin{cases} S_o = S \\ \eta = 57 \\ \beta = 1.75 \end{cases} \quad \mathbf{F= 0.373}$$

Proponemos un tanteo con tubería de diámetro exterior de 50 mm y un diámetro interior de 46 mm.

$$J = 0.473 \cdot \frac{10,830^{1.75}}{46^{4.75}} = 0.068 = 6.87\%$$

$$h_{r \text{ terciaria}} = J \cdot F \cdot L_f \rightarrow h_{r \text{ terciaria}} = 0.068 \cdot 0.373 \cdot 119.0 = 3.01 \text{ mca}$$

Como $h_{ter} = 3.01 \text{ mca} > \Delta H_L = 1.29 \text{ mca} \Rightarrow$ No se acepta el diámetro 50 mm.

Realizando un segundo tanteo con diámetro exterior de 63 mm y un diámetro interior de 59 mm.

$$J = 0.473 \cdot \frac{10,830^{1.75}}{59^{4.75}} = 0.021 = 2.10 \%$$

$$h_{r \text{ terciaria}} = J \cdot F \cdot L_f \rightarrow h_{r \text{ terciaria}} = 0.021 \cdot 0.373 \cdot 119.0 = \mathbf{0.93 \text{ mca}}$$

Como $h_{ter} = 0.93 \text{ mca} < \Delta H_L = 1.29 \text{ mca} \Rightarrow$ Adoptamos el diámetro 63 mm en la terciaria.

Resumiendo, se tiene:

- Laterales con $\varnothing = 16 \text{ mm} \rightarrow \varnothing \text{ interior} = 13.6 \text{ mm}$
- Terciaria con $\varnothing = 63 \text{ mm} \rightarrow \varnothing \text{ interior} = 59 \text{ mm}$

Estudio de presiones en la subunidad del sector 5.

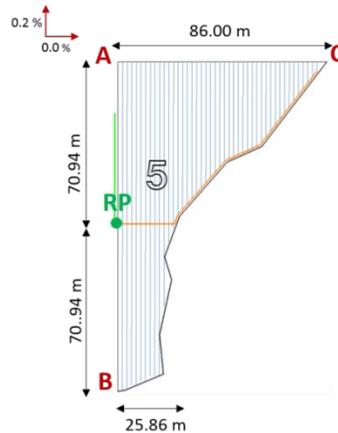


Figura 80. Distribución de presiones en subunidad de riego 5.

El punto más desfavorable en la subunidad, es el punto A ya que es el punto más alejado y con mayor pendiente desde el regulador de presión.

- Cálculo de la presión en el punto de estudio de presiones en la subunidad.

$$h_{min} = 10 \cdot \left[\frac{0.9}{1 - \frac{1.27 \cdot 0.03}{\sqrt{2}}} \right]^{0.48} = 8.50 \text{ mca} \rightarrow \frac{P_A}{\gamma} = 8.50 \text{ mca}$$

- $RP : \frac{P_{RP}}{\gamma} = \frac{P_A}{\gamma} + Z_{A,RP} = 8.50 + 0.2\% \cdot 70.94 + 0.65 = 9.29 \text{ mca}$
- $B : \frac{P_B}{\gamma} = \frac{P_{RP}}{\gamma} + Z_{B,RP} - h_{RPB} = 9.29 + 0.2\% \cdot 70.94 - 0.65 = 8.78 \text{ mca}$
- $C : \frac{P_C}{\gamma} = \frac{P_{RP}}{\gamma} + Z_{RP,C} + h_{RPC} = 9.29 + 0.93 = 10.22 \text{ mca}$

Presiones máxima y mínima en la subunidad.

$$H_{max} = \frac{P_{max}}{\gamma} = \frac{P_C}{\gamma} = 10.22 \text{ mca}$$

$$H_{min} = \frac{P_{min}}{\gamma} = \frac{P_A}{\gamma} = 8.50 \text{ mca}$$

Para asegurar la presión media del emisor (H_G) que es de 10 mca se tiene:

$$\frac{H_{max} - H_{min}}{2} = \frac{10.22 - 8.50}{2} = 0.86$$

$$H_{max} = H_a + 0.86 = 10.86 \text{ mca}$$

$$H_{min} = H_a - 0.86 = 9.14 \text{ mca}$$

Por lo tanto, la presión que se requiere en el regulador de presión será:

$$10.86 - 9.14 = 1.72 \text{ mca}$$

$$\frac{P_{RP}}{\gamma} = 9.29 + 1.72 = \mathbf{11.01 \text{ mca}}$$

Caudales máximo y mínimo en la subunidad.

$$Q_a = K \cdot H_a^x \rightarrow K = \frac{Q_a}{H_a^x} = \frac{2}{10^{0.48}} = 0.66$$

$$Q_{max} = K \cdot H_{max}^x = 0.66 \cdot 10.86^{0.48} = 2.07 \text{ l/h}$$

$$Q_{min} = K \cdot H_{min}^x = 0.66 \cdot 9.14^{0.48} = 1.90 \text{ l/h}$$

Condición:

$$\frac{Q_{max} - Q_{min}}{Q_a} \leq 10\%$$

$$\frac{2.07 - 1.90}{2} = 8.5\% \leq 10\% \rightarrow \text{se cumple la condición}$$

Coefficiente de uniformidad absoluta en la subunidad en la subunidad (CUa).

$$CUa = \left[1 - \frac{1.27 \cdot 0.03}{\sqrt{2}} \right] \cdot \frac{1}{2} \cdot \left[\frac{1.90}{2} + \frac{2}{2.07} \right] = 0.932 = \mathbf{93.22\% > 90\%}$$

Como:

CUa = 93.22%, el diseño es correcto

Cálculo de la subunidad del sector 6.

Continuando con el procedimiento, considerando el desnivel propuesto, los ramales portagoteros se dispondrán de la siguiente forma:

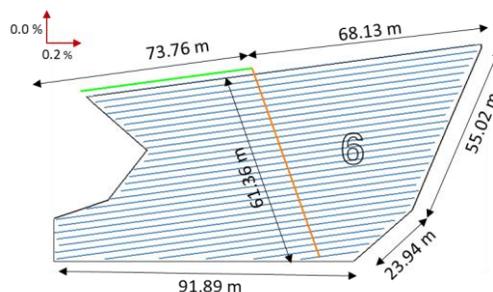


Figura 81. Subunidad de riego 6.



Variación de presiones en la subunidad.

La pérdida de carga admisible en la subunidad, ΔH_S , viene determinada por:

$$\frac{\Delta P_S}{\gamma} = \frac{0.1}{x} \cdot h_a = \frac{0.1}{0.48} \cdot 10 = 2.08 \text{ mca}$$

$$Z_L = 73.76 \cdot \frac{0.2}{100} = 0.147 \approx 0.15 \text{ mca}$$

$$Z_T = 0.0 \text{ mca}$$

$$\Delta H_S = 2.08 + 0.0 - 0.15 = \mathbf{1.93 \text{ mca}}$$

Reparto óptimo de presiones en la subunidad.

El coeficiente de forma tiene el siguiente valor:

$$CF = \frac{L_L}{L_T} = \frac{73.76}{61.36} = 1.20$$

El reparto óptimo de las presiones en la subunidad teniendo en cuenta que los laterales están alimentados por el punto medio:

$$R = \frac{\Delta H_L}{\Delta H_S} = \frac{0.776 \cdot 1.20^{0.1402}}{2^{0.054}} = 0.76$$

Lo cual quiere decir que se puede perder el 76% de carga para los laterales y 24% para la terciaria.

$$\Delta H_L = 0.76 \cdot 1.93 = \mathbf{1.46 \text{ mca}}$$

$$\Delta H_T = 0.24 \cdot 1.93 = \mathbf{0.47 \text{ mca}}$$

Derivado de lo anterior, se puede tener una pérdida de carga máxima de 1.46 mca en la lateral y 0.47 mca en la terciaria.

Pérdidas de carga localizadas.

Para calcular las pérdidas localizadas, adoptando una longitud equivalente de 0.23 metros por emisor:

$$L_e = 0.23 \cdot 98 = 22.54 \approx 22.50 \text{ metros}$$

Por lo tanto, el cálculo de pérdida de carga incluyendo las pérdidas de carga localizadas corresponden a:

$$L_f = 73.76 + 22.50 = 96.26 \text{ metros}$$

Cálculo de la tubería lateral.



Datos de inicio:

- Longitud de lateral: 73.76 m
- Número de laterales: $30 \times 2 = 60$
- No. de emisores por lateral: $73.76 / 0.75 = 98.34 \approx 98$ (emisores separados 0.75 m.)
- Caudal nominal de un emisor = 2 l/h, interlínea
- Caudal de un lateral: $2 \text{ l/h} \cdot 98 \text{ goteros} = 196 \text{ l/h}$
- Longitud equivalente de los emisores: 23.50 m

En nuestro caso tenemos:

- $L = \text{long. Lateral} + \text{long. Equiv.} = 73.76 + 22.50 = 96.26 \approx 96.20 \text{ m}$
- $F =$ coeficiente de Christiansen

$$F = \begin{cases} S_0 = S \\ \eta = 98 \\ \beta = 1.75 \end{cases} \quad \mathbf{F = 0.369}$$

Pérdidas de carga continuas.

Para el cálculo de las pérdidas de carga continuas en la tubería lateral, emplearemos la expresión de Blasius, Proponiendo un tanteo con tubería de diámetro exterior de 16 mm y un diámetro interior de 13.6 mm.

$$J = 0.473 \cdot \frac{196^{1.75}}{13.6^{4.75}} = 0.020 = 2.0\%$$

$$h_{r \text{ lateral}} = J \cdot F \cdot L_f \rightarrow h_{r \text{ lateral}} = 0.020 \cdot 0.369 \cdot 96.20 = \mathbf{0.70 \text{ mca}}$$

Como $h_r = 0.70 \text{ mca} < \Delta H_L = 1.46 \text{ mca} \Rightarrow$ Adoptamos el diámetro 16 mm en los laterales.

Cálculo de la tubería terciaria.

Datos de inicio:

- Longitud: 61.36 m
- No. de salidas: 60
- Caudal tubería terciaria = 60 laterales \cdot 196 litros/lateral = 11,760 l/h
- Separación entre laterales: 2.0 m

Se debe cumplir que valor admisible de la pérdida de carga que se produce en la terciaria sea:

$$\Delta h_{r \text{ terciaria}} = 0.76 + 0.47 = \mathbf{1.23 \text{ mca}}$$

El valor anterior corresponde a la pérdida de carga no “consumida” en la tubería lateral y que puede ser empleada en el cálculo de la tubería terciaria.

Pérdidas de carga localizadas.



De manera análoga, utilizando la expresión de Montalvo, para el caso de la terciaria del sector 6 se tiene:

$$L_e = 0.10 \cdot 196^{0.30} \cdot 60^{0.26} = 1.41 \text{ m}$$

La longitud de la tubería terciaria es:

$$L_t = 61.36 + 1.41 = 62.77 \text{ m}$$

F= Coeficiente de Christiansen

$$F = \begin{cases} S_o = S \\ \eta = 60 \\ \beta = 1.75 \end{cases} \quad \mathbf{F=0.372}$$

Proponemos un tanteo con tubería de diámetro exterior de 50 mm y un diámetro interior de 46 mm.

$$J = 0.473 \cdot \frac{11,760^{1.75}}{46^{4.75}} = 0.079 = 7.94\%$$

$$h_{r \text{ terciaria}} = J \cdot F \cdot L_f \rightarrow h_{r \text{ terciaria}} = 0.079 \cdot 0.372 \cdot 62.77 = 1.84 \text{ mca}$$

Como $h_{ter} = 1.84 \text{ mca} > \Delta H_T = 1.23 \text{ mca} \Rightarrow$ No se adopta el diámetro 50 mm. ; se propone un diámetro exterior de 63 mm y un diámetro interior de 59 mm.

$$J = 0.473 \cdot \frac{11,760^{1.75}}{59^{4.75}} = 0.024 = 2.43\%$$

$$h_{r \text{ terciaria}} = J \cdot F \cdot L_f \rightarrow h_{r \text{ terciaria}} = 0.024 \cdot 0.372 \cdot 62.77 = \mathbf{0.56 \text{ mca}}$$

Como $h_{ter} = 0.56 \text{ mca} < \Delta H_L = 1.23 \text{ mca} \Rightarrow$ Adoptamos el diámetro 63 mm en la terciaria.

Resumiendo, se tiene:

- Laterales con $\varnothing = 16 \text{ mm} \rightarrow \varnothing \text{ interior} = 13.6 \text{ mm}$
- Terciaria con $\varnothing = 63 \text{ mm} \rightarrow \varnothing \text{ interior} = 59 \text{ mm}$

Estudio de presiones en la subunidad del sector 6.

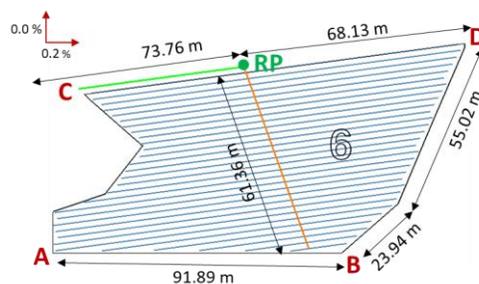


Figura 82. Distribución de presiones en subunidad de riego 6.



El punto más desfavorable en la subunidad, es el punto A ya que es el punto más alejado y con mayor pendiente desde el regulador de presión.

- *Cálculo de la presión en el punto de estudio de presiones en la subunidad.*

$$h_{min} = 10 \cdot \left[\frac{0.9}{1 - \frac{1.27 \cdot 0.03}{\sqrt{2}}} \right]^{\frac{1}{0.48}} = 8.50 \text{ mca} \rightarrow \frac{P_A}{\gamma} = \mathbf{8.50 \text{ mca}}$$

- $B : \frac{P_B}{\gamma} = \frac{P_A}{\gamma} + Z_{AB} + h_{AB} = 8.50 + 0.2\% \cdot 73.76 + 0.70 = \mathbf{9.34 \text{ mca}}$
- $RP : \frac{P_{RP}}{\gamma} = \frac{P_B}{\gamma} + Z_{B,RP} = 9.34 + 0.56 = \mathbf{9.90 \text{ mca}}$
- $C : \frac{P_C}{\gamma} = \frac{P_{RP}}{\gamma} + Z_{RP,C} + h_{RP,C} = 9.90 + 0.2\% \cdot 49.76 + 0.70 = \mathbf{10.70 \text{ mca}}$
- $D : \frac{P_D}{\gamma} = \frac{P_{RP}}{\gamma} + Z_{RP,E} - h_{RP,E} = 9.90 + 0.2\% \cdot 68.13 - 0.70 = \mathbf{9.33 \text{ mca}}$

Presiones máxima y mínima en la subunidad.

$$H_{max} = \frac{P_{max}}{\gamma} = \frac{P_C}{\gamma} = \mathbf{10.70 \text{ mca}}$$

$$H_{min} = \frac{P_{min}}{\gamma} = \frac{P_A}{\gamma} = \mathbf{8.50 \text{ mca}}$$

Para asegurar la presión media del emisor (H_a) que es de 10 mca se tiene:

$$\frac{H_{max} - H_{min}}{2} = \frac{10.70 - 8.50}{2} = 1.1$$

$$H_{max} = H_a + 1.10 = 11.10 \text{ mca}$$

$$H_{min} = H_a - 1.10 = 8.90 \text{ mca}$$

Por lo tanto, la presión que se requiere en el regulador de presión será:

$$11.10 - 10.70 = 0.40 \text{ mca}$$

$$\frac{P_{RP}}{\gamma} = 10.0 + 0.40 = \mathbf{10.40 \text{ mca}}$$

Caudales máximo y mínimo en la subunidad.

$$Q_a = K \cdot H_a^x \rightarrow K = \frac{Q_a}{H_a^x} = \frac{2}{10^{0.48}} = 0.66$$

$$Q_{max} = K \cdot H_{max}^x = 0.66 \cdot 11.10^{0.48} = 2.09 \text{ l/h}$$

$$Q_{min} = K \cdot H_{min}^x = 0.66 \cdot 8.90^{0.48} = 1.89 \text{ l/h}$$

Condición:

$$\frac{Q_{max} - Q_{min}}{Q_a} \leq 10\%$$

$$\frac{2.09 - 1.89}{2} = 10.0\% \leq 10\% \rightarrow \text{se cumple la condición}$$

Coefficiente de uniformidad absoluta en la subunidad en la subunidad (CUa).

$$CUa = \left[1 - \frac{1.27 \cdot 0.03}{\sqrt{2}} \right] \cdot \frac{1}{2} \cdot \left[\frac{1.89}{2} + \frac{2}{2.09} \right] = 0.925 = 92.50\% > 90\%$$

Como:

CUa = 92.50%, el diseño es correcto

Cálculo de la subunidad del sector 7.

Continuando con el procedimiento, considerando el desnivel propuesto, los ramales portagoteros se dispondrán de la siguiente forma:

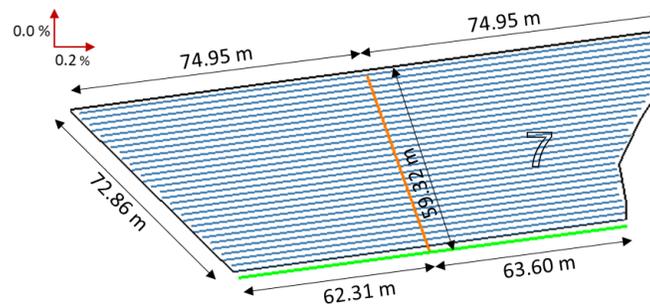


Figura 83. Subunidad de riego 7.

Variación de presiones en la subunidad.

La pérdida de carga admisible en la subunidad, ΔH_s , viene determinada por:

$$\frac{\Delta P_s}{\gamma} = \frac{0.1}{x} \cdot h_a = \frac{0.1}{0.48} \cdot 10 = 2.08 \text{ mca}$$

$$Z_L = 74.95 \cdot \frac{0.2}{100} = 0.149 \approx 0.15 \text{ mca}$$

$$Z_T = 0.0 \text{ mca}$$

$$\Delta H_s = 2.08 + 0.0 - 0.15 = 1.93 \text{ mca}$$

Reparto óptimo de presiones en la subunidad.



El coeficiente de forma tiene el siguiente valor:

$$CF = \frac{L_L}{L_T} = \frac{74.95}{59.32} = 1.26$$

El reparto óptimo de las presiones en la subunidad teniendo en cuenta que los laterales están alimentados por el punto medio:

$$R = \frac{\Delta H_L}{\Delta H_S} = \frac{0.776 \cdot 1.26^{0.1402}}{2^{0.054}} = 0.77$$

Lo cual quiere decir que se puede perder el 77% de carga para los laterales y 23% para la terciaria.

$$\Delta H_L = 0.77 \cdot 1.93 = \mathbf{1.48 \text{ mca}}$$

$$\Delta H_T = 0.23 \cdot 1.93 = \mathbf{0.45 \text{ mca}}$$

Derivado de lo anterior, se puede tener una pérdida de carga máxima de 1.48 mca en la lateral y 0.45 mca en la terciaria.

Pérdidas de carga localizadas.

Para calcular las pérdidas localizadas, adoptando una longitud equivalente de 0.23 metros por emisor:

$$L_e = 0.23 \cdot 99 = 22.77 \approx 22.80 \text{ metros}$$

Por lo tanto, el cálculo de pérdida de carga incluyendo las pérdidas de carga localizadas corresponden a:

$$L_f = 74.95 + 22.80 = 97.75 \text{ metros}$$

Cálculo de la tubería lateral.

Datos de inicio:

- Longitud de lateral: 74.95 m
- Número de laterales: $29 \times 2 = 58$
- No. de emisores por lateral: $74.95 / 0.75 = 99$ (emisores separados 0.75 m.)
- Caudal nominal de un emisor = 2 l/h, interlínea
- Caudal de un lateral: $2 \text{ l/h} \cdot 99 \text{ goteros} = 198 \text{ l/h}$
- Longitud equivalente de los emisores: 22.80 m

En nuestro caso tenemos:

- $L = \text{long. Lateral} + \text{long. Equiv.} = 74.95 + 22.80 = 97.75 \text{ m}$
- $F = \text{coeficiente de Christiansen}$



$$F = \begin{cases} S_o = S \\ \eta = 99 \\ \beta = 1.75 \end{cases} \quad F = 0.369$$

Pérdidas de carga continuas.

Para el cálculo de las pérdidas de carga continuas en la tubería lateral, emplearemos la expresión de Blasius, Proponiendo un tanteo con tubería de diámetro exterior de 16 mm y un diámetro interior de 13.6 mm.

$$J = 0.473 \cdot \frac{198^{1.75}}{13.6^{4.75}} = 0.020 = 2.04\%$$

$$h_{r \text{ lateral}} = J \cdot F \cdot L_f \rightarrow h_{r \text{ lateral}} = 0.020 \cdot 0.369 \cdot 97.75 = 0.72 \text{ mca}$$

Como $h_r = 0.72 \text{ mca} < \Delta H_L = 1.48 \text{ mca} \Rightarrow$ Adoptamos el diámetro 16 mm en los laterales.

Cálculo de la tubería terciaria.

Datos de inicio:

- Longitud: 59.32 m
- No. de salidas: 58
- Caudal tubería terciaria = 58 laterales \cdot 198 litros/lateral = 11,484 l/h
- Separación entre laterales: 2.0 m

Se debe cumplir que valor admisible de la pérdida de carga que se produce en la terciaria sea:

$$\Delta h_{r \text{ terciaria}} = 0.76 + 0.45 = 1.21 \text{ mca}$$

El valor anterior corresponde a la pérdida de carga no “consumida” en la tubería lateral y que puede ser empleada en el cálculo de la tubería terciaria.

Pérdidas de carga localizadas.

De manera análoga, utilizando la expresión de Montalvo, para el caso de la terciaria del sector 7 se tiene:

$$L_e = 0.10 \cdot 198^{0.30} \cdot 58^{0.26} = 1.40 \text{ m}$$

La longitud de la tubería terciaria es:

$$L_t = 59.32 + 1.40 = 60.72 \text{ m}$$

F= Coeficiente de Christiansen

$$F = \begin{cases} S_o = S \\ \eta = 58 \\ \beta = 1.75 \end{cases} \quad \mathbf{F=0.372}$$

Proponemos un tanteo con tubería de diámetro exterior de 50 mm y un diámetro interior de 46 mm.

$$J = 0.473 \cdot \frac{11,484^{1.75}}{46^{4.75}} = 0.076 = 7.61\%$$

$$h_{r \text{ terciaria}} = J \cdot F \cdot L_f \rightarrow h_{r \text{ terciaria}} = 0.076 \cdot 0.372 \cdot 60.72 = 1.71 \text{ mca}$$

Como $h_{ter} = 1.71 \text{ mca} > \Delta H_T = 1.21 \text{ mca} \Rightarrow$ No se adopta el diámetro 50 mm. ; se propone un diámetro exterior de 63 mm y un diámetro interior de 59 mm.

$$J = 0.473 \cdot \frac{11,484^{1.75}}{59^{4.75}} = 0.023 = 2.33\%$$

$$h_{r \text{ terciaria}} = J \cdot F \cdot L_f \rightarrow h_{r \text{ terciaria}} = 0.023 \cdot 0.372 \cdot 60.72 = \mathbf{0.52 \text{ mca}}$$

Como $h_{ter} = 0.52 \text{ mca} < \Delta H_L = 1.21 \text{ mca} \Rightarrow$ Adoptamos el diámetro 63 mm en la terciaria.

Resumiendo, se tiene:

- Laterales con $\varnothing = 16 \text{ mm} \rightarrow \varnothing \text{ interior} = 13.6 \text{ mm}$
- Terciaria con $\varnothing = 63 \text{ mm} \rightarrow \varnothing \text{ interior} = 59 \text{ mm}$

Estudio de presiones en la subunidad del sector 7.

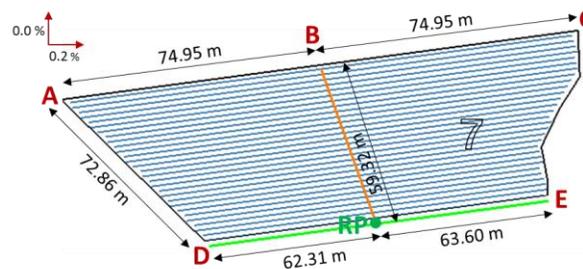


Figura 84. Distribución de presiones en subunidad de riego 7.

El punto más desfavorable en la subunidad, es el punto A ya que es el punto más alejado y con mayor pendiente desde el regulador de presión.

- Cálculo de la presión en el punto de estudio de presiones en la subunidad.

$$h_{min} = 10 \cdot \left[\frac{0.9}{1 - \frac{1.27 \cdot 0.03}{\sqrt{2}}} \right]^{0.48} = 8.50 \text{ mca} \rightarrow \frac{P_A}{\gamma} = \mathbf{8.50 \text{ mca}}$$



- $B : \frac{P_B}{\gamma} = \frac{P_A}{\gamma} + Z_{AB} + h_{AB} = 8.50 + 0.2\% \cdot 74.95 + 0.72 = \mathbf{9.36 \text{ mca}}$
- $C : \frac{P_C}{\gamma} = \frac{P_B}{\gamma} + Z_{B,C} - h_{B,C} = 9.36 + 0.2\% \cdot 74.95 - 0.72 = \mathbf{8.78 \text{ mca}}$
- $RP: \frac{P_{RP}}{\gamma} = \frac{P_B}{\gamma} + Z_{B,RP} = 9.36 + 0.52 = \mathbf{9.88 \text{ mca}}$
- $D : \frac{P_D}{\gamma} = \frac{P_{RP}}{\gamma} + Z_{RP,D} + h_{RP,D} = 9.88 + 0.2\% \cdot 62.31 + 0.72 = \mathbf{10.72 \text{ mca}}$
- $E : \frac{P_E}{\gamma} = \frac{P_{RP}}{\gamma} + Z_{RP,E} + h_{RP,E} = 9.88 + 0.2\% \cdot 63.60 - 0.72 = \mathbf{9.28 \text{ mca}}$

Presiones máxima y mínima en la subunidad.

$$H_{max} = \frac{P_{max}}{\gamma} = \frac{P_D}{\gamma} = \mathbf{10.72 \text{ mca}}$$

$$H_{min} = \frac{P_{min}}{\gamma} = \frac{P_A}{\gamma} = \mathbf{8.50 \text{ mca}}$$

Para asegurar la presión media del emisor (H_a) que es de 10 mca se tiene:

$$\frac{H_{max} - H_{min}}{2} = \frac{10.72 - 8.50}{2} = 1.11$$

$$H_{max} = H_a + 1.11 = 11.11 \text{ mca}$$

$$H_{min} = H_a - 1.11 = 8.89 \text{ mca}$$

Por lo tanto, la presión que se requiere en el regulador de presión será:

$$11.11 - 10.72 = 0.39 \text{ mca}$$

$$\frac{P_{RP}}{\gamma} = 10.0 + 0.39 = \mathbf{10.39 \text{ mca}}$$

Caudales máximo y mínimo en la subunidad.

$$Q_a = K \cdot H_a^x \rightarrow K = \frac{Q_a}{H_a^x} = \frac{2}{10^{0.48}} = 0.66$$

$$Q_{max} = K \cdot H_{max}^x = 0.66 \cdot 11.11^{0.48} = 2.09 \text{ l/h}$$

$$Q_{min} = K \cdot H_{min}^x = 0.66 \cdot 8.89^{0.48} = 1.88 \text{ l/h}$$

Condición:

$$\frac{Q_{max} - Q_{min}}{Q_a} \leq 10\%$$

$$\frac{2.09 - 1.88}{2} = \mathbf{10.0\%} \leq 10\% \rightarrow \text{se cumple la condición}$$

Coficiente de uniformidad absoluta en la subunidad en la subunidad (CUa).

$$CUa = \left[1 - \frac{1.27 \cdot 0.03}{\sqrt{2}} \right] \cdot \frac{1}{2} \cdot \left[\frac{1.88}{2} + \frac{2}{2.09} \right] = 0.922 = \mathbf{92.29\%} > \mathbf{90\%}$$

Como:

$CUa = 92.29\%$, el diseño es correcto

Cálculo de la subunidad del sector 8.

Continuando con el procedimiento, considerando el desnivel propuesto, los ramales portagoteros se dispondrán de la siguiente forma:

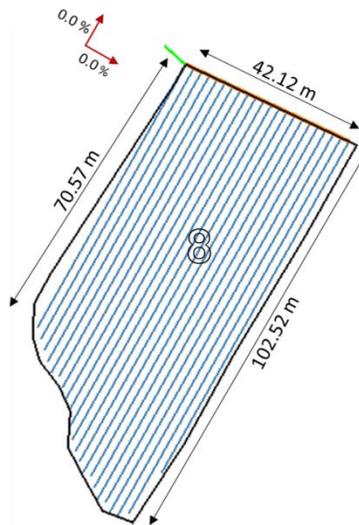


Figura 85. Subunidad de riego 8.

Variación de presiones en la subunidad.

La pérdida de carga admisible en la subunidad, ΔH_s , viene determinada por:

$$\frac{\Delta P_s}{\gamma} = \frac{0.1}{x} \cdot h_a = \frac{0.1}{0.48} \cdot 10 = 2.08 \text{ mca}$$

$$Z_L = 0.0 \text{ mca}$$

$$Z_T = 0.0 \text{ mca}$$

$$\Delta H_s = 2.08 - 0.0 = \mathbf{2.08 \text{ mca}}$$

Reparto óptimo de presiones en la subunidad.

El coeficiente de forma tiene el siguiente valor:

$$CF = \frac{L_L}{L_T} = \frac{102.52}{42.12} = 2.43$$



El reparto óptimo de las presiones en la subunidad teniendo en cuenta que los laterales están alimentados por el extremo:

$$R = \frac{\Delta H_L}{\Delta H_S} = \frac{0.842 \cdot 2.43^{0.1577}}{2^{0.060}} = 0.92$$

Lo cual quiere decir que se puede perder el 92% de carga para los laterales y 8% para la terciaria.

$$\Delta H_L = 0.92 \cdot 2.08 = \mathbf{1.91 \text{ mca}}$$

$$\Delta H_T = 0.08 \cdot 2.08 = \mathbf{0.17 \text{ mca}}$$

Derivado de lo anterior, se puede tener una pérdida de carga máxima de 1.91 mca en la lateral y 0.17 mca en la terciaria.

Pérdidas de carga localizadas.

Para calcular las pérdidas localizadas, adoptando una longitud equivalente de 0.23 metros por emisor:

$$L_e = 0.23 \cdot 137 = 31.51 \approx 31.50 \text{ metros}$$

Por lo tanto, el cálculo de pérdida de carga incluyendo las pérdidas de carga localizadas corresponden a:

$$L_f = 102.52 + 31.50 = 134.02 \approx 134 \text{ metros}$$

Cálculo de la tubería lateral.

Datos de inicio:

- Longitud de lateral: 102.52 m
- Número de laterales: 22
- No. de emisores por lateral: $102.52 / 0.75 = 136.69 \approx 137$ (emisores separados 0.75 m.)
- Caudal nominal de un emisor = 2 l/h, interlínea
- Caudal de un lateral: $2 \text{ l/h} \cdot 137 \text{ goteros} = 274 \text{ l/h}$
- Longitud equivalente de los emisores: 31.50 m

En nuestro caso tenemos:

- $L = \text{long. Lateral} + \text{long. Equiv.} = 102.52 + 31.50 = 134.02 \approx 134 \text{ m}$
- $F = \text{coeficiente de Christiansen}$

$$F = \begin{cases} S_0 = S \\ \eta = 137 \\ \beta = 1.75 \end{cases} \quad \mathbf{F = 0.367}$$

Pérdidas de carga continuas.



Para el cálculo de las pérdidas de carga continuas en la tubería lateral, emplearemos la expresión de Blasius, Proponiendo un tanteo con tubería de diámetro exterior de 16 mm y un diámetro interior de 13.6 mm.

$$J = 0.473 \cdot \frac{274^{1.75}}{13.6^{4.75}} = 0.036 = 3.60\%$$

$$h_{r \text{ lateral}} = J \cdot F \cdot L_f \rightarrow h_{r \text{ lateral}} = 0.036 \cdot 0.367 \cdot 134 = \mathbf{1.77 \text{ mca}}$$

Como $h_r = 1.77 \text{ mca} < \Delta H_L = 1.91 \text{ mca} \Rightarrow$ Adoptamos el diámetro 16 mm en los laterales.

Cálculo de la tubería terciaria.

Datos de inicio:

- Longitud: 42.12 m
- No. de salidas: 22
- Caudal tubería terciaria = 22 laterales \cdot 274 litros/lateral = 6,028 l/h
- Separación entre laterales: 2.0 m

Se debe cumplir que valor admisible de la pérdida de carga que se produce en la terciaria sea:

$$\Delta h_{r \text{ terciaria}} = 0.14 + 0.17 = \mathbf{0.31 \text{ mca}}$$

El valor anterior corresponde a la pérdida de carga no “consumida” en la tubería lateral y que puede ser empleada en el cálculo de la tubería terciaria.

Pérdidas de carga localizadas.

De manera análoga, utilizando la expresión de Montalvo, para el caso de la terciaria del sector 8 se tiene:

$$L_e = 0.10 \cdot 274^{0.30} \cdot 22^{0.26} = 1.20 \text{ m}$$

La longitud de la tubería terciaria es:

$$L_t = 42.12 + 1.20 = 43.32 \text{ m}$$

F= Coeficiente de Christiansen

$$F = \begin{cases} S_0 = S \\ \eta = 22 \\ \beta = 1.75 \end{cases} \quad \mathbf{F=0.387}$$

Proponemos un tanteo con tubería de diámetro exterior de 50 mm y un diámetro interior de 46 mm.

$$J = 0.473 \cdot \frac{6,028^{1.75}}{46^{4.75}} = 0.024 = 2.46\%$$

$$h_{r \text{ terciaria}} = J \cdot F \cdot L_f \rightarrow h_{r \text{ terciaria}} = 0.024 \cdot 0.387 \cdot 43.32 = 0.40 \text{ mca}$$

Como $h_{ter} = 0.40 \text{ mca} > \Delta H_T = 0.31 \text{ mca} \Rightarrow$ No se adopta el diámetro 50 mm. ; se propone un diámetro exterior de 63 mm y un diámetro interior de 59 mm.

$$J = 0.473 \cdot \frac{6,028^{1.75}}{59^{4.75}} = 0.007 = 0.75\%$$

$$h_{r \text{ terciaria}} = J \cdot F \cdot L_f \rightarrow h_{r \text{ terciaria}} = 0.007 \cdot 0.387 \cdot 43.32 = \mathbf{0.11 \text{ mca}}$$

Como $h_{ter} = 0.11 \text{ mca} < \Delta H_L = 0.31 \text{ mca} \Rightarrow$ Adoptamos el diámetro 63 mm en la terciaria.

Resumiendo, se tiene:

- Laterales con $\varnothing = 16 \text{ mm} \rightarrow \varnothing \text{ interior} = 13.6 \text{ mm}$
- Terciaria con $\varnothing = 63 \text{ mm} \rightarrow \varnothing \text{ interior} = 59 \text{ mm}$

Estudio de presiones en la subunidad del sector 8.

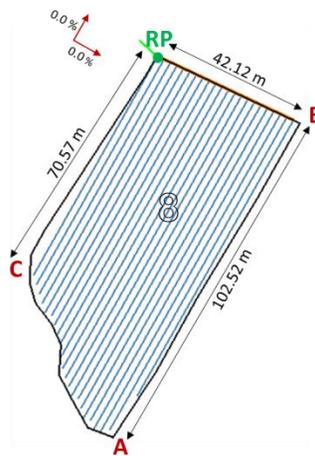


Figura 86. Distribución de presiones en subunidad de riego 8.

El punto más desfavorable en la subunidad, es el punto A ya que es el punto más alejado del regulador de presión.

- Cálculo de la presión en el punto de estudio de presiones en la subunidad.

$$h_{min} = 10 \cdot \left[\frac{0.9}{1 - \frac{1.27 \cdot 0.03}{\sqrt{2}}} \right]^{0.48} = 8.50 \text{ mca} \rightarrow \frac{P_C}{\gamma} = \mathbf{8.50 \text{ mca}}$$

- B : $\frac{P_A}{\gamma} = \frac{P_A}{\gamma} + Z_{A,B} = 8.50 + 0.00 = \mathbf{8.50 \text{ mca}}$
- RP : $\frac{P_{RP}}{\gamma} = \frac{P_B}{\gamma} + Z_{B,RP} = 8.50 + 0.11 = \mathbf{8.61 \text{ mca}}$



$$- C : \frac{P_C}{\gamma} = \frac{P_{RP}}{\gamma} + Z_{RP,C} = 8.61 + 0.00 = \mathbf{8.61 mca}$$

Presiones máxima y mínima en la subunidad.

$$H_{max} = \frac{P_{max}}{\gamma} = \frac{P_{RP}}{\gamma} = \mathbf{8.61 mca}$$

$$H_{min} = \frac{P_{min}}{\gamma} = \frac{P_C}{\gamma} = \mathbf{8.50 mca}$$

Para asegurar la presión media del emisor (H_a) que es de 10 mca se tiene:

$$\frac{H_{max} - H_{min}}{2} = \frac{8.61 - 8.50}{2} = 0.05$$

$$H_{max} = H_a + 0.05 = 10.05 mca$$

$$H_{min} = H_a - 0.05 = 9.95 mca$$

Por lo tanto, la presión que se requiere en el regulador de presión será:

$$10.05 - 8.61 = 1.44 mca$$

$$\frac{P_{RP}}{\gamma} = 8.61 + 1.44 = \mathbf{10.05 mca}$$

Caudales máximo y mínimo en la subunidad.

$$Q_a = K \cdot H_a^x \rightarrow K = \frac{Q_a}{H_a^x} = \frac{2}{10^{0.48}} = 0.66$$

$$Q_{max} = K \cdot H_{max}^x = 0.66 \cdot 10.05^{0.48} = 1.99 l/h$$

$$Q_{min} = K \cdot H_{min}^x = 0.66 \cdot 9.95^{0.48} = 1.98 l/h$$

Condición:

$$\frac{Q_{max} - Q_{min}}{Q_a} \leq 10\%$$

$$\frac{1.99 - 1.98}{2} = 0.5\% \leq 10\% \rightarrow \mathbf{se cumple la condición}$$

Coefficiente de uniformidad absoluta en la subunidad en la subunidad (CUa).

$$CUa = \left[1 - \frac{1.27 \cdot 0.03}{\sqrt{2}} \right] \cdot \frac{1}{2} \cdot \left[\frac{1.98}{2} + \frac{2}{1.99} \right] = 0.970 = \mathbf{97.06\% > 90\%}$$

Como:

$$\mathbf{CUa = 97.06\%, el diseño es correcto}$$



Resumen del diseño hidráulico.

Subunidad	Cant. plantas	Diámetro laterales (mm)	Metros lineales lateral	Caudal Lateral (l/h)	Presión requerida RP (mca)	Diámetro terciaria (mm)	Longitud terciaria (m)	Caudal terciaria (l/h)	Coef. Uniformidad (%)
1	1,820	13	3,636	174	10.26	63	64.88	11,136	93.47
2	1,302	13	2,597	170	10.09	63	67.09	9,520	94.87
3	1,856	13	3,770	170	10.06	63	64.87	10,880	94.17
4	1,921	13	3,838	170	10.25	63	64.87	10,880	93.47
5	1,396	13	2,772	190	11.01	63	119	10,830	93.22
6	1,410	13	2,887	196	10.4	63	62.77	11,760	92.50
7	2,224	13	4,443	198	10.39	63	60.72	11,484	92.29
8	1,007	13	1,953	274	10.05	63	43.32	6,028	97.06
Total	12,936		25,897				547.52		

Tabla 43. Resumen del diseño hidráulico.

Diseño y cálculo de la tubería principal.

Por tubería principal de riego se entiende la tubería que conecta el cabezal de riego a las tuberías terciarias.

Un punto por tomar en consideración en el dimensionado de las tuberías, es que no existe simultaneidad de riego entre las subunidades; por lo que el diámetro de la tubería que abastezca a las subunidades será idéntico y capaz de soportar las exigencias del tipo de subunidad al que abastezca.

Para el proyecto en desarrollo, se considerará el diseño de la tubería principal en dos secciones, una para el diseño de las subunidades 1 a 7 y otra sólo para la subunidad 8 con el fin de evitar trayectos demasiado largos (530 m), pendiente pronunciada (24%), además de la utilización de un pozo cercano para abastecimiento del sector 2.

Para dimensionar ambas tuberías generales, tendremos como referencia las siguientes consideraciones:

- Pérdidas de carga: $J \ll 5\%$
- Velocidad del agua entre 1-2 m/s; se propone utilizar una velocidad de 2.0 m/s
- $h = a \cdot F \cdot J \cdot L$
- $a = 1.15$; se considera un 15% las pérdidas de carga por posibles pérdidas en puntos singulares (cambios de dirección, codos, juntas, derivaciones, etc.).
- $F = 1$, si existe sólo una salida



$$v = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 0.0031}{\pi \cdot 0.0531^2} = 1.39 \text{ m/s}$$

Se adopta un $\varnothing = 2$ pulg $\rightarrow \varnothing$ interior = 53.1 mm

Tramo OC

Este tramo de tubería alimenta a las subunidades 3 y 4 de forma independiente, se considera para el diseño la mayor presión en el regulador de presión de las subunidades.

$$\text{Longitud} = 65.0 + 65.0 + 65.0 = 195 \text{ m}$$

$$\text{Caudal} = 10,880 \text{ l/h} = 0.0030 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Z = -0.2\% \cdot 65.0 + 0.00 - 0.2\% \cdot 65.0 = -0.26 \text{ m}$$

Ahora procederemos a calcular el diámetro interior mínimo:

$$D_{int} \geq \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot v}} \Rightarrow D_{int} \geq \sqrt{\frac{4 \cdot 0.0030}{\pi \cdot 2.0}} = 0.043 \text{ m} = 43.70 \text{ mm}$$

Primer tanteo: se propone $\varnothing 2$ pulg; \varnothing interior = 53.1 mm.

$$J = 0.473 \cdot \frac{Q^{1.75}}{D^{4.75}}$$

$$J = 0.473 \cdot \frac{10,880^{1.75}}{53.1^{4.75}} = 0.035 = 3.50\%$$

$$h = a \cdot J \cdot F \cdot L = 1.15 \cdot 0.035 \cdot 1 \cdot 195 = 7.84 \text{ mca}$$

$$v = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 0.0030}{\pi \cdot 0.0531^2} = 1.35 \text{ m/s}$$

Se adopta un $\varnothing = 2$ pulg $\rightarrow \varnothing$ interior = 53.1 mm

Tramo OE

Este tramo de tubería alimenta a la subunidad 5, se considera para el diseño la mayor presión en el regulador de presión de las subunidades.

$$\text{Longitud} = 65.0 + 65.0 + 65.0 + 48.01 = 243.01 \text{ m}$$

$$\text{Caudal} = 10,830 \text{ l/h} = 0.0030 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Z = -0.2\% \cdot 65.0 + 0.00 - 0.2\% \cdot 48.01 = -0.22 \text{ m}$$

Ahora procederemos a calcular el diámetro interior mínimo:

$$D_{int} \geq \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot v}} \Rightarrow D_{int} \geq \sqrt{\frac{4 \cdot 0.0030}{\pi \cdot 2.0}} = 0.043 \text{ m} = 43.70 \text{ mm}$$



Primer tanteo: se propone \varnothing 2 pulg; \varnothing interior = 53.1 mm.

$$J = 0.473 \cdot \frac{Q^{1.75}}{D^{4.75}}$$

$$J = 0.473 \cdot \frac{10,830^{1.75}}{53.1^{4.75}} = 0.034 = \mathbf{3.47\%}$$

$$h = a \cdot J \cdot F \cdot L = 1.15 \cdot 0.034 \cdot 1 \cdot 243.01 = \mathbf{9.50 \text{ mca}}$$

$$v = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 0.0030}{\pi \cdot 0.0531^2} = \mathbf{1.35 \text{ m/s}}$$

Se adopta un \varnothing = 2 pulg \rightarrow \varnothing interior = 53.1 mm

Tramo OF

Este tramo de tubería alimenta a la subunidad 6, se considera para el diseño la mayor presión en el regulador de presión de las subunidades.

$$\text{Longitud} = 65.0 + 65.0 + 65.0 + 155.58 = 350.58 \text{ m}$$

$$\text{Caudal} = 11,760 \text{ l/h} = 0.0032 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Z = -0.2\% \cdot 65.0 + 0.00 - 0.2\% \cdot 36.81 = -0.20 \text{ m}$$

Ahora procederemos a calcular el diámetro interior mínimo:

$$D_{int} \geq \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot v}} \Rightarrow D_{int} \geq \sqrt{\frac{4 \cdot 0.0032}{\pi \cdot 2.0}} = 0.045 \text{ m} = 45.13 \text{ mm}$$

Primer tanteo: se propone \varnothing 2 pulg; \varnothing interior = 53.1 mm.

$$J = 0.473 \cdot \frac{Q^{1.75}}{D^{4.75}}$$

$$J = 0.473 \cdot \frac{11,760^{1.75}}{53.1^{4.75}} = 0.040 = \mathbf{4.01\%}$$

$$h = a \cdot J \cdot F \cdot L = 1.15 \cdot 0.040 \cdot 1 \cdot 350.58 = \mathbf{16.12 \text{ mca}}$$

$$v = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 0.0032}{\pi \cdot 0.0531^2} = \mathbf{1.44 \text{ m/s}}$$

Se adopta un \varnothing = 2 pulg \rightarrow \varnothing interior = 53.1 mm

Tramo OG

Este tramo de tubería alimenta a la subunidad 7, analizando la figura, se considera el recorrido más crítico por su desarrollo, para el diseño se considera la mayor presión en el regulador de presión obtenida.



Longitud = 358.76 m

Caudal = 11,484 l/h = 0.0032 m³/s

Z = -0.2% · 65.0 + 0.2% · 36.81 + 0.2% · 61.18 = 0.066 m ≈ 0.0 m

Ahora procederemos a calcular el diámetro interior mínimo:

$$D_{int} \geq \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot v}} \Rightarrow D_{int} \geq \sqrt{\frac{4 \cdot 0.0032}{\pi \cdot 2.0}} = 0.045 \text{ m} = 45.13 \text{ mm}$$

Primer tanteo: se propone Ø 2 pulg; Ø interior = 53.1 mm.

$$J = 0.473 \cdot \frac{Q^{1.75}}{D^{4.75}}$$

$$J = 0.473 \cdot \frac{11,484^{1.75}}{53.1^{4.75}} = 0.038 = 3.85\%$$

h = a · J · F · L = 1.15 · 0.038 · 1 · 358.76 = **15.67 mca**

$$v = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 0.0032}{\pi \cdot 0.0531^2} = 1.44 \text{ m/s}$$

Se adopta un Ø = 2 pulg → Ø interior = 53.1 mm

SECCIÓN 2

Tramo PH

Este tramo de tubería alimenta sólo a la subunidad 8, para el diseño se considera la presión en el regulador de presión obtenida.

Longitud = 55.95 ≈ 56.0 m

Caudal = 6,028 l/h = 0.0017 m³/s

Z = -0.0 % = 0.0 m

Ahora procederemos a calcular el diámetro interior mínimo:

$$D_{int} \geq \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot v}} \Rightarrow D_{int} \geq \sqrt{\frac{4 \cdot 0.0017}{\pi \cdot 2.0}} = 0.032 \text{ m} = 32.89 \text{ mm}$$

Primer tanteo: se propone Ø 2 pulg; Ø interior = 53.1 mm.

$$J = 0.473 \cdot \frac{Q^{1.75}}{D^{4.75}}$$

$$J = 0.473 \cdot \frac{6,028^{1.75}}{53.1^{4.75}} = 0.012 = 1.24\%$$



$$h = a \cdot J \cdot F \cdot L = 1.15 \cdot 0.012 \cdot 1 \cdot 56.0 = \mathbf{0.77 \text{ mca}}$$

$$v = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 0.0017}{\pi \cdot 0.0531^2} = \mathbf{0.76 \text{ m/s}}$$

Se adopta un $\varnothing = 2$ pulg $\rightarrow \varnothing$ interior = 53.1 mm

Nota: Para la subunidad 8, la velocidad no cumple con la condicionante de ser mayor que 1.0 m/s, al realizar el cálculo con 1 ½ pulg. cumple, sin embargo, para evitar desperdicio de material toda vez que la unidad de medida en la venta de rollo de manguera lay flat es de 100 m. se considera manejarlo con diámetro de 2 pulg. Y sólo al momento del turno de riego compensarla con aceleración del equipo de bombeo.

Resumen de diámetros y pérdidas de carga en tubería principal.

Tramo	Caudal (l/h)	Longitud (m)	\varnothing nominal (mm)	J (%)	Velocidad (m/s)	Desnivel (m)	Pérdida de carga (mca)	P. de carga \pm desnivel (mca)
O - B	11,136	195.00	53.1	3.65	1.39	0.00	8.07	8.07
O - C	10,880	195.00	53.1	3.50	1.35	-0.26	7.84	7.58
O - E	10,830	243.01	53.1	3.47	1.35	-0.22	9.50	9.28
O - F	11,760	350.58	53.1	4.01	1.44	-0.20	16.12	15.92
O - G	11,484	358.76	53.1	3.85	1.44	0.00	15.67	15.67
P - H	6,028	56.00	53.1	1.24	0.76	0.00	0.77	0.77

Tabla 44. Resumen de diámetros y pérdidas de carga en tubería principal.

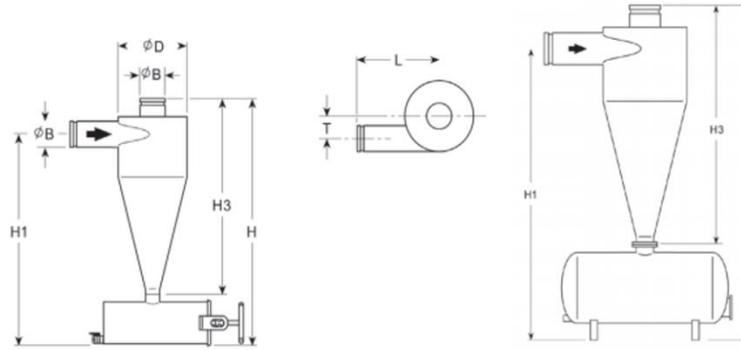
Cálculo de elementos del cabezal de riego.

Debido a que el agua procede directamente del canal de riego procedente de un pozo hacia un cárcamo en el caso de las subunidades 1 -7 y de un pozo para la subunidad 8, se debe someterse a un buen filtrado para asegurar el buen funcionamiento de ambos sistemas.

Hidrociclón.

Se propone su instalación al principio del cabezal de riego para separar partículas de mayor densidad y proteger las bombas de impulsión. Se diseña con un 20% de incremento de caudal como margen de seguridad, se asumirá una pérdida de carga de 4 mca. por producir importantes pérdidas de carga dependientes del caudal y su geometría, se proponen las siguientes características:

Caudal con incremento del 20 %; Q = 14,112 l/h.



B (pulg.)	D (mm)	H (mm)	L (mm)	Peso (kg)	Volumen depósito (L)	Caudal recomendado (m3/h)	Presión máx. trabajo (kg/cm2)
2"	8"	735	295.0	20	10	11 a 17	8

Figura 88. Características de hidrociclón.

Filtro de arena.

Realizan una retención de impurezas en profundidad; Para calcular la superficie filtrante se tiene en cuenta que la velocidad media del agua en el interior del tanque no debe superar los 60 m/h. Se considera una pérdida de carga de 3 mca. con filtro limpio.

SECTOR 1:

Máximo caudal que requiere una subunidad de riego: 11,760 l/h.

Caudal con incremento del 20 % como margen de seguridad; Q = 14,112 l/h.

Velocidad = 60 m/h.

Superficie filtrante:

$$S = \frac{Q}{V} = \frac{14.12}{60} = 0.24 \text{ m}^2$$

Se propone la instalación de dos filtros de arena en paralelo para permitir la limpieza de cada uno de ellos con agua limpia precedente del segundo filtro.

$$S = \frac{0.24}{2} = 0.12 \text{ m}^2$$

$$D > \sqrt{\frac{4 \cdot S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.12}{\pi}} = 0.40 \text{ m.}$$

SECTOR 2:

Caudal con incremento del 20 %; Q = 7,234 l/h.

Velocidad = 60 m/h.

Superficie filtrante:

$$S = \frac{Q}{V} = \frac{7.23}{60} = 0.12 \text{ m}^2$$

De igual forma, se propone la instalación de dos filtros de arena en paralelo para permitir la limpieza de cada uno de ellos con agua limpia precedente del segundo filtro.

$$S = \frac{0.12}{2} = 0.06 \text{ m}^2$$

$$D > \sqrt{\frac{4 \cdot S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.06}{\pi}} = 0.30 \text{ m.}$$

De los filtros de arena ofertados en el mercado, se propone utilizar el siguiente:



Número de parte	Tamaño del tanque (diámetro cm)	Área de filtrado (m ²)	Caudal lps	Caudal mínimo de retrolavado (lps)	Gravilla requerida (kg)	Arena requerida (kg)	Peso bruto (kg)
AC-40	46	0.178	3.0	1.8	22.7	56.7	11.8

Figura 89. Características del filtro de arena.

Filtro de malla.

Realizan una retención de impurezas superficiales, la calidad del filtrado viene en función de la apertura de la malla (mesh) por lo general no se utilizan mallas con tamaño inferior a 200 mesh. La velocidad que se recomienda es de 0.4 m/s (1,440 m/h), se propone utilizar malla de 200 con tamaño de orificio de 75 micras. Se considera una pérdida de carga de 2 mca.

SECTOR 1:

Máximo caudal que requiere una subunidad de riego: 11,760 l/h.

Caudal con incremento del 20 % como margen de seguridad; Q = 14,112 l/h = 14.12 m³/h.

Velocidad = 0.4 m/s = 446 m³/h por m² de área de filtro.

Superficie filtrante:

$$S > \frac{14.12}{446} = 0.031 \text{ m}^2 = 310 \text{ cm}^2$$

SECTOR 2:

Caudal con incremento del 20 % como margen de seguridad; $Q = 7,234 \text{ l/h} = 7.23 \text{ m}^3/\text{h}$.

Velocidad = $0.4 \text{ m/s} = 446 \text{ m}^3/\text{h}$ por m^2 de área de filtro.

Superficie filtrante:

$$S > \frac{7.23}{446} = 0.0161 \text{ m}^2 = 160 \text{ cm}^2$$

Se propone el siguiente filtro de malla:



Número de parte	Caudal máximo (m3/h)	Superficie filtrante (cm2)
2" BSP	30.0	650

Figura 90. Características del filtro de malla.

Equipo de bombeo.

SECTOR 1:

El equipo de bombeo se seleccionará para la unidad más desfavorable, que en nuestro caso se trata del tramo $O - F$, que abastece a la subunidad 6. El caudal necesario que debe aportar la bomba será, como mínimo de $11,760 \text{ l/h}$.

- *Altura de impulsión:*

Pérdida de carga	H (mca)
Pérdida de carga en el regulador de presión subunidad 6	10.40
Pérdida de carga en tubería principal	15.92
Pérdida de carga en electroválvula	1.50
Pérdida de carga en el regulador	0.50
Pérdida de carga en hidrociclón	4.00
Pérdida de carga en filtro de arena	3.00
Pérdida de carga en filtro de malla	2.00
Pérdida de carga en puntos singulares y válvulas de cabezal	2.00
TOTAL	39.32

$$H_{\text{salida BOMBA}_S1} = 39.32 \text{ mca.}$$

SECTOR 2:

El equipo de bombeo se seleccionará en base a la pérdida de carga en el regulador de presión del sector 2 más los elementos de cabezal de riego. El caudal necesario que debe aportar la bomba será, como mínimo de 6,028 l/h.

- *Altura de impulsión:*

Pérdida de carga	H (mca)
Pérdida de carga en el regulador de presión subunidad 8	10.05
Pérdida de carga en tubería principal	0.77
Pérdida de carga en electroválvula	1.50
Pérdida de carga en el regulador	0.50
Pérdida de carga en hidrociclón	4.00
Pérdida de carga en filtro de arena	3.00
Pérdida de carga en filtro de malla	2.00
Pérdida de carga en puntos singulares y válvulas de cabezal	2.00
TOTAL	23.82

$$H_{\text{salida BOMBA}_S2} = 23.82 \text{ mca.}$$

- *Cálculo de potencia de bombeo del cabezal.*

Para el sector 1, se propone disponer de una bomba sumergida capaz de elevar el agua y proporcionar la presión necesaria en la instalación, y para el caso del sector 2 se utilizará una bomba propiedad del ejidatario con las siguientes características:



Motobomba Parazzini	
Número de modelo	BP720
Tipo de motor	4 tiempos
Potencia	7 HP
Diámetro succión / descarga	2 x 2 pulg.
Altura máxima	26 mts.
Altura de succión	8 mts.
Tipo de bomba	centrífuga
Peso	27 kg.

Las pérdidas a vencer en la aspiración de ambos sectores, se calculan teniendo en cuenta que se instala una manguera plástica para succión de 53 mm de diámetro, la cual tiene una longitud aproximada de 5 m.

Longitud = 5.0 m

$$J = 0.040 = 4.01\%$$

$$h = a \cdot J \cdot F \cdot L = 1.15 \cdot 0.040 \cdot 1 \cdot 5.0 = 0.23 \text{ mca.}$$



Caudal = $0.0032 \text{ m}^3/\text{s}$

$v = 1.44 \text{ m/s}$

Pérdida de carga en la impulsión:

SECTOR 1:

$$h = 39.32 + 0.23 = 39.55 \text{ mca.}$$

SECTOR 2:

$$h = 23.82 + 0.23 = 24.05 \text{ mca.}$$

Por lo tanto, las bombas deben suministrar una altura manométrica de al menos $39.55 \approx 40 \text{ mca.}$ Y $24.05 \approx 25 \text{ mca.}$ Respectivamente.

- *Cálculo de potencia de motor.*

SECTOR 1:

$$N = \frac{Q \cdot H}{\eta \cdot 270} = \frac{11.76 \cdot 40}{0.8 \cdot 270} = 2.17 \text{ hp}$$

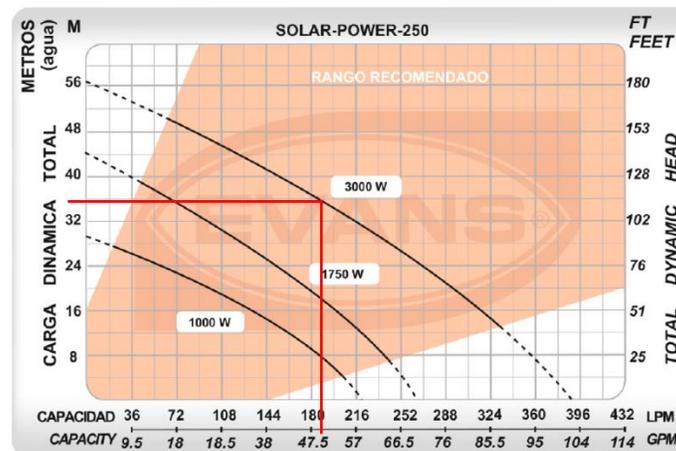


Figura 91. Curva característica de bomba sector 1.

SECTOR 2:

$$N = \frac{Q \cdot H}{\eta \cdot 270} = \frac{6.03 \cdot 25}{0.8 \cdot 270} = 0.69 \text{ hp}$$

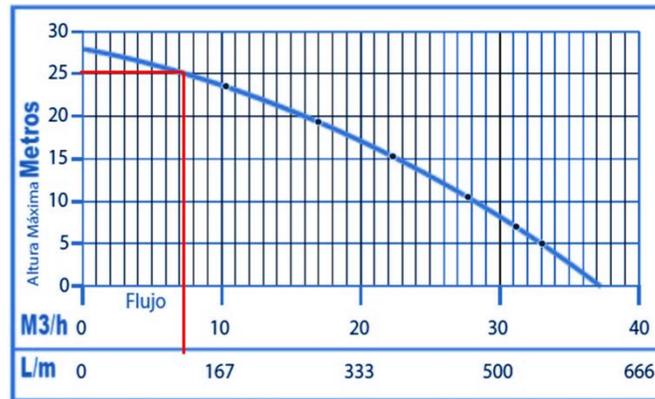


Figura 92. Curva característica de bomba sector 2.

En el caso más desfavorable, se necesitará como mínimo una bomba de 2.16 hp para abastecer las necesidades del cultivo del sector 1 y para el sector 2 se requerirá una bomba de 1 hp.

Debido al elevado costo que presentaría el contrato de servicio eléctrico con la Comisión Federal de Electricidad ya que la línea de trasmisión más cercana se encuentra a más de 150 mts, se propone para el sector 1 dar solución con un esquema de bomba solar compuesto por un conjunto de paneles, controlador y bomba.

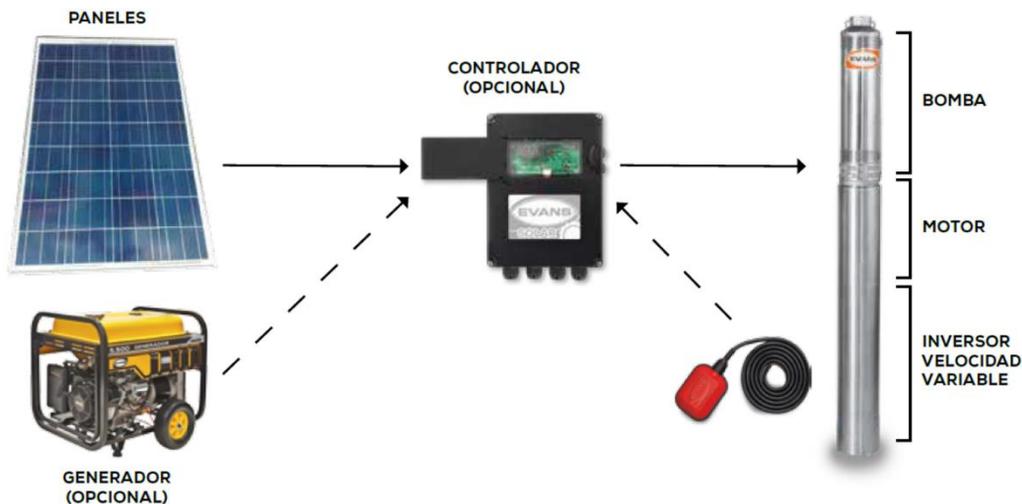


Figura 93. Elementos del sistema de bombeo solar¹¹⁴.

El sistema de bombeo alimentado por energía solar está compuesto por tres principales elementos:

- Conjunto de paneles: Panel fotovoltaico de 250W 30 V.
- Controlador: Caja de control de 12A CA y 10^a CD.
- Bomba: Bomba sumergible de 250 lpm de 3HP.

¹¹⁴ <https://www.evans.com.mx/bombeo-solar.html>

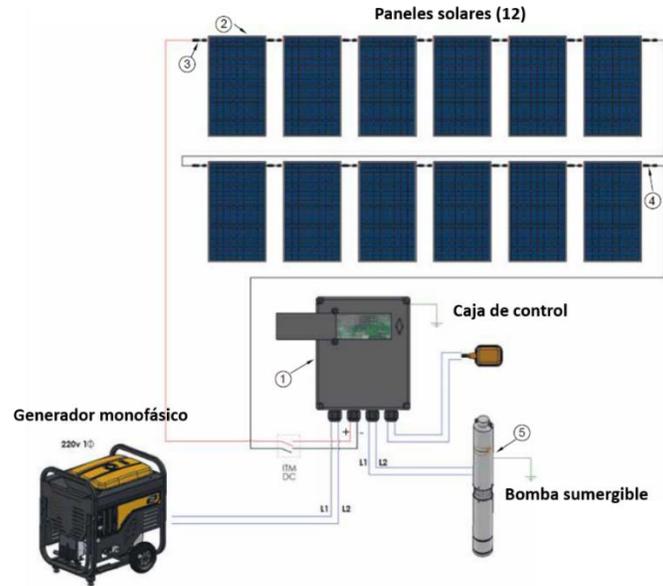


Figura 94. Diagrama conexiones del sistema de bombeo solar.

El sistema seleccionado permite elevar el caudal máximo requerido a la altura manométrica necesaria. En el presupuesto de obra sólo se considerará la instalación de una bomba, no obstante, es recomendable instalar otra en paralelo para no interrumpir el riego en caso de avería.

Resumen cabedal de riego.

Para ambos casos de los sectores 1 y 2, El cabezal de riego estará compuesto para el sector 1 por un sistema de bombeo con paneles solares y una bomba sumergible de 3.0 HP y para el sector 2, la utilización de una bomba de 2.0 HP propiedad del ejidatario, ambas bombas respectivamente conectadas al sistema de filtrado compuesto por dos filtros de arena con su salida para el lavado automático por reflujos y filtro de malla auto-limpiante. No olvidando los tramos de tubería de PVC, válvulas y manómetros que irán entre medio de los elementos. En el Anexo 5 se presenta la disposición de los diferentes elementos del cabezal de riego.

V. PRESUPUESTO DE OBRA

Para la elaboración del presupuesto de obra se plantea su realización en base al análisis de precios unitarios, los cuales describen a cada elemento y/o factor que lo integran como el costo directo, costo indirecto, costo por financiamiento, utilidad y en su caso cargos adicionales.

El correcto análisis de los precios unitarios permite conocer el costo de la ejecución de los trabajos de una manera exacta siempre que estos se lleven a cabo de acuerdo al proyecto planeado. Al hacer un análisis del costo de un trabajo, se determina la cantidad de materiales, mano de obra, herramienta y equipo necesario, así como los costos indirectos, su financiamiento, y su utilidad para la realización de la obra.



Para su realización, se tomará como base la Ley de Obras Públicas y Servicios Relacionados con las Mismas, así como su Reglamento para la integración de los elementos que conforman los costos como el cálculo del factor de salario real, los cargos por herramienta y equipo, costos horarios del equipo, costo directo de materiales, costo de la administración central, cálculo de costo de financiamiento, determinación de utilidad y cargos adicionales, por lo que es importante establecer sus definiciones.

Precio Unitario.

De acuerdo a la Ley mencionada con anterioridad, se considera al precio unitario como “el importe de la remuneración o pago total que debe cubrirse al contratista por unidad de concepto terminado, ejecutado conforme al proyecto, especificaciones de construcción y normas de calidad”. Es integrado por los costos directos correspondientes al concepto de trabajo, los costos indirectos, el costo por financiamiento, el cargo por utilidad y cargos adicionales¹¹⁵.

Unidad de obra.

Es la unidad de medición señalada en el catálogo de conceptos, para cuantificar el concepto de trabajo con fines de medición y pago.

Concepto de trabajo.

Es la descripción detallada del trabajo por realizar, incluyendo el conjunto de operaciones manuales y mecánicas que el contratista deberá realizar durante la ejecución de cada una de las partes que conforman la obra, de acuerdo a planos y especificaciones, divididas convencionalmente para fines de medición y pago, incluyendo el suministro de los materiales correspondientes cuando éstos sean necesarios.

Normas y especificaciones.

Son el conjunto de requerimientos exigidos en los proyectos y presupuesto para definir con precisión y claridad el alcance de los conceptos de trabajo. Las especificaciones de un concepto particular, deben contener la descripción del concepto, materiales que intervienen y su calidad, alcance de la ejecución del concepto, mediciones para fines de pago, cargos que incluyen los precios unitarios y los controles que deben realizarse para garantizar una calidad adecuada de la obra.

¹¹⁵ Factores de Consistencia de Costos y Precios Unitarios, Ing. Ernesto René Mendoza Sánchez, FUNDEC A.C, UNAM, 1994.



La estructura de los elementos que componen un precio unitario son:

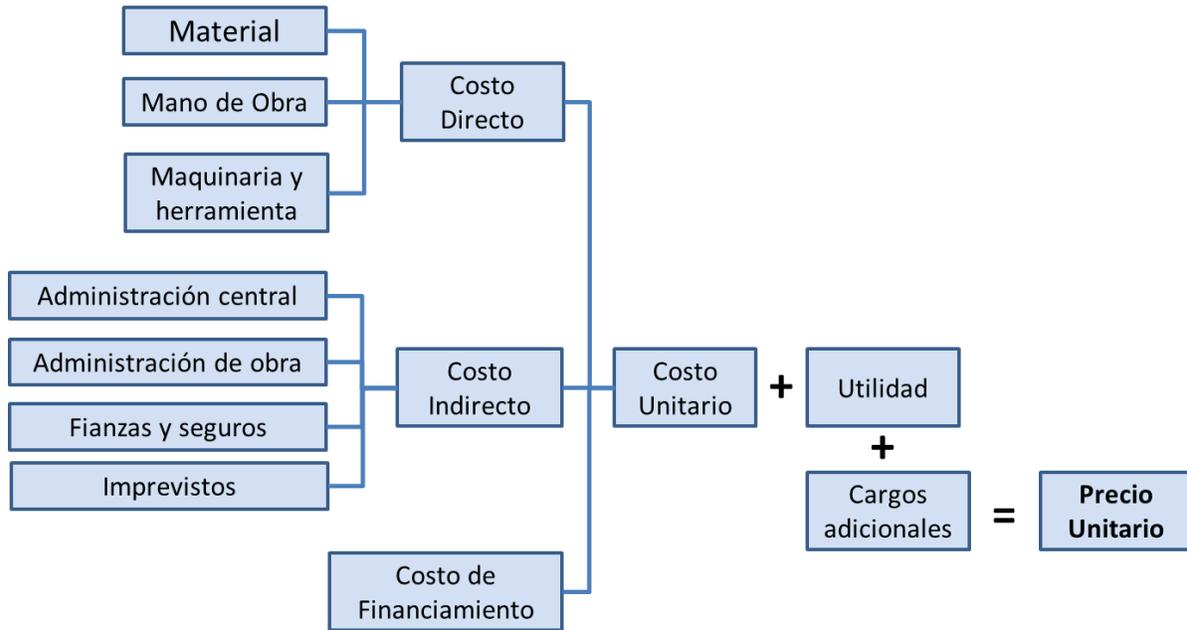


Figura 95. Elementos que conforman el precio unitario.

Al haber completado el proyecto, se procedió a realizar las cuantificaciones de que se necesitan para el catálogo de conceptos por partida, en el que se especifica las actividades por realizar y materiales por suministrar.

CATÁLOGO DE CONCEPTOS					
Obras preliminares					
Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe
OP-1	Limpieza y desmonte de terreno natural incluyendo la remoción de tocones, raíces y maleza mediante rextroexcavadora con capacidad de cucharón de 0.79 m³. Incluye: material, mano de obra y equipo.	m²	7,221.62		
OP-2	Trazo y nivelación con equipo topográfico (estación total), incluye: material, mano de obra y herramienta.	m²	54,239.49		
OP-3	Nivelación de terreno natural mediante motoniveladora con ancho de hoja de 3.65 m. al 0.2% de pendiente , incluye: mano de obra y equipo.	m²	54,239.49		



Cárcamo de bombeo

Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe
CB-1	Limpieza, y despalme de terreno por medios manuales. Incluye: material, mano de obra y equipo.	m ²	48.00		
CB-2	Excavación a cielo abierto, en suelo Tipo II, mediante rextroexcavadora con capacidad de cucharón de 0.79 m ³ , incluye: mano de obra y equipo.	m ³	129.60		
CB-3	Plantilla de concreto simple de f'c=100 kg/cm ² , de 5 cm de espesor. Incluye: suministro de materiales, equipo, maquinaria, herramienta, mano de obra, habilitado, colocación y retiro de cimbra, vaciado y curado del concreto.	m ²	48.00		
CB-4	Losa de concreto armado inferior de 15 cm de espesor a base de concreto f'c= 200 kg/cm ² mezclado en revolvedora de 1 saco hecho en obra, y colado con medios manuales, acero fy=4200 kg/cm ² , armado con varillas del no. 4 @ 15 cm. ambos lados. incluye : cimbra, mano de obra, herramienta y equipo.	m ²	48.00		
CB-5	Muro de concreto armado de 20 cms. de espesor a base de concreto f'c= 200 kg/cm ² mezclado en revolvedora de 1 saco hecho en obra, y colado con medios manuales, acero fy=4200 kg/cm ² , armado con varillas del no. 4 @ 15 cm. en ambos sentidos a doble armado. incluye: cimbra a dos caras, mano de obra, herramienta y equipo.	m ²	68.00		
CB-6	Trabe de concreto armado de 0.20 x 0.30 cms, a base de concreto f'c= 200 kg/cm ² mezclado en revolvedora de 1 saco hecho en obra, y colado con medios manuales, acero fy=4200 kg/cm ² , armado con 4 varillas del no. 4 y estribos del no. 4 separados a 15 cm. incluye: cimbra, mano de obra, herramienta y equipo.	ml	6.00		
CB-7	Dala de concreto armado de 0.20 x 0.20 cms, a base de concreto f'c= 200 kg/cm ² mezclado en revolvedora de 1 saco hecho en obra, y colado con medios manuales, acero fy=4200 kg/cm ² , armado con 4 varillas del no. 3 y estribos del no. 2 separados a 15 cm. incluye: cimbra, mano de obra, herramienta y equipo.	ml	10.00		
CB-8	Losa de concreto armado superior de 15 cm de espesor a base de concreto f'c= 200 kg/cm ² mezclado en revolvedora de 1 saco hecho en obra, y colado con medios manuales, acero fy=4200 kg/cm ² , armado con varillas del no. 4 @ 15 cm. ambos lados. incluye cimbra, mano de obra, herramienta y equipo.	m ²	48.00		
CB-9	Suministro y colocación de marco con tapa de herreria de 0.80 x 0.80 mts incluye: mano de obra, herramienta y equipo.	pza	1.00		
CB-10	Suministro y colocación de grapa para escalera marina con varilla de 1/2" de 1.0 mts anclada en muro de concreto, incluye: mano de obra, herramienta y equipo.	pza	6.00		
CB-11	Aplanado de cemento-arena acabado pulido en proporción 1:4 incluye: repellido, material, mano de obra y equipo.	m ²	164.00		



Cabezal de riego, control y filtrado

Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe
CR-1	Suministro y colocación de sistema de bombeo solar sector 1 compuesto por: - Bomba sumergible mca. evans modelo SD460ME0200G, de 2 HP, 60GPM - 20 Paneles fotovoltaicos de 180 w y 60V - 1 Controlador para bomba de 3Ø 220V de 10A máx. - 3 Conectores macho MC4 - 3 Conectores hembra MC4 - 3 Conectores paralelo 1 macho y 2 hembras - Conector paralelo 2 machos y 1 hembra - Cople rosca hembra de 2 pulgadas de aluminio - Generador eléctrico a gasolina de 2 hp para inyección de fertilizante. incluye: prueba de funcionamiento, mano de obra y equipo.	lote	1.00		
CR-2	Suministro y colocación de cabezal de riego sector 1, compuesto por: - Filtro hidrociclón de 2 pulgadas presión máx. 8 kg/cm2 - Filtro de arena de 18 pulg. con 0.18 m ² de área de filtrado y caudal de 3.0 lps. - Inyector Venturi de 2 pulg. para inyección de fertilizante - Filtro de malla de 2 pulg. 130 micras, 10 bar - Tubería hidráulica y conexiones (codos, tees,) de pvc de 2 pulgadas para el correcto funcionamiento del sistema. - Piezas especiales : Caudalímetro bridado, Toma manométrica, Válvula de no retorno, Válvula de bola, Válvula reguladora de presión , Válvula eliminadora de aire y Depósito de fertilizante 250 L, accesorios en pvc, Conexión brida - pvc, Manómetro de glicerina y todo lo necesario para su correcto funcionamiento. incluye: prueba de funcionamiento, mano de obra y equipo.	pza pza pza pza lote lote	1.00 2.00 1.00 1.00 1.00 1.00		
CR-3	Suministro y colocación de cabezal de riego sector 2, compuesto por: - Filtro hidrociclón de 2 pulgadas presión máx. 8 kg/cm2 - Filtro de arena de 18 pulg. con 0.18 m ² de área de filtrado y caudal de 3.0 lps. - Inyector Venturi de 2 pulg. para inyección de fertilizante - Filtro de malla de 2 pulg. 130 micras, 10 bar - Tubería hidráulica y conexiones (tubo, codos, tees, conexión brida-pvc, cementante) de 2 pulgadas para el correcto funcionamiento del sistema. - Piezas especiales : Caudalímetro bridado, Toma manométrica, Válvula de no retorno, Válvula de bola, Válvula reguladora de presión , Válvula eliminadora de incluye: prueba de funcionamiento, mano de obra y equipo.	pza pza pza pza lote lote	1.00 2.00 1.00 1.00 1.00 1.00		

Riego por Goteo

Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe
RG-1	Limpieza, y despalle de terreno por medios manuales. Incluye: material, mano de obra y equipo.	m ²	54,239.49		
RG-2	Suministro y colocación de Cinta de riego Ø 16 mm. en 8 mil de espesor (0,20 mm) con gotero integrado de 2 L/H. cada 75 cm, incluye: material, mano de obra y equipo.	ml	25,897.00		
RG-3	Suministro y colocación de manguera plana tipo layflat de 2 pulgadas reforzada con presión máxima de 12 bar, incluye: material, mano de obra y equipo..	ml	1,132.83		
RG-4	Suministro y colocación de conector roscado layflat - cinta de riego de Ø 16 mm. , incluye: material, mano de obra y equipo.	pza	445.00		
RG-5	Suministro y colocación de tapon final para cinta de riego de Ø 16 mm., incluye: material, mano de obra y equipo.	pza	445.00		
RG-6	Suministro y colocación de válvula tres vías pvc con compuerta rotatoria para cambio de paso presión máxima 6 bar., incluye: material, mano de obra y equipo.	pza	5.00		
RG-7	Suministro y colocación de codo de 90 grados con cople de pvc para manguera layflat de 2 pulgadas así como con válvula dos vías con compuerta rotatoria para cambio de paso presión máxima 6 bar, incluye abrazadera sin fin de acero, incluye: material, mano de obra y equipo.	pza	2.00		



5.1 Costo Directo, Materiales.

Para la definición del tipo, especificaciones y calidad de los materiales a emplearse en una obra, éstos recaen sobre los profesionales encargados del proyecto, que tendrán como requisito indispensable conocer ampliamente los materiales en todos sus aspectos. Este conocimiento, le será de enorme utilidad para seleccionar los materiales óptimos, adecuados a las condiciones de trabajo (calidad) y acordes con sus limitaciones económicas.

Existen varias maneras de clasificar los materiales, por ejemplo: en cuanto a su origen (natural, elaborado, procesado y artificial), en cuanto a su composición, resistencia, calidad, etc. Sin embargo, independientemente de la clasificación que se emplee, el conocimiento de sus propiedades, características y aplicaciones resulta particularmente importante para el ingeniero constructor.

Precio de adquisición.

El costo de material que se toma como base para integrar el precio unitario de un concepto, es el “costo del material puesto en obra”, el cual está integrado por el precio de adquisición en fábrica (lugar de origen), más el costo de transporte incluyendo carga y descarga, más las mermas, en su caso, tanto en la transportación y maniobras hasta su utilización.

Existe gran diversidad en los precios de adquisición de un mismo tipo de material, debiéndose esto a factores como los siguientes: de acuerdo a su calidad, lejanía a la fuente de origen del material, volumen de compra y condiciones de pago.

De lo anterior, surge la necesidad que se tiene de conocer y estar al tanto de los precios de adquisición de los distintos materiales, de los diversos fabricantes y de los nuevos productos que aparecen continuamente en el mercado, con el fin de aprovechar al máximo las mejores condiciones en cada momento, adquiriendo el material más adecuado y económico dentro de la calidad especificada, realizando además dicha adquisición en el momento oportuno, la cual se realiza mediante una adecuada planeación y programación de la obra.

Abundancia y escasez.

La abundancia y escasez de los materiales dependen directamente de las condiciones de la oferta y la demanda en el mercado. Un material puede ser escaso porque la demanda sea muy elevada o muy ocasional (materiales raros, descontinuados o de fabricación artesanal). Un material puede ser muy abundante o muy escaso en un determinado lugar, dependiendo de la abundancia o escasez de la materia prima que lo componga.

La abundancia o escasez de materiales básicos en la localidad es determinante para la selección de procedimientos y tipos de construcción, en base a los materiales disponibles en las cercanías, sin detrimento de considerar factores como los geológicos, topográficos, de resistencia, de permeabilidad, sísmicos, etc.



Fluctuaciones.

Es evidente que existen en el mercado fluctuaciones, tanto del precio de adquisición, como de la disponibilidad misma de un material. El precio fluctúa generalmente con las variaciones de la oferta y la demanda, ocasionadas por diversas causas: condiciones climáticas, problemas laborales que afectan a la producción, escasez periódica de la materia prima, inicio y desarrollo de una obra muy grande que demande altos consumos del material, entre otras.

Transporte, carga y descarga de materiales.

El monto del costo de las operaciones de carga, descarga y transportación (flete), dependen primordialmente de la distancia de la fuente productora a la fuente de consumo del material, y de los procedimientos que se sigan para la carga y descarga del mismo. Este costo debe integrarse al precio de adquisición para obtener el costo del material puesto en obra.

Debe tenerse en cuenta para efectos de determinar el costo del material puesto en obra, el efecto que pueden tener las mermas en todas estas etapas de transportación. Las mermas se expresan como un porcentaje del costo del material, se determinan por experiencias anteriores o análisis directo de las condiciones particulares de transportación, y dependen fundamentalmente del tipo de material, del tipo de transporte y de las condiciones en que deben realizarse las operaciones de carga, descarga y transportación propiamente dichas.

Derechos y regalías.

Ocasionalmente, el costo de un material puede verse afectado por el pago de ciertos derechos y regalías, como pueden ser derechos de importación, derechos de paso y regalías de explotación, en su caso derecho de paso al propietario o propietarios de los predios afectados. El monto de los derechos y regalías está regido por la legislación vigente, con base en los acuerdos específicos que se celebren entre las partes.

Almacenamiento de materiales.

El costo que origina el almacenamiento de los materiales debe aplicarse al rubro de indirectos y, dentro de ellos, específicamente a la "administración de obra", y no ser aplicado al costo del material, ya que el costo de almacenes o bodegas, tanto en el caso que alberguen varios materiales o solamente uno, tendría que prorratearse entre todos éstos, o afectar a todos los conceptos en que el o los materiales fuesen utilizados, lo cual además de laborioso, sería impráctico e inexacto.

Riesgos.

Los materiales que se emplean en obra están sujetos a distintos riesgos desde su transportación hasta su utilización. Dependiendo del monto de la inversión o del tipo de material que se trate, puede tomarse la decisión de cubrir el riesgo, lo cual se traduce en un sobre costo equivalente al pago de la prima para asegurar el material.



Consumos.

Tan importante como la determinación del costo de los materiales, es el cálculo de la cantidad que se requiere de cada uno de ellos en los diferentes conceptos que integran el presupuesto de una obra. Esta cuantificación, deberá hacerse con base en lo que establece el concepto de obra, las especificaciones de construcción y en el propio procedimiento constructivo.

5.1.1 Costo directo de materiales.

Conocido el precio de adquisición del material y su consumo correspondiente dentro del concepto de obra que se analiza, el costo directo por concepto de materiales se calcula como:

$$M = P_m \times C_m$$

Donde:

M : Representa el costo directo por concepto de materiales.

P_m : Representa el precio de mercado más económico por unidad del material que se trate, puesto en el sitio de su utilización, sumando a los precios de adquisición en el mercado, los acarreos, maniobras y mermas aceptables durante su manejo.

C_m : Representa el consumo de materiales por unidad de concepto de trabajo. Cuando se trate de materiales permanentes, C_m se determinará de acuerdo con las cantidades que deban utilizarse según el proyecto, las normas y especificaciones de construcción aplicables, considerando adicionalmente los desperdicios que la experiencia determine.

Con la finalidad de integrar el costo directo de los materiales y aplicarlos en los conceptos de obra se realizó una investigación promediando el costo de materiales de mercado para el periodo de elaboración de este trabajo.

Costo de materiales Septiembre - Noviembre 2019

Material	Unidad	Cantidad	Costo
Abrazadera sin-fín acero inoxidable	Pza	1	\$21.00
Agua	lt	1	\$0.08
Alambre recocido	Kg	1	\$23.50
Alambrón 1/4"	Kg	1	\$16.90
Arena	m3	1	\$421.68
Bomba sumergible mca. Evans de 3 HP	Pza	1	\$11,383.00
Cabezal de riego	lote	1	\$30,001.04
Calhidra	ton	1	\$2,444.00
Cemento portland	ton	1	\$3,103.00
Chaflán de madera de pino de 1"	ml	1	\$3.50
Cinta de riego 16 mm con gotero 2L/h	ml	1	\$1.08
Clavo 2 1/2"	Kg	1	\$26.50
Codo de 2" PVC	Pza	1	\$20.00
Conector roscado Layflat - Cinta de riego	Pza	1	\$7.60
Desmoldante	lt	1	\$37.97
Diesel	lt	1	\$21.07
Grava	m3	1	\$431.36



Costo de materiales Septiembre - Noviembre 2019.....cont

Material	Unidad	Cantidad	Costo
Madera 3A. 3/4" x 30	Pza	1	\$145.00
Madera en barrote 2" x 4"	Pza	1	\$42.00
Madera en barrote 2" x 4"	Pt	1	\$7.88
Madera en duela 1" x 4"	Pza	1	\$125.00
Madera en duela 1" x 4"	Pt	1	\$46.82
Madera en polín 3 1/2" x 3 1/2"	Pza	1	\$75.00
Madera en polín 3 1/2" x 3 1/2"	Pt	1	\$9.18
Madera en polín 4" x 4"	Pza	1	\$112.55
Madera en polín 4" x 4"	Pt	1	\$10.56
Manguera tipo Layflat 2"	ml	1	\$16.50
Pegamento para PVC	ml	1	\$3.97
Pintura en aerosol	Pza	1	\$60.00
Pintura en esmalte anticorrosiva	Lt	1	\$141.00
Ponchadora para manguera Layflat	Pza	1	\$144.80
Tabla de pino madera 3/4x30 cm 3a.	Pza	1	\$121.80
Tapa de herrería de 60x60 cm	Pza	1	\$650.00
Tapón final cinta de riego 16 mm	Pza	1	\$5.50
Triplay de pino de 16 mm de espesor	Pza	1	\$525.42
Triplay de pino de 16 mm de espesor	m2	1	\$176.51
Tubo de PVC 2"	ml	1	\$17.50
Válvula de 2 vías PVC	Pza	1	\$120.00
Válvula de 3 vías PVC	Pza	1	\$929.53
Varilla no. 4	ton	1	\$14,700.00

Tabla 45. Costo de materiales investigados Septiembre – Noviembre 2019.

Para ejemplificar el costo directo de materiales, se desarrollará el costo de material puesto en obra de uno de los conceptos dentro del presupuesto: *“Habilitado, armado, y colocación de acero de refuerzo del No. 4 (1/2”) con un $f'c = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$, para la conformación de un elemento estructural, incluye: alambre recocido para amarres, ganchos traslapes y desperdicios por utilización”*.
Unidad: Tonelada

Datos:

Costo por tonelada de acero de refuerzo puesto en obra = \$ 14,700/ ton

Costo de adquisición puesto en obra de alambre recocido # 16 = \$23.50/Kg

Nota: El número de kilos de alambre recocido que se emplearán para habilitar 1 tonelada de acero se propone de 25 kilos (cantidad aproximada).

Obtención del costo directo, aplicando $M=Pm \times Cm$:

Acero:

$$Pm=\$ 14,700.00$$

$$C= 1.0 \text{ ton} \times 1.030 \text{ ton/ton}$$

Alambre recocido:

$$Pm=\$23.50$$



C= 25 Kg/ton (incluye desperdicio)

Con estos datos, se puede calcular:

“Costo directo del material *acero de refuerzo del No. 4 (1/2")* puesto en obra, incluyendo alambre recocido para amarres, ganchos traslapes y desperdicios por utilización”.

Es común presentar los análisis de precios unitarios en formatos estandarizados llamados matrices o tarjetas, para el ejemplo anterior la presentación la parte correspondiente a materiales quedaría de la siguiente forma:

Materiales	Unidad	Cantidad (Cm)	Costo Unitario (Pm)	Importe \$
Varilla No. 4	Ton	1.030	\$ 14,700.00	\$ 15,141.00
Alambre recocido	Kg	25.000	\$ 23.50	\$ 587.50
		SUMA		\$ 15,728.50

Tabla 46. Matriz de material acero de refuerzo.

5.2 Costo Directo, Mano de obra.

Frecuentemente, el costo directo de mano de obra es una parte importante del costo total de una obra, debido a que en nuestro país, los trabajadores tienen derecho a prestaciones, cuotas y aportaciones que el patrón se encuentra obligado a sufragar y por consecuencia a transmitir al cliente final.

En el campo de la construcción, al grupo de personas que trabajan de manera coordinada con un propósito común, recibe el nombre de cuadrilla, que de acuerdo con la naturaleza y complejidad de los trabajos por ejecutar, será el número y especialidad de las personas que integran una cuadrilla, algunos ejemplos son los siguientes:

Cuadrillas	
1 Cabo + x número de peones	1 Topógrafo + 2 cadeneros
1 Oficial albañil + 1 ayudante	1 Oficial cerrajero + 1 ayudante
1 Oficial herrero + 1 ayudante	1 Oficial yesero + 1 ayudante
1 Oficial carpintero + 1 ayudante	1 Oficial pintor + 1 ayudante
1 Oficial plomero + 1 ayudante	1 Oficial pastero + 1 ayudante
1 Oficial electricista + 1 ayudante	1 Colocador de loseta + 1 ayudante
1 Oficial aluminero + 1 ayudante	1 Colocador de alfombra + 1 ayudante
1 Oficial herrero + 1 ayudante	1 Tablarroquero + 1 ayudante
1 Oficial vidriero + 1 ayudante	1 Oficial jardinero + 1 ayudante
1 Ebanista + 1 ayudante	1 Impermeabilizador + 1 ayudante
1 Oficial soldador + 1 ayudante	1 Poblador + 1 ayudante + 1 cargador
1 Oficial colocador de tubería + 1 ayudante	1 Cabo de maniobras + 1 maniobrista
0.10 Cabo + 1 oficial tubero + 2 ayudantes + 4 peones	1 Oficial herrero + 1 soldador + 1 ayudante + 1 peón

Tabla 47. Cuadrillas en la construcción.



En una obra o inclusive en un frente de trabajo, es normal que puedan estar trabajando simultáneamente varias cuadrillas de la misma o de diferente especialidad; para efectos de calcular el costo directo de la mano de obra, en el primer caso, es conveniente tomar en consideración una sola cuadrilla, en el segundo caso se tomará cada una de las cuadrillas con su correspondiente rendimiento en la actividad que están ejecutando.

El costo real que se cobra por mano de obra, depende de la cuantía del salario convenido y del tiempo efectivamente trabajado. En obras a base de precios unitarios es inevitable desglosar y calcular con cierta precisión, el salario y cada uno de los costos adicionales que tendrán que erogarse, así como el tiempo que efectivamente trabajará el obrero en un periodo determinado. A partir de este valor se obtiene el costo directo de mano de obra aplicando un rendimiento que dependerá del esfuerzo que requiera cada concepto de trabajo.

Para el cálculo del costo de mano de obra se obtiene mediante la siguiente expresión¹¹⁶:

$$Mo = \frac{Sr}{R}$$

Donde:

Mo: Costo por mano de obra.

Sr: Salario real de personal que interviene en cada concepto de trabajo por jornada de 8 horas, incluyendo las cuotas obrero-patronales de la Ley Federal del Trabajo, Ley del INFONAVIT y la Ley del IMSS; Para obtener este rubro se considera:

$$Sr = Sn * Fsr$$

Sn: Salario nominal de las diferentes categorías y especialidades de acuerdo a la zona o región donde se ejecuten los trabajos.

Fsr: Factor de salario real.

R: Rendimiento, es decir la cantidad de trabajo por jornada de 8 horas.

El factor de salario real *Fsr*, se debe entender como la relación de los días realmente pagados en un periodo anual divididos entre los días efectivamente pagados durante el mismo periodo de tiempo de acuerdo con la siguiente expresión:

$$Fsr = Ps \left(\frac{Tp}{Tl} \right) + \left(\frac{Tp}{Tl} \right)$$

Donde:

Ps: Representa en fracción decimal, las obligaciones obrero – patronales derivadas de la Ley del IMSS y Ley del INFONAVIT.

¹¹⁶ Ley de Obras Públicas y Servicios Relacionados con las Mismas, DOF, Reforma del 13 enero de 2016.



T_p : Días realmente pagados durante un periodo anual.

T_l : Días realmente laborados durante el mismo periodo anual utilizado en T_p .

Para la determinación del salario real, se deberán considerar los días que estén dentro del periodo anual y que de acuerdo de acuerdo con la ley Federal del Trabajo y contratos colectivos, resulten pagos obligatorios, aunque no sean laborables.

Derivado de lo anterior, para el proyecto del sistema de riego por goteo propuesto, se plantea la siguiente mano de obra que se requiere para realizar su construcción.

Categoría	Sueldo Base
Ayudante	\$161.46
Cabo	\$270.83
Oficial albañil	\$243.06
Operador de equipos menores	\$161.46
Oficial herrero	\$230.93
Oficial carpintero	\$230.33
Plomero	\$234.03
Topógrafo	\$378.00

Tabla 48. Mano de Obra.

5.2.1 Ley Federal del Trabajo (LFT).

Para determinar las cuotas obrero patronales se debe recordar que el salario real de un trabajador que interviene directamente en la ejecución de un concepto de trabajo debe considerar todas las prestaciones que deriven de la Ley Federal de Trabajo, la Ley del Seguro Social, la Ley del Instituto del Fondo Nacional de la Vivienda para los Trabajadores y de los Contratos Colectivos de Trabajo, conforme al Reglamento de la Ley de Obras Públicas y Servicios Relacionados con las Mismas.

Otros datos importantes que se deben conocer son los días no laborales al año, así como el total de días pagados, incluyendo vacaciones y aguinaldo, los días no laborados por costumbre que dependen según el lugar en el que se encuentre y las festividades que se tengan.

Días realmente pagados (DP)	Días	Días descanso por Ley (DL)	Días	Días descanso por costumbre (DC)	Días
Días Calendario	365	Días Domingo (art. 69 LFT)	52	Festivos costumbre	7
Aguinaldo	15	Festivos oficiales (art. 74 LFT)	7	Mal tiempo	2
Prima Vacacional (25% de 6 días)	1.5	Vacaciones (art. 76 LFT)	6	Total	9
Total	381.5	Total	65		

Con la información anterior se determina la obligación patronal por la Ley Federal de Trabajo:

$$Total T_p = Dias calendario + Aguinaldo + Prima Vacacional$$

$$Total T_p = 381.5$$



$$\text{Total Tl} = \text{Dias calendario} - \text{Total DL} - \text{Total DC}$$

$$\text{Total Tl} = 365 - 65 - 9 = 291$$

$$\text{Factor LFT} = \text{Total Tp} / \text{Total Tl} = 1.3109$$

$$\text{LFT} = \text{Factor LFT} * \text{Salario base}$$

Categoría	LFT
Ayudante	\$211.66
Cabo	\$355.03
Oficial albañil	\$318.63
Operador de equipos menores	\$211.66
Oficial herrero	\$302.73
Oficial carpintero	\$301.94
Plomero	\$306.79
Topógrafo	\$495.52

Tabla 49. Ley Federal del Trabajo.

5.2.2 Ley del Instituto del Fondo Nacional de la Vivienda para los Trabajadores (INFONAVIT).

Al haber obtenido la obligación patronal por la Ley Federal del Trabajo se obtiene la cuota correspondiente a la Ley del Instituto del fondo Nacional de la Vivienda para los Trabajadores:

$$\text{Factor INFONAVIT} = 5 \% \text{ de Ley Fedral del Trabajo}$$

Categoría	INFONAVIT
Ayudante	\$10.583
Cabo	\$17.752
Oficial albañil	\$15.931
Operador de equipos menores	\$10.583
Oficial herrero	\$15.136
Oficial carpintero	\$15.097
Plomero	\$15.339
Topógrafo	\$24.776

Tabla 50. Ley del Instituto del Fondo Nacional de la Vivienda para los Trabajadores.

5.2.3 Ley del Instituto Mexicano del Seguro Social (IMSS).

Con el fin de determinar la cuota obrero patronal respecto a la Ley del Seguro Social es importante mencionar que, a partir del 30 de diciembre de 2016, el gobierno federal creó la UMA (Unidad de Medida y Actualización) con el fin de desindexar¹¹⁷ al salario mínimo como referencia económica a fin de que las cuotas obrero/patronales se vean incrementadas notablemente.

¹¹⁷ Quitar al salario mínimo el uso generalizado como unidad de cuenta.



Periodo	UMA
Diario	\$ 84.49

Tabla 51. Valor de la Unidad de Medida y Actualización 2019.

Las cuotas obrero-patronales a cubrir por el trabajador y el patrón para el cálculo del factor de Salario Real son las siguientes:

Categoría	Descripción	Tipo	Coutas a cubrir			Base para cálculo	Marco Normativo
			PATRÓN	OBrero	TOTAL		
I	Riesgos de trabajo	En especie y en dinero	riesgo vigente de la	0.000%	riesgo vigente de la	SBC	LSS (Art. 71)
II	Enfermedades y maternidad	Couta fija	20.400%	0.000%	20.400%	UMA	LSS (Art. 106 Fracc. I y Décimo Noveno Transitorio)
		Aplicación al excedente de 3 UMAs	1.100%	0.400%	1.500%	SBC - (3*UMA)	LSS (Art. 106 Fracc. II y Décimo Noveno Transitorio)
		Prestaciones en dinero	0.700%	0.250%	0.950%	SBC	LSS (Art. 107 Fracc. I y II)
		Gastos médicos Pensionados	1.050%	0.375%	1.425%	SBC	LSS (Art. 25)
III	Invalidez y vida	En dinero	1.750%	0.625%	2.375%	SBC	LSS (Art. 147)
IV	Retiro	En dinero	2.000%	0.000%	2.000%	SBC	LSS (Art. 168, Fracc. I)
	Cesantía en edad avanzada y vejez	En directo	3.150%	1.125%	4.275%	SBC	LSS (Art. 168, Fracc. II)
V	Guarderías y prestaciones sociales	En especie	1.000%	0.000%	1.000%	SBC	LSS (Art. 111)

Categoría	Descripción	Tipo	Patrón		Trabajador	
			SBC	UMA	SBC	UMA
I	Riesgos de trabajo	En especie y en dinero	0.0758875			
II	Enfermedades y maternidad	Couta fija		0.20400		
		Aplicación al excedente de 3 UMAs	0.011 (SBC - 3 UMA)		0.004 (SBC - 3 UMA)	
		Prestaciones en dinero	0.00700		0.00250	
		Gastos médicos Pensionados	0.01050		0.00375	
III	Invalidez y vida	En dinero	0.01750		0.00625	
IV	Retiro	En dinero	0.02000		0.00000	
	Cesantía en edad avanzada y vejez	En directo	0.03150		0.01125	
V	Guarderías y prestaciones sociales	En especie	0.01000		0.00000	
Total			0.17239	0.20400	0.02375	

Tabla 52. Obligaciones obrero-patronales de la Ley del Seguro Social.



$$\text{Factor de integración del salario (FSI)} = \text{Total Tp}/365$$

$$\text{FSI} = 1.0452$$

$$\text{IMSS} = (\text{SBC}_{\text{patron}} * \text{FSI} * \text{Salario Base}) + (\text{UMA}_{\text{patron}} * \text{UMA})$$

Categoría	IMSS
Ayudante	\$46.328
Cabo	\$66.360
Oficial albañil	\$61.037
Operador de equipos menores	\$46.328
Oficial fierro	\$58.845
Oficial carpintero	\$58.737
Plomero	\$59.404
Topógrafo	\$86.902

Tabla 53. Cuotas obrero-patronales de la Ley del Seguro Social.

Al obtener las cuotas obrero – patronales de la Ley Federal del Trabajo, INFONAVIT e IMSS, se determina el salario real de cada trabajador y su correspondiente factor de salario real y con ello elaborar el tabulador de mano de obra que habrá de utilizarse para la integración de los costos directos por concepto de mano de obra.

Categoría	Salario Real	FSR
Ayudante	\$268.57	1.6634
Cabo	\$439.14	1.6215
Oficial albañil	\$395.60	1.6276
Operador de equipos menores	\$268.57	1.6634
Oficial fierro	\$376.71	1.6313
Oficial carpintero	\$375.77	1.6315
Plomero	\$381.53	1.6303
Topógrafo	\$607.20	1.6063

Tabla 54. Salario Real y Factor de Salario Real por Trabajador.

5.2.4 Rendimientos de Mano de obra.

Un concepto importante al realizar el análisis de precios unitarios es el rendimiento de mano de obra, el cual se define como la producción o cantidad de obra ejecutada por una persona o grupo de personas (cuadrilla) por unidad de tiempo.

Generalmente la unidad de tiempo seleccionada es la jornada de trabajo, aunque pueden darse casos en que dicha unidad sea medida por hora. Para el cálculo de los rendimientos se puede recurrir a:

- Observación directa, registrando las cantidades de obra ejecutadas y el tiempo en que se llevaron a cabo. Es conveniente hacer varias observaciones que sean representativas y



evitar que los trabajadores se den cuenta de que están siendo observados ya esto distorsionaría el estudio.

- Publicaciones especializadas que de manera estadística han registrado rendimientos promedio de los trabajos más frecuentes. Hay que tomar con cautela esta información ya que son para condiciones promedio.
- Un análisis teórico con el apoyo de quienes ejecutarán el trabajo. En ocasiones no hay información de ciertos conceptos de obra poco frecuentes y es necesario hacer una serie de suposiciones para calcular el rendimiento probable en campo.

Por otra parte, es importante mencionar los factores que afectan los rendimientos de la mano de obra como el clima, la capacitación del trabajador, herramientas inadecuadas y seguridad que se tenga en la obra ya que al no considerarlos se obtendrían valores de rendimiento considerablemente diferentes, un par de ejemplos de ellos son los siguientes:

Concepto	Cuadrilla	Rendimiento
Plantilla de concreto simple fabricado en obra de 5 cm de espesor, incluye preparación de la superficie, vaciado del concreto, vibrado, curado y terminado.	1 Oficial Albañil + 1 Ayudante	15 m ³ /jor
Acero de refuerzo, incluye corte, habilitado, armado, ganchos y traslapes (3/8").	1 Oficial Fierro + 1 Ayudante	0.15 ton/ jor

Tabla 55. Ejemplos de Rendimiento por cuadrillas.

A continuación, para ejemplificar la determinación del costo directo por concepto de mano de obra se desarrollará para uno de los conceptos dentro del presupuesto: *“Habilitado, armado, y colocación de acero de refuerzo”*.

La integración de la cuadrilla para el concepto del ejemplo es: 1 Cabo de oficios, 1 Oficial fierro + 1 Ayudante, y su salario real es:

Categoría	Sueldo Base	FSR	Salario Real
Cabo oficios	\$270.83	1.6215	\$439.15
Oficial fierro	\$230.93	1.6313	\$376.72
Ayudante	\$161.46	1.6634	\$268.57
Total por jornada			\$1,084.44

En el caso particular del cabo de oficios, este se considera integrado en una cuadrilla junto con varios ayudantes, cuyo número varía de acuerdo con la capacidad que tenga el cabo para organizar y supervisar al personal. La cuadrilla en estas condiciones quedará integrada de la siguiente manera: Cuadrilla de peones = 1 Cabo + x número de ayudantes, donde x suele ser 10, 15 ó 20.

Adicionalmente, como el rendimiento está asociado a un solo ayudante, la cuadrilla finalmente se expresa como una fracción de cabo más un ayudante; esto es, suponiendo que el número de peones fuera de 10:



Cuadrilla = 0.10 Cabo + 1 Ayudante

El rendimiento se determina tomando en consideración los puntos desarrollados con anterioridad y que para el caso del ejemplo depende de los diámetros de varilla que se habiliten, del sitio y facilidades de trabajo.

El personal de la cuadrilla habilita y coloca entre 0.150 y 0.200 toneladas de acero por turno de trabajo. Consideraremos para el presente análisis un rendimiento de 0.20 toneladas por jornada.

<i>Categoría</i>	<i>Unidad</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Salario Real</i>	<i>Importe \$</i>
Cabo de oficios	jor	0.1	\$ 439.14	\$ 43.91
Oficial fierro	jor	1.0	\$ 376.71	\$ 376.71
Ayudante	jor	1.0	\$ 268.57	\$ 268.57
<i>Total jornada</i>				\$ 689.19

Mano de obra habilitado de acero / ton:

$$\frac{\$689.19}{0.20} = \$3,445.97$$

Por tanto:

Costo de mano de obra por concepto de corte, habilitado y colocación de acero de refuerzo por tonelada = \$3445.97

5.3 Costo Directo, Maquinaria y Equipo.

De igual forma como sucede con la mano de obra, el costo de operación de la maquinaria representa un gran porcentaje del costo total de las obras, por ese motivo su cálculo tiene vital importancia. Una evaluación adecuada y una organización que permita una acertada elección de la maquinaria, su correcta utilización y su aprovechamiento óptimo, para garantizar la conclusión de las mismas en los plazos previstos garantizarán la obtención de ganancias evitando grandes pérdidas.

Existen varias formas de clasificar la maquinaria de la construcción, siendo algunas de ellas las siguientes: por su uso o función específica, por la especialidad de construcción, por su estado dentro de la empresa o entidad y por su tamaño.

Considerando la clasificación más práctica en equipo ligero y equipo pesado, a continuación se enlistan algunos de los equipos más comunes:

- Equipo ligero: malacates, revolventas, vibradores, compactadores manuales, bombas para concreto, soldadoras, cortadoras y dobladoras de varilla.
- Equipo pesado: tractores, cargadores, excavadoras, motoescrepas, compactadores, compresores, plantas de trituración, equipo para excavación de túneles y equipo diverso como camiones, pipas y plantas de concreto.



Para considerar la maquinaria como parte del costo directo de una unidad de obra, previamente se calcula el denominado costo horario directo de operación, que resulta de dividir el importe del costo horario de la hora efectiva de trabajo entre el rendimiento de dicha maquina o equipo, que para el proyecto que nos ocupa, se considera plantear analizar el costo horario de una revolvedora de un saco, una motoniveladora, una retroexcavadora y una estación total, obteniendo sus cargos fijos, cargos por consumo y cargos por operación.

Los conceptos que intervienen en el costo horario de operación son los costos fijos, los costos por consumo y los costos por operación.

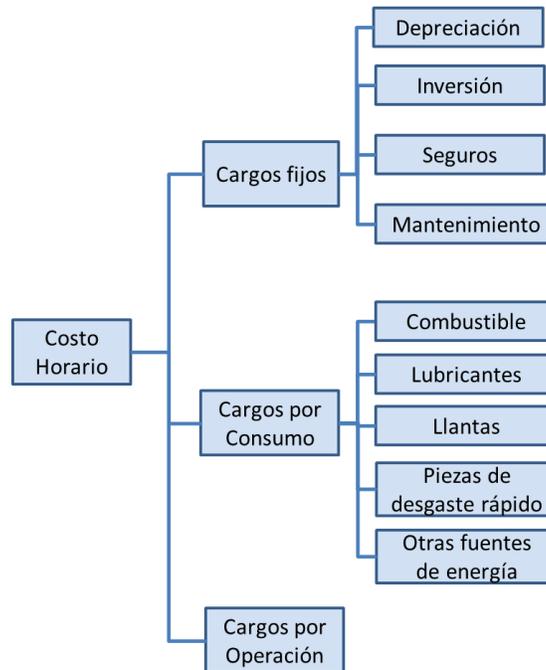


Figura 96. Cargos que integran el Costo Horario.

5.3.1 Vida útil.

En toda maquinaria, tanto durante los tiempos de utilización, como durante los periodos en que se encuentra en espera o reserva, sus diversas partes y mecanismos van sufriendo desgastes y deméritos, por lo que con cierta frecuencia, más o menos determinada y predecible, dichas partes deben ser reparadas o sustituidas para que la máquina esté constantemente habilitada para trabajar y producir con eficiencia y economía.

Sin embargo, con el transcurso del tiempo, irremediamente toda máquina llega a encontrarse en un estado tal de desgaste y deterioro, que su posesión y trabajo significan un gravamen para el propietario, cuando los gastos que se requieren para su producción, exceden a los rendimientos económicos obtenidos con la misma donde se reportarán pérdidas económicas y/o riesgos irracionales.



En este sentido, entendemos por vida útil de una máquina, el lapso durante el cual la maquinaria está en condiciones de realizar trabajo, sin que los gastos de su posesión excedan los rendimientos económicos obtenidos, por mínimos que éstos sean.

5.3.2 Vida económica.

Se entiende por vida económica de una máquina (V_e), el período durante el cual ésta puede operar en forma eficiente, realizando un trabajo económico, satisfactorio y oportuno, siempre y cuando la máquina sea correctamente conservada y mantenida.

Toda maquinaria desde el inicio de sus operaciones, va sufriendo un demérito constante, por lo que, para conservarla en condiciones de funcionamiento satisfactorio, requiere de erogaciones y gastos derivados de la operación y del mantenimiento.

A medida que aumenta la vida y el uso de la maquinaria, su productividad tiende a disminuir y los costos de operación van en constante aumento como consecuencia de los gastos cada vez mayores de conservación y mantenimiento, así como por las averías cada vez más frecuentes que sufre, lo que a la vez aumenta sus tiempos muertos o improductivos, reduciendo su disponibilidad.

Esta situación llega incluso a afectar la productividad de otras máquinas que se encuentran abasteciendo a la primera o trabajando conjuntamente con ella en la ejecución de cierto trabajo.

De la observación de registros cuidadosos y detallados de los costos de operación y mantenimiento de una máquina, se determina que, después de cierto período, cuando los costos por hora de operación son cada vez mayores que el promedio de costos obtenidos durante sus años anteriores de operación, la máquina habrá llegado al fin de su vida económica. A partir de ahí, su operación resultará antieconómica.

Se entiende que una máquina ya es económicamente obsoleta cuando ha alcanzado el término de su vida económica, quedando además totalmente amortizada la inversión del capital empleado en su adquisición.

El criterio de determinación más empleado es el estadístico, siendo en nuestro medio las estadísticas norteamericanas las más comúnmente aceptadas, debido fundamentalmente a que la mayoría de la maquinaria disponible en nuestro mercado es obtenida de ese país.

5.3.3 Valor de rescate.

Se entiende por valor de rescate de una máquina (V_r), el valor comercial que tiene al final de su vida económica. Toda máquina usada, aún en el caso de que sólo amerite considerarse como desperdicio, tiene siempre un cierto valor de rescate. Se acostumbra considerar el valor de rescate, como un porcentaje del valor de adquisición de la máquina, que puede variar entre 5% y 20%. El valor de adquisición, por otra parte, se considera como el precio promedio actual de la máquina en el mercado, pagado de contado.



Para efectos de obtención del costo horario de operación de una máquina, existe también el criterio de considerar que, al finalizar el período de su vida económica, el equipo está totalmente depreciado, considerándose entonces nulo su valor de rescate.

5.3.4 Costo horario de operación.

El costo horario por equipo, es el que se deriva del uso correcto de las máquinas adecuadas y necesarias para la ejecución de los conceptos de trabajo, conforme a lo estipulado en las especificaciones y en el contrato. Se integra mediante los cargos fijos, por consumo y por operación.

5.3.5 Costos fijos.

Los costos fijos son los correspondientes a depreciación, inversión, seguros y mantenimiento.

El costo horario por depreciación es el que resulta por la disminución del valor original de la maquinaria o equipo de construcción, como consecuencia de su uso, durante el tiempo de su vida económica considerando que se deprecia en la misma cantidad por unidad de tiempo obteniéndola con la siguiente expresión:

$$D = \frac{Vm - Vr}{Ve}$$

Donde:

D: Costo horario por depreciación.

V_m: Valor de la maquinaria o equipo considerada como nuevo descontando el precio de las llantas y de los equipamientos, accesorios o piezas especiales.

V_r: Valor de rescate de la maquinaria o equipo considerada como nuevo descontando el precio de las llantas y de los equipamientos, accesorios o piezas especiales.

V_e: Vida económica de la maquinaria o equipo.

El costo horario por inversión es el costo equivalente a los intereses de capital invertido en la maquinaria o equipo, como consecuencia de su uso, durante el tiempo de su vida económica mediante la siguiente expresión:

$$Im = \frac{Vm - Vr}{2Hea} i$$

El costo horario por seguros es el que cubre los riesgos a que está sujeta la maquinaria o equipo por los siniestros que sufra mediante:

$$Sm = \frac{Vm - Vr}{2Hea} s$$

Donde:



Im: Costo horario por inversión de la máquina o equipo considerado como nuevo.

Sm: Costo horario por seguros de la máquina o equipo.

Hea: Representa el número de horas efectivas que la máquina o equipo trabaja durante el año.

i: Tasa de interés anual expresada en fracción decimal.

s: Prima anual promedio de seguros, fijada como porcentaje del valor de la máquina o equipo y es representada como fracción decimal.

El costo horario por mantenimiento mayor o menor es el originado por todas las erogaciones necesarias para conservar la maquinaria o equipo en buenas condiciones durante su vida económica y se obtiene mediante lo siguiente:

$$Mn = Ko * D$$

Donde:

Mn: Costo horario por mantenimiento mayor o menor de la maquinaria o equipo.

Ko: Coeficiente que considera tanto al mantenimiento mayor como el menor, variando según el tipo de máquina o equipo y es fijado con base a la experiencia.

El costo por consumos son los que se derivan de las erogaciones que resulten por el uso de combustibles, lubricantes y llantas.

5.3.6 Costos por consumo.

El costo horario por combustibles es el derivado de todas las erogaciones originadas por el consumo de gasolina y diésel para el funcionamiento de los motores de combustión interna de la maquinaria o equipo.

$$Co = Gh * Pc$$

Donde:

Co: Costo horario del combustible por hora efectiva de trabajo.

Gh: Cantidad de combustible utilizado por hora efectiva de trabajo.

Pc: Precio del combustible puesto en la máquina o equipo.

El costo horario por lubricantes es derivado del consumo y de los cambios periódicos de aceites lubricantes de los motores.

$$Lb = (Ah + Ga) Pa$$



Donde:

Lb: Costo horario por consumo de lubricantes.

Ah: Cantidad de aceites lubricantes consumidos por hora efectiva de trabajo.

Ga: Consumo de cambios sucesivos de lubricantes en las máquinas o equipo.

Pa: Costo de los aceites lubricantes puestos en las máquinas o equipos.

El costo horario por llantas corresponde al consumo por desgaste de las llantas durante la operación de la maquinaria o equipo obtenido mediante la expresión:

$$N = \frac{Pn}{Vn}$$

Donde:

N: Costo horario por consumo de las llantas de la máquina o equipo como consecuencia de su uso.

Pn: Valor de las llantas consideradas como nuevas.

Vn: Representa las horas de vida económica de las llantas.

El costo horario por piezas especiales corresponde al consumo por desgaste de las piezas especiales durante la operación de la maquinaria o equipo obtenida con:

$$Ae = \frac{Pa}{Va}$$

Donde:

Ae: Costo horario por piezas especiales.

Pa: Valor de las piezas especiales consideradas como nuevas.

Va: Horas de vida económica de las piezas especiales.

5.3.7 Costos por operación.

El costo horario por salarios de operación es el que resulta por concepto de pago del o los salarios del personal operario de la maquinaria o equipo obtenida con:

$$Po = \frac{Sr}{Ht}$$

Donde:



la *Po*: Costo horario por concepto de pago del o los salarios del personal de la operación de maquinaria o equipo.

Sr: Salario del personal necesario para operar la maquinaria o equipo.

Ht: Horas efectivas de trabajo de la maquinaria o equipo dentro del turno.

El costo por herramienta de mano corresponde al consumo por desgaste de herramientas de mano utilizadas y es calculada con:

$$Hm = Kh * Mo$$

Y el costo directo por equipo de seguridad corresponde al valor del equipo necesario para la protección personal del trabajador para ejecutar el concepto de trabajo, calculada con:

$$Es = Ks * Mo$$

Donde:

Hm: Costo por herramienta de mano.

Es: Costo directo por equipo de seguridad.

Kh, Ks: Coeficientes que se fijan en función del tipo de trabajo, herramienta y equipo requerido para su ejecución y seguridad del trabajador.

Mo: Costo unitario por concepto de mano de obra.



5.3.8 Costo horario revoladora de concreto de 1 saco de capacidad Oakland RG131-S de 13 HP.

MAQUINA: Revoladora para concreto de 1 saco de capacidad, con motor a gasolina de 13 HP Oakland.	INDICADOR ECONOMICO DE REFERENCIA	5.82%			
MODELO: RG131-S	PUNTOS DE BANCO :	6.00%			
PRECIO DE ADQUISICIÓN: \$ 26,795.00	COMBUSTIBLE: GASOLINA				
PRECIO JUEGO DE LLANTAS: \$ 3,190.00	VIDA ECONOMICA EN AÑOS: 3 años				
VIDA ECONOMICA DE LLANTAS: 1950 hrs	HORAS POR AÑO (Hea): 2000 Hrs				
PRECIO PIEZAS ESPECIALES. (Pe):	VIDA ECONOMICA (Ve): 6000 Hrs				
VIDA ECONOMICA PIEZAS ESPECIALES Va: hrs	POTENCIA NOMINAL: 8 HP				
% RESCATE : 20.00%	COSTO POR COMBUSTIBLE (Pc): \$ 20.31 /lt				
VALOR DE RESCATE (Vr): \$ 4,721.00	COSTO LUBRICANTE (Pa): \$ 119.00 /lt				
VALOR DE LA MAQUINA (Vm): \$ 23,605.00	FACTOR DE OPERACIÓN (Fo): 80%				
TASA DE INTERES (i): 11.8200%	POTENCIA DE OPERACIÓN (Po): 6.4				
PRIMA DE SEGUROS (S): 2.00%	FACTOR DE MANTENIMIENTO (Ko): 0.8				
SALARIO REAL DEL OPERADOR (Sr): \$ 33.57	COEFICIENTE COMBUSTIBLE (Fc): 0.2271				
SALARIO POR OPERACIÓN (So): \$ 268.57	COEFICIENTE LUBRICANTE (Fa): 0.00307				
HORAS EFECTIVAS DE TRABAJO POR TURNO (Ht): 8 hrs	CAPACIDAD DEL CARTER(CC): 1.1				
TIEMPO ENTRE CAMBIO DE LUBRICANTE (Ca): 25 hrs					
CARGOS FIJOS	ACTIVA	%	ESPERA	%	RESERVA
a) DEPRECIACIÓN.....D= (Vm-Vr)/Ve = (23605 - 4721) / 6000 =	\$ 3.15	100%	\$ 3.15	15%	\$ 0.47
b) INVERSIÓN.....Im= (Vm + Vr) / 2Hea * i = (23605 + 4721) / 4000 * 0.1182 =	\$ 0.84	100%	\$ 0.84	100%	\$ 0.84
c) SEGUROS.....Sm= (Vm + Vr) / 2Hea * S = (23605 + 4721) / 4000 * 0.02 =	\$ 0.14	100%	\$ 0.14	100%	\$ 0.14
d) MANTENIMIENTO.....M= Ko * D = 0.8 * 3.15 =	\$ 2.52	80%	\$ 2.02	15%	\$ 0.38
SUMA DE CARGOS FIJOS	\$ 6.65		\$ 6.15		\$ 1.83
CARGOS POR CONSUMOS					
a) COMBUSTIBLE.....Co= Fc * Po * Pc = 0.2271 * 6.4 * 20.31 =	\$ 29.52	5%	\$ 1.48	0%	\$ -
b) LUBRICANTE.....Lb= ((Fa * Po) + CC/Ca) * Pa = ((0.00307 * 6.4) + 1.1/25) * 119 =	\$ 7.57	5%	\$ 0.38	0%	\$ -
c) PIEZAS ESPECIALES.....Ae= Pe/Va = / =	\$ -	0%	\$ -	0%	\$ -
d) LLANTAS.....N= Pn/Vn = 3190 / 1950 =	\$ 1.64	20%	\$ 0.33	0%	\$ -
SUMA DE CONSUMOS	\$ 38.73		\$ 1.85		\$ -
CARGOS POR OPERACIÓN					
SALARIO TURNO (So) = \$268.57					
HORAS TURNO 8 HR					
Po= So / Ht = 268.57 / 8 =	\$ 33.57	100%	\$ 33.57	100%	\$ 33.57
SUMA OPERACIÓN	\$ 33.57		\$ 33.57		\$ 33.57
COSTO DIRECTO HORA-MAQUINA	\$ 78.95		\$ 41.57		\$ 35.40

5.3.9 Costo horario estación total Trimble S3.

MAQUINA: Estación Total marca Trimble	INDICADOR ECONOMICO DE REFERENCIA	5.8200%			
MODELO: S3	PUNTOS DE BANCO :	6.0000%			
PRECIO DE ADQUISICIÓN: \$ 160,545.00	COMBUSTIBLE:				
PRECIO JUEGO DE LLANTAS: \$ -	VIDA ECONOMICA EN AÑOS: 4 años				
VIDA ECONOMICA DE LLANTAS: 0 hrs	HORAS POR AÑO (Hea): 1200 Hrs				
PRECIO PIEZAS ESPECIALES. (Pe):	VIDA ECONOMICA (Ve): 4800 Hrs				
VIDA ECONOMICA PIEZAS ESPECIALES Va: hrs	POTENCIA NOMINAL: 0 HP				
% RESCATE : 20.00%	COSTO POR COMBUSTIBLE (Pc): \$ - /lt				
VALOR DE RESCATE (Vr): \$ 32,109.00	COSTO LUBRICANTE (Pa): \$ - /lt				
VALOR DE LA MAQUINA (Vm): \$ 160,545.00	FACTOR DE OPERACIÓN (Fo): 0%				
TASA DE INTERES (i): 11.8200%	POTENCIA DE OPERACIÓN (Po): 0				
PRIMA DE SEGUROS (S): 2.0000%	FACTOR DE MANTENIMIENTO (Ko): 0.8				
SALARIO REAL DEL OPERADOR (Sr): \$ 76.00	COEFICIENTE COMBUSTIBLE (Fc): 0.2271				
SALARIO POR OPERACIÓN (So): \$ 607.98	COEFICIENTE LUBRICANTE (Fa): 0.00307				
HORAS EFECTIVAS DE TRABAJO POR TURNO (Ht): 8 hrs	CAPACIDAD DEL CARTER(CC): 0				
TIEMPO ENTRE CAMBIO DE LUBRICANTE (Ca): hrs					
CARGOS FIJOS	ACTIVA	%	ESPERA	%	RESERVA
a) DEPRECIACIÓN.....D= (Vm-Vr)/Ve = (160545 - 32109) / 4800 =	\$ 26.76	100%	\$ 26.76	15%	\$ 4.01
b) INVERSIÓN.....Im= (Vm + Vr) / 2Hea * i = (160545 + 32109) / 2400 * 0.1182 =	\$ 9.49	100%	\$ 9.49	100%	\$ 9.49
c) SEGUROS.....Sm= (Vm + Vr) / 2Hea * S = (160545 + 32109) / 2400 * 0.02 =	\$ 1.61	100%	\$ 1.61	100%	\$ 1.61
d) MANTENIMIENTO.....M= Ko * D = 0.8 * 26.76 =	\$ 21.41	80%	\$ 17.13	15%	\$ 3.21
SUMA DE CARGOS FIJOS	\$ 59.27		\$ 54.99		\$ 18.33
CARGOS POR CONSUMOS					
a) COMBUSTIBLE.....Co= Fc * Po * Pc = 0.2271 * 0 * 0 =	\$ -	5%	\$ -	0%	\$ -
b) LUBRICANTE.....Lb= ((Fa * Po) + CC/Ca) * Pa = ((0.00307 * 0) + 0) / 0 =	\$ 0	5%	\$ -	0%	\$ -
c) PIEZAS ESPECIALES.....Ae= Pe/Va = / =	\$ -	0%	\$ -	0%	\$ -
d) LLANTAS.....N= Pn/Vn = 0 / 0 =	\$ -	20%	\$ -	0%	\$ -
SUMA DE CONSUMOS	\$ -		\$ -		\$ -
CARGOS POR OPERACIÓN					
SALARIO TURNO (So) = \$607.98					
HORAS TURNO 8 HR					
Po= So / Ht = 607.98 / 8 =	\$ 76.00	100%	\$ 76.00	100%	\$ 76.00
SUMA OPERACIÓN	\$ 76.00		\$ 76.00		\$ 76.00
COSTO DIRECTO HORA-MAQUINA	\$ 135.27		\$ 130.99		\$ 94.32



5.3.10 Costo horario Retroexcavadora Case 580N.

MAQUINA: Retroexcavadora cargadora Case	INDICADOR ECONOMICO DE REFERENCIA	5.8200%			
MODELO: 580 N	PUNTOS DE BANCO :	6.0000%			
PRECIO DE ADQUISICIÓN: \$1,919,678.63	COMBUSTIBLE: DIESEL				
PRECIO JUEGO DE LLANTAS: \$ 23,700.46	VIDA ECONOMICA EN AÑOS: 8 años				
VIDA ECONOMICA DE LLANTAS: 2500 hrs	HORAS POR AÑO (Hea): 2000 Hrs				
PRECIO PIEZAS ESPECIALES. (Pe):	VIDA ECONOMICA (Ve): 16000 Hrs				
VIDA ECONOMICA PIEZAS ESPECIALES Va:	POTENCIA NOMINAL: 90 HP				
% RESCATE : 15.00%	COSTO POR COMBUSTIBLE (Pc): \$ 17.68 /lt				
VALOR DE RESCATE (Vr): \$ 284,396.73	COSTO LUBRICANTE (Pa): \$ 60.42 /lt				
VALOR DE LA MAQUINA (Vm): \$1,895,978.17	FACTOR DE OPERACIÓN (Fo): 80%				
TASA DE INTERES (i): 11.8200%	POTENCIA DE OPERACIÓN (Po): 72				
PRIMA DE SEGUROS (S): 2.0000%	FACTOR DE MANTENIMIENTO (Ko): 1				
SALARIO REAL DEL OPERADOR (Sr): \$ 75.90	COEFICIENTE COMBUSTIBLE (Fc): 0.1514				
SALARIO POR OPERACIÓN (So): \$ 607.18	COEFICIENTE LUBRICANTE (Fa): 0.00307				
HORAS EFECTIVAS DE TRABAJO POR TURNO (Ht): 8 hrs	CAPACIDAD DEL CARTER(CC): 13.6				
TIEMPO ENTRE CAMBIO DE LUBRICANTE (Ca): 200 hrs					
CARGOS FIJOS	ACTIVA	%	ESPERA	%	RESERVA
a) DEPRECIACIÓN.....D= (Vm-Vr)/Ve = (1895978.17 - 284396.7255)/ 16000 =	\$ 100.72	100%	\$ 100.72	15%	\$ 15.11
b) INVERSIÓN.....Im= (Vm + Vr)/2Hea*i = (1895978.17 + 284396.7255) / 4000 * 0.1182 =	\$ 64.43	100%	\$ 64.43	100%	\$ 64.43
c) SEGUROS.....Sm= (Vm + Vr)/2Hea*S = (1895978.17 + 284396.7255) / 4000 * 0.02 =	\$ 10.90	100%	\$ 10.90	100%	\$ 10.90
d) MANTENIMIENTO.....M= Ko * D = 1 * 100.72 =	\$ 100.72	80%	\$ 80.58	15%	\$ 15.11
SUMA DE CARGOS FIJOS	\$ 276.77		\$ 256.63		\$ 105.55
CARGOS POR CONSUMOS					
a) COMBUSTIBLE.....Co= Fc * Po * Pc = 0.1514 * 72 * 17.68 =	\$ 192.73	5%	\$ 9.64	0%	\$ -
b) LUBRICANTE.....Lb= ((Fa * Po) + CC/Ca) * Pa = ((0.00307 * 72) + 13.6/200) * 60.42 =	\$ 17.46	5%	\$ 0.87	0%	\$ -
c) PIEZAS ESPECIALES.....Ae= Pe/Va = / =	\$ -	0%	\$ -	0%	\$ -
d) LLANTAS.....N= Pn/Vn = 23700.46 / 2500 =	\$ 9.48	20%	\$ 1.90	0%	\$ -
SUMA DE CONSUMOS	\$ 219.67		\$ 10.51		\$ -
CARGOS POR OPERACIÓN					
SALARIO TURNO (So) = \$607.18					
HORAS TURNO 8 HR					
Po= So / Ht = 607.18 / 8 =	\$ 75.90	100%	\$ 75.90	100%	\$ 75.90
SUMA OPERACIÓN	\$ 75.90		\$ 75.90		\$ 75.90
COSTO DIRECTO HORA-MAQUINA	\$ 572.34		\$ 343.03		\$ 181.44

5.3.11 Costo horario Motoniveladora Caterpillar 120K.

MAQUINA: Motoniveladora Caterpillar	INDICADOR ECONOMICO DE REFERENCIA	5.8200%			
MODELO: 120 K	PUNTOS DE BANCO :	6.0000%			
PRECIO DE ADQUISICIÓN: \$3,327,691.20	COMBUSTIBLE: DIESEL				
PRECIO JUEGO DE LLANTAS: \$ 77,520.42	VIDA ECONOMICA EN AÑOS: 8 años				
VIDA ECONOMICA DE LLANTAS: 3000 hrs	HORAS POR AÑO (Hea): 2000 Hrs				
PRECIO PIEZAS ESPECIALES. (Pe):	VIDA ECONOMICA (Ve): 16000 Hrs				
VIDA ECONOMICA PIEZAS ESPECIALES Va:	POTENCIA NOMINAL: 125 HP				
% RESCATE : 20.00%	COSTO POR COMBUSTIBLE (Pc): \$ 17.68 /lt				
VALOR DE RESCATE (Vr): \$ 650,034.16	COSTO LUBRICANTE (Pa): \$ 60.42 /lt				
VALOR DE LA MAQUINA (Vm): \$3,250,170.78	FACTOR DE OPERACIÓN (Fo): 80%				
TASA DE INTERES (i): 11.8200%	POTENCIA DE OPERACIÓN (Po): 100				
PRIMA DE SEGUROS (S): 2.0000%	FACTOR DE MANTENIMIENTO (Ko): 0.8				
SALARIO REAL DEL OPERADOR (Sr): \$ 147.41	COEFICIENTE COMBUSTIBLE (Fc): 0.1514				
SALARIO POR OPERACIÓN (So): \$ 1,179.25	COEFICIENTE LUBRICANTE (Fa): 0.00358				
HORAS EFECTIVAS DE TRABAJO POR TURNO (Ht): 8 hrs	CAPACIDAD DEL CARTER(CC): 18				
TIEMPO ENTRE CAMBIO DE LUBRICANTE (Ca): 200 hrs					
CARGOS FIJOS	ACTIVA	%	ESPERA	%	RESERVA
a) DEPRECIACIÓN.....D= (Vm-Vr)/Ve = (3250170.78 - 650034.156)/ 16000 =	\$ 162.51	100%	\$ 162.51	15%	\$ 24.38
b) INVERSIÓN.....Im= (Vm + Vr)/2Hea*i = (3250170.78 + 650034.156) / 4000 * 0.1182 =	\$ 115.25	100%	\$ 115.25	100%	\$ 115.25
c) SEGUROS.....Sm= (Vm + Vr)/2Hea*S = (3250170.78 + 650034.156) / 4000 * 0.02 =	\$ 19.50	100%	\$ 19.50	100%	\$ 19.50
d) MANTENIMIENTO.....M= Ko * D = 0.8 * 162.51 =	\$ 130.01	80%	\$ 104.01	15%	\$ 19.50
SUMA DE CARGOS FIJOS	\$ 427.27		\$ 401.27		\$ 178.63
CARGOS POR CONSUMOS					
a) COMBUSTIBLE.....Co= Fc * Po * Pc = 0.1514 * 100 * 17.68 =	\$ 267.68	5%	\$ 13.38	0%	\$ -
b) LUBRICANTE.....Lb= ((Fa * Po) + CC/Ca) * Pa = ((0.00358 * 100) + 18/200) * 60.42 =	\$ 27.07	5%	\$ 1.35	0%	\$ -
c) PIEZAS ESPECIALES.....Ae= Pe/Va = / =	\$ -	0%	\$ -	0%	\$ -
d) LLANTAS.....N= Pn/Vn = 77520.42 / 3000 =	\$ 25.84	20%	\$ 5.17	0%	\$ -
SUMA DE CONSUMOS	\$ 320.59		\$ 14.74		\$ -
CARGOS POR OPERACIÓN					
SALARIO TURNO (So) = \$1,179.25					
HORAS TURNO 8 HR					
Po= So / Ht = 1179.25 / 8 =	\$ 147.41	100%	\$ 147.41	100%	\$ 147.41
SUMA OPERACIÓN	\$ 147.41		\$ 147.41		\$ 147.41
COSTO DIRECTO HORA-MAQUINA	\$ 895.27		\$ 563.41		\$ 326.03



5.4 Costo Indirecto, Financiamiento y Utilidad.

Los costos indirectos aplicables a los diversos conceptos de trabajo que forman parte de una obra, son todos aquellos gastos generales que por su naturaleza intrínseca, son de aplicación a todos y cada uno de los conceptos de trabajo que forman parte de una obra determinada, es decir, los gastos generales que ejerce la empresa para hacer posible el adecuado avance de todas sus operaciones en las obras a su cargo.

En la normativa vigente se define: "el costo indirecto corresponde a los gastos generales necesarios para la ejecución de los trabajos no incluidos en los costos directos que realiza el contratista, tanto en sus oficinas centrales como en la obra, y comprende entre otros: los gastos de administración, organización, dirección técnica, vigilancia, supervisión, construcción de instalaciones generales necesarias para realizar conceptos de trabajo, el transporte de maquinaria o equipo de construcción, imprevistos y, en su caso, prestaciones laborales y sociales correspondientes al personal directivo y administrativo"

La clasificación de los aspectos que dan lugar a los costos indirectos, se encuentran dentro de los cuatro grupos siguientes:

Administración central.

Toda empresa constructora, debe estar dotada de personal encargado de planear, organizar, dirigir y controlar todas las operaciones de la propia empresa, así como servir de enlace entre las diversas entidades que forman parte de la misma.

Los costos totales de la administración central se pueden agrupar de la siguiente manera:

- Honorarios, sueldos y prestaciones: Cubren esencialmente, los sueldos, honorarios y prestaciones del personal directivo técnico, administrativo y de servicios, así como iguales por servicios de asesoría contable, fiscal, legal, laboral y otras.

- Depreciaciones, mantenimiento y rentas: Los espacios físicos que la organización ocupa para operar, sean propios o rentados, generan gastos, tanto para utilizarlos, como para mantenerlos en buenas condiciones de servicio.

- Servicios: Son los gastos que se originan para tener la asesoría en áreas específicas de interés para la empresa y desarrollo, en su caso, de tecnologías de punta.

- Gastos de oficina: Son los gastos corrientes necesarios para la adecuada operación de la empresa, entre otros: papelería y útiles de escritorio, correos, fax, teléfonos, telégrafos, radio, etc., consumibles del equipo de computación, copias y duplicados, artículos para limpieza, luz, gas, gastos de concursos y otros consumos.

- Capacitación y adiestramiento: Por ley, los empleados y trabajadores de la empresa tienen derecho a capacitarse y adquirir las habilidades que requiere el desempeño de sus funciones, se consideran capacitaciones en todos los niveles de la organización (inscripciones a



cursos, seminarios, congresos, exposiciones de maquinaria y materiales, otorgamiento de becas, compra de libros, revistas especializadas, etc.).

- Seguridad e higiene: Con objeto de que la organización reduzca al mínimo la posibilidad de accidentes dentro de la oficina y que se trabaje en condiciones de higiene, es obligatorio establecer una comisión mixta que atienda estos aspectos.

Calculados los gastos totales por concepto de administración central en un período determinado (usualmente un año), se pueden expresar como porcentaje del costo directo empleando la siguiente expresión:

$$\%Admon\ Central = \frac{Costo\ anual\ de\ oficina\ central}{Costo\ directo\ total\ ejecutado\ en\ el\ año} X100$$

Es usual que el porcentaje por este concepto, varíe entre un 3 y un 8%, según la eficiencia de la organización.

Administración y gastos generales de obra.

De igual forma como en la administración central, los costos totales de la administración se pueden agrupar de la siguiente manera: Honorarios, sueldos y prestaciones, depreciación, mantenimiento y rentas, servicios, fletes y acarreos, gastos de oficina, capacitación y adiestramiento, seguridad e higiene, trabajos previos y auxiliares.

Fianzas y seguros.

Se encuentran dentro de este grupo a todas las erogaciones motivadas por los aspectos de fianzas, seguros, multas, recargos, regalías por el uso de patentes, etc. Las fianzas son documentos mediante los cuales, las empresas constructoras garantizan ante sus clientes, por medio de un tercero, el cumplimiento de sus obligaciones contractuales. Las fianzas que se otorgan pueden ser:

- Fianza para garantizar la debida aplicación del anticipo establecido en el contrato. La cantidad afianzada en este reglón, es del 100% del importe del anticipo.
- Fianza para garantizar el cumplimiento de todas y cada una de las cláusulas contenidas en el contrato de obra, que se otorga hasta por el 10% del importe de obra contratada.
- Fianza de calidad, que se otorga una vez terminados los trabajos, para garantizar la reparación de los llamados vicios ocultos, que se otorga por el 10% del monto total de obra ejecutada.

El costo de estas tres fianzas, se hará con cargo a la administración de obra.

Imprevistos.

El criterio de estimación de imprevistos, consiste en tratar de presuponer con alguna base razonable, los cargos de previsión para el mayor número posible de contingencias, reduciendo a un mínimo aceptable el factor marginal que se supone servirá para cubrir en alguna proporción los

riesgos verdaderamente imprevisibles, como por ejemplo: demoras y suspensiones de trabajo por conflictos obrero-patronales, atrasos en la procuración de materiales, mano de obra y equipo o escasez de dichos elementos, accidentes, modificaciones al proyecto, erogaciones extras por extravíos, robos y pérdidas, errores y omisiones en presupuestos y programas, etc.

En términos generales podemos considerar que los imprevistos representan entre un 2% y un 5% del costo directo total de una obra.

Financiamiento.

Este es un factor de costo de vital importancia, cuya omisión o cálculo erróneo, puede tener graves consecuencias en los resultados finales de una obra, ocasionando serias pérdidas. De acuerdo a la normatividad, se indica que el costo por financiamiento deberá estar representado por un porcentaje de la suma de los costos directos e indirectos y corresponderá a los gastos derivados por la inversión de recursos propios o contratados, que realice el contratista para dar cumplimiento al programa de ejecución de los trabajos calendarizados y valorizados por períodos.

La manera conveniente de calcular el costo del financiamiento es mediante un “flujo de caja”, en el cual se registra, en función del tiempo, el programa de egresos y recuperaciones esperado.

Posteriormente, se obtienen las diferencias acumuladas, entre estos egresos e ingresos. Estas diferencias pueden ser cantidades positivas o negativas, por lo cual, para obtener el costo de financiamiento se multiplican por la tasa de interés que represente el costo o el producto financiero del dinero en el momento de efectuar el análisis.

El costo o producto financiero así obtenido, dividido entre la suma del costo directo más indirecto, nos proporciona el porcentaje que por este concepto debe afectar a todos y cada uno de los precios unitarios.

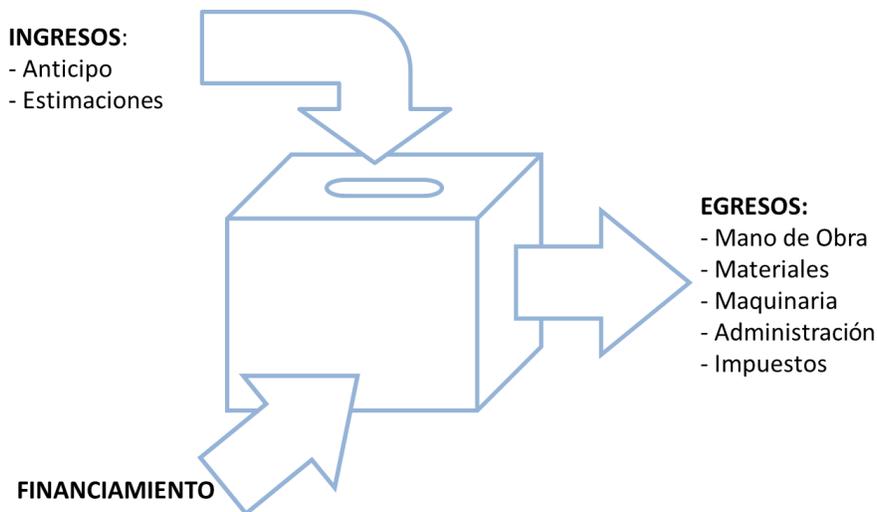


Figura 97. Representación flujo de caja.



Utilidad.

En la determinación de la utilidad, las empresas deben considerar el pago de impuestos a que están sujetas, así como el efecto de la inflación, mismo que las leyes hacendarias de nuestro país toman en cuenta. Asimismo, la participación que de ella deben hacer, por ley, a los trabajadores.

En estas condiciones, la utilidad bruta a considerar en los análisis de precios unitarios es:

$$Utilidad\ Bruta - Impuestos \times Utilidad\ Bruta = Utilidad\ Neta$$

Si consideramos como impuestos el de la renta (ISR) y la participación de los trabajadores en las utilidades (PTU), despejando la utilidad bruta se tiene:

$$Utilidad\ bruta = \frac{Utilidad\ Neta}{1 - (ISR + PTU)}$$

El porcentaje de utilidad se aplica a la suma del costo directo total, más los costos indirectos, más el costo de financiamiento. Es común en nuestro medio y dadas circunstancias normales, que el porcentaje de utilidad, oscile entre un 8% y un 12%.

Cargos Adicionales.

Los cargos adicionales son las erogaciones que se deben realizar por estar convenidas como obligaciones adicionales o porque derivan de un impuesto o derecho que se cause con motivo de la ejecución de los trabajos y que no forman parte de los costos directos e indirectos y por financiamiento, ni del cargo por utilidad. Estos cargos siempre representan un porcentaje del precio unitario, ya que en general gravitan directamente sobre el importe total de los contratos.

Entre estos cargos se pueden mencionar:

a) El pago de los derechos de inspección de obras públicas, que paga toda empresa constructora cuando contrata con organismos gubernamentales; corresponde al 0.5% del importe total contratado.

b) El pago de la capacitación de los trabajadores que mediante convenios pagan las constructoras que realizan obras para el sector oficial y, que corresponde al 0.2% del importe total del contrato.

c) Los pagos de impuestos estatales y municipales, que pagan las empresas constructoras cuando realizan obras en provincia.

d) Inspecciones que realiza la entidad contratante y que corresponde a un porcentaje de la obra ejecutada.

e) Aportaciones a Colegios.



Es importante hacer notar que las deducciones anteriores se aplican sobre el precio de venta al momento de facturar, por ello, se debe recordar la estructura del precio unitario en la formulación del presupuesto final.

5.5 Costos Básicos.

Los costos básicos o auxiliares son aquellos costos que por ser repetitivos en otros análisis de precios unitarios, se analizan de forma independiente en otra matriz, una vez generados, se aplica su costo a los precios unitarios y ayudan a comprender más fácil el presupuesto.

CONCEPTO FC200				UNIDAD: m ³	
CONCRETO F'C=200 KG/CM2 TAMAÑO MÁXIMO DE AGREGADO DE 19 mm, RESISTENCIA NORMAL, HECHO EN OBRA, VACIADO POR MEDIOS MANUALES, INCLUYE: MATERIALES, MANO DE OBRA, HERRAMIENTA Y EQUIPO.					
Materiales	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Cemento	Ton	0.350	\$ 3,103.00	\$ 1,086.05	63.79
Arena	m ³	0.344	\$ 421.68	\$ 145.06	8.52
Agua	L	205.00	\$ 0.08	\$ 16.40	0.96
Grava	m ³	0.588	\$ 431.36	\$ 253.64	14.90
COSTO DIRECTO POR MATERIALES			SUBTOTAL	\$ 1,501.15	% 88.17

Mano de obra	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Cabo de oficios	jor	0.1	\$ 439.14	\$ 43.91	0.21
Oficial albañil	jor	1.0	\$ 395.60	\$ 395.60	1.94
Ayudante	jor	5.0	\$ 268.57	\$ 1,342.85	6.57
Rendimiento		12.0 m ³ /jor	IMPORTE	\$ 1,782.36	
COSTO DIRECTO POR MANO DE OBRA			SUBTOTAL	\$ 148.53	% 8.72

Maquinaria y equipo	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Herramienta menor	%mo	0.030	\$ 4.46	\$ 0.13	0.01
Equipo Seguridad	%mo	0.020	\$ 2.97	\$ 0.06	0.00
Revolvedora	hr	1.000	\$ 78.95	\$ 78.95	
Rendimiento		1.5 m ³ /hr	IMPORTE	\$ 52.63	3.09
COSTO DIRECTO POR MAQ. Y EQUIPO			SUBTOTAL	\$ 52.83	% 3.10

BÁSICO = CDMA + CDMO + CDME			\$ 1,702.50	100%
------------------------------------	--	--	--------------------	-------------



CONCEPTO FC100				UNIDAD: m ³	
CONCRETO F'C=100 KG/CM2 TAMAÑO MÁXIMO DE AGREGADO DE 19 mm, RESISTENCIA NORMAL, HECHO EN OBRA, VACIADO POR MEDIOS MANUALES, INCLUYE: MATERIALES, MANO DE OBRA, HERRAMIENTA Y EQUIPO.					
Materiales	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Cemento	Ton	0.265	\$ 3,103.00	\$ 822.30	57.78
Arena	m ³	0.375	\$ 421.68	\$ 158.13	11.11
Agua	L	205.00	\$ 0.08	\$ 16.40	1.15
Grava	m ³	0.588	\$ 431.36	\$ 253.64	17.82
COSTO DIRECTO POR MATERIALES			SUBTOTAL	\$ 1,250.46	% 87.87

Mano de obra	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Cabo de oficios	jor	0.1	\$ 439.14	\$ 43.91	0.22
Oficial albañil	jor	1.0	\$ 395.60	\$ 395.60	1.99
Ayudante	jor	5.0	\$ 268.57	\$ 1,342.85	6.74
Rendimiento 14.0 m ³ /jor			IMPORTE	\$ 1,782.36	
COSTO DIRECTO POR MANO DE OBRA			SUBTOTAL	\$ 127.31	% 8.95

Maquinaria y equipo	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Herramienta menor	%mo	0.030	\$ 3.82	\$ 0.11	0.01
Equipo Seguridad	%mo	0.020	\$ 2.55	\$ 0.05	0.00
Revolvedora	hr	1.000	\$ 78.95	\$ 78.95	
Rendimiento 1.8 m ³ /hr			IMPORTE	\$ 45.11	3.17
COSTO DIRECTO POR MAQ. Y EQUIPO			SUBTOTAL	\$ 45.28	% 3.18

BÁSICO = CDMA + CDMO + CDME			\$ 1,423.06	100%
------------------------------------	--	--	--------------------	-------------

CONCEPTO CL UNIDAD: m²
 ELABORACIÓN DE 1 M² DE CIMBRA APARENTE PARA LOSAS CON TRIPLAY DE PINO DE 16 MM, INCLUYE: CIMBRADO, DESCIMBRADO, INCLUYE: MATERIALES, MANO DE OBRA, HERRAMIENTA Y EQUIPO.

Materiales	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Triplay de pino de 16 mm de espesor 1 cara	Pza	0.1503	\$ 525.42	\$ 78.97	31.67
Madera de pino de 3a en duela 1" x 4"	Pt	0.440	\$ 46.82	\$ 20.60	8.26
Madera de pino de 3a en polin 3 1/2" x 3 1/2"	Pt	4.000	\$ 9.18	\$ 36.72	14.73
Chaflán de madera de pino	ml	2.500	\$ 3.50	\$ 8.75	3.51
Alambre recicido	Kg	0.100	\$ 23.50	\$ 2.35	0.94
Clavo 2 1/2"	Kg	0.200	\$ 26.50	\$ 5.30	2.13
Diesel	L	0.500	\$ 21.07	\$ 10.54	4.22
COSTO DIRECTO POR MATERIALES			SUBTOTAL	\$ 163.23	% 65.46

Mano de obra	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Cabo de oficios	jor	0.1	\$ 439.14	\$ 43.91	2.20
Oficial carpintero	jor	1.0	\$ 375.77	\$ 375.77	18.84
Ayudante	jor	1.0	\$ 268.57	\$ 268.57	13.46
Rendimiento 8.0 m ² /jor			IMPORTE	\$ 688.25	
COSTO DIRECTO POR MANO DE OBRA			SUBTOTAL	\$ 86.03	% 34.50

Maquinaria y equipo	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Herramienta menor	%mo	0.030	\$ 2.58	\$ 0.08	0.03
Equipo Seguridad	%mo	0.020	\$ 1.72	\$ 0.03	0.01
COSTO DIRECTO POR MAQ. Y EQUIPO			SUBTOTAL	\$ 0.11	% 0.04

BÁSICO = CDMA + CDMO + CDME			\$ 249.37	100%
------------------------------------	--	--	------------------	-------------



CONCEPTO CM				UNIDAD: m ²	
ELABORACIÓN DE 1 M ² DE CIMBRA APARENTE PARA MUROS CON TRIPLAY DE PINO DE 16 MM, INCLUYE: CIMBRADO, DESCIMBRADO, INCLUYE: MATERIALES, MANO DE OBRA, HERRAMIENTA Y EQUIPO.					
Materiales	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Triplay de pino de 16 mm de espesor 1 cara	Pza	0.1435	\$ 525.42	\$ 75.40	30.32
Madera de pino de 3a en barrote 2" x 4"	Pt	2.140	\$ 7.88	\$ 16.86	6.78
Madera de pino de 3a en polin 3 1/2" x 3 1/2"	Pt	3.350	\$ 9.18	\$ 30.75	12.37
Chaflán de madera de pino c	ml	2.500	\$ 3.50	\$ 8.75	3.52
Alambre recido	Kg	0.200	\$ 23.50	\$ 4.70	1.89
Clavo 2 1/2"	Kg	0.200	\$ 26.50	\$ 5.30	2.13
Diesel	L	0.500	\$ 21.07	\$ 10.54	4.24
COSTO DIRECTO POR MATERIALES			SUBTOTAL	\$ 152.30	% 61.24

Mano de obra	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Cabo de oficios	jor	0.1	\$ 439.14	\$ 43.91	2.47
Oficial carpintero	jor	1.0	\$ 375.77	\$ 375.77	21.13
Ayudante	jor	1.0	\$ 268.57	\$ 268.57	15.10
Rendimiento 7.2 m ³ /jor			IMPORTE	\$ 688.25	
COSTO DIRECTO POR MANO DE OBRA			SUBTOTAL	\$ 96.26	% 38.71

Maquinaria y equipo	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Herramienta menor	%mo	0.030	\$ 2.89	\$ 0.09	0.03
Equipo Seguridad	%mo	0.020	\$ 1.93	\$ 0.04	0.02
COSTO DIRECTO POR MAQ. Y EQUIPO			SUBTOTAL	\$ 0.13	% 0.05
BÁSICO = CDMA + CDMO + CDME				\$ 248.68	100%

CONCEPTO AR				UNIDAD: Ton	
HABILITADO, ARMADO Y COLOCACIÓN DE ACERO DE REFUERZO DEL No. 4 (1/2") CON UN F'c = 4,200 Kg/cm ² PARA LA CONFORMACIÓN DE UN ELEMENTO ESTRUCTURAL, INCLUYE: MATERIALES, MANO DE OBRA, HERRAMIENTA Y EQUIPO.					
Materiales	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Varilla No. 4	Ton	1.030	\$ 14,700.00	\$ 15,141.00	78.95
Alambre recido	Kg	25.000	\$ 23.50	\$ 587.50	3.06
COSTO DIRECTO POR MATERIALES			SUBTOTAL	\$ 15,728.50	% 82.01

Mano de obra	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Cabo de oficios	jor	0.1	\$ 439.14	\$ 43.91	1.14
Oficial fierro	jor	1.0	\$ 376.71	\$ 376.71	9.82
Ayudante	jor	1.0	\$ 268.57	\$ 268.57	7.00
Rendimiento 0.20 ton/jor			IMPORTE	\$ 689.19	
COSTO DIRECTO POR MANO DE OBRA			SUBTOTAL	\$ 3,445.97	% 17.97

Maquinaria y equipo	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Herramienta menor	%mo	0.030	\$ 103.38	\$ 3.10	0.02
Equipo Seguridad	%mo	0.020	\$ 68.92	\$ 1.38	0.01
COSTO DIRECTO POR MAQ. Y EQUIPO			SUBTOTAL	\$ 4.48	% 0.02
BÁSICO = CDMA + CDMO + CDME				\$ 19,178.95	100%



CONCEPTO CT				UNIDAD: m ²	
CIMBRA APARENTE EN TRABES CON TRIPLAY DE PINO DE 16 mm DE ESPESOR, INCLUYE: CIMBRADO, DESCIMBRADO, MATERIALES, MANO DE OBRA, HERRAMIENTA Y EQUIPO.					
Materiales	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Triplay de pino de 16 mm de espesor 1 cara	Pza	0.1435	\$ 525.42	\$ 75.40	31.83
Madera de pino de 3a en barrote 2" x 4"	Pt	1.460	\$ 7.88	\$ 11.50	4.86
Madera de pino de 3a en polin 3 1/2" x 3 1/2"	Pt	2.651	\$ 9.18	\$ 24.34	10.27
Chaflán de madera de pino de 1"	ml	2.500	\$ 3.50	\$ 8.75	3.69
Alambre recido	Kg	0.200	\$ 23.50	\$ 4.70	1.98
Clavo 2 1/2"	Kg	0.200	\$ 26.50	\$ 5.30	2.24
Diesel	L	0.500	\$ 21.07	\$ 10.54	4.45
COSTO DIRECTO POR MATERIALES			SUBTOTAL	\$ 140.52	% 59.32

Mano de obra	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Cabo de oficios	jor	0.1	\$ 439.14	\$ 43.91	2.59
Oficial carpintero	jor	1.0	\$ 375.77	\$ 375.77	22.18
Ayudante	jor	1.0	\$ 268.57	\$ 268.57	15.86
Rendimiento 7.2 m ³ /jor			IMPORTE	\$ 688.25	
COSTO DIRECTO POR MANO DE OBRA			SUBTOTAL	\$ 96.26	% 40.63

Maquinaria y equipo	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Herramienta menor	%mo	0.030	\$ 2.89	\$ 0.09	0.04
Equipo Seguridad	%mo	0.020	\$ 1.93	\$ 0.04	0.02
COSTO DIRECTO POR MAQ. Y EQUIPO			SUBTOTAL	\$ 0.13	% 0.05

BÁSICO = CDMA + CDMO + CDME			\$ 236.91	100%
------------------------------------	--	--	------------------	-------------

5.6 Precios Unitarios.

Desarrollados los costos básicos o auxiliares y aplicarlos en la generación de precios unitarios se obtienen:

CONCEPTO				UNIDAD: m ²	
LIMPIEZA Y DESMONTE DE TERRENO NATURAL INCLUYENDO LA REMOCIÓN DE TOCONES, RAICES Y MALEZA MEDIANTE RETROEXCAVADORA CON CAPACIDAD DE 0.79 m ³ , INCLUYE MATERIAL, MANO DE OBRA Y EQUIPO.					
Materiales	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
COSTO DIRECTO POR MATERIALES			SUBTOTAL	\$ 0.00	% 0.00

Mano de obra	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Cabo de oficios	jor	0.1	\$ 439.14	\$ 43.91	3.86
Ayudante	jor	3.0	\$ 268.57	\$ 805.71	70.87
Rendimiento 750.0 m ² /jor			IMPORTE	\$ 849.62	
COSTO DIRECTO POR MANO DE OBRA			SUBTOTAL	\$ 1.13	% 74.73

Maquinaria y equipo	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Herramienta menor	%mo	0.030	\$ 0.03	\$ 0.00	0.07
Equipo Seguridad	%mo	0.020	\$ 0.02	\$ 0.00	0.03
Retroexcavadora Case 580 N	hr	1.0000	\$ 572.34	\$ 572.34	
Rendimiento 1,500.0 m ² /hr			IMPORTE	\$ 0.38	25.17
COSTO DIRECTO POR MAQ. Y EQUIPO			SUBTOTAL	\$ 0.38	% 25.27

COSTO DIRECTO TOTAL			\$ 1.52	100%
----------------------------	--	--	----------------	-------------

% INDIRECTOS	15%	\$ 0.23
SUBTOTAL		\$ 1.74
% FINANCIAMIENTO	2%	\$ 0.03
SUBTOTAL		\$ 1.78
UTILIDAD	8%	\$ 0.14
SUBTOTAL		\$ 1.92
CARGOS ADICIONALES	2%	\$ 0.04
PRECIO UNITARIO		\$ 1.96



CONCEPTO				UNIDAD: m ²	
TRAZO Y NIVELACIÓN CON EQUIPO TOPOGRÁFICO (ESTACIÓN TOTAL), INCLUYE: MATERIAL, MANO DE OBRA Y HERRAMIENTA.					
Materiales	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Calhira en saco	ton	0.0002	\$ 2,444.00	\$ 0.49	64.69
Madera de pino de 3a en barrote 2" x 4"	Pt	0.009	\$ 7.88	\$ 0.07	9.39
COSTO DIRECTO POR MATERIALES			SUBTOTAL	\$ 0.56	% 74.07

Mano de obra	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Topógrafo	jor	1.0	\$ 607.20	\$ 607.20	8.04
Ayudante	jor	1.0	\$ 268.57	\$ 268.57	3.55
Rendimiento		10,000.0 m ² /jor	IMPORTE	\$ 875.77	
COSTO DIRECTO POR MANO DE OBRA			SUBTOTAL	\$ 0.09	% 11.59

Maquinaria y equipo	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Herramienta menor	%mo	0.030	\$ 0.00	\$ 0.00	0.01
Equipo Seguridad	%mo	0.020	\$ 0.00	\$ 0.00	0.00
Estación total Trimble S3	hr	1.0	\$ 135.27	\$ 135.27	
Rendimiento		1,250.0 m ² /hr	IMPORTE	\$ 0.11	14.32
COSTO DIRECTO POR MAQ. Y EQUIPO			SUBTOTAL	\$ 0.11	% 14.34

COSTO DIRECTO TOTAL			\$ 0.76	100%
---------------------	--	--	---------	------

% INDIRECTOS	15%	\$ 0.11
SUBTOTAL		\$ 0.87
% FINANCIAMIENTO	2%	\$ 0.02
SUBTOTAL		\$ 0.89
UTILIDAD	8%	\$ 0.07
SUBTOTAL		\$ 0.96
CARGOS ADICIONALES	2%	\$ 0.02
PRECIO UNITARIO		\$ 0.98

CONCEPTO				UNIDAD: m ²	
NIVELACIÓN DE TERRENO NATURAL MEDIANTE MOTONIVELADORA CON ANCHO DE HOJA DE 3.65 m. AL 0.2% DE PENDIENTE, INCLUYE: MANO DE OBRA Y EQUIPO.					

Materiales	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
COSTO DIRECTO POR MATERIALES				SUBTOTAL	\$ 0.00 % 0.00

Mano de obra	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Ayudante	jor	1.0	\$ 439.14	\$ 439.14	38.88
Rendimiento		1,000.0 m ² /jor	IMPORTE	\$ 439.14	
COSTO DIRECTO POR MANO DE OBRA			SUBTOTAL	\$ 0.44	% 38.88

Maquinaria y equipo	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Herramienta menor	%mo	0.030	\$ 13.17	\$ 0.40	34.99
Equipo Seguridad	%mo	0.020	\$ 8.78	\$ 0.18	15.55
Motoniveladora caterpillar 120 K	hr	1.0	\$ 895.27	\$ 895.27	
Rendimiento		7,500.0 m ² /hr	IMPORTE	\$ 0.12	10.57
COSTO DIRECTO POR MAQ. Y EQUIPO			SUBTOTAL	\$ 0.69	% 61.12

COSTO DIRECTO TOTAL			\$ 1.13	100%
---------------------	--	--	---------	------

% INDIRECTOS	15%	\$ 0.17
SUBTOTAL		\$ 1.30
% FINANCIAMIENTO	2%	\$ 0.03
SUBTOTAL		\$ 1.32
UTILIDAD	8%	\$ 0.11
SUBTOTAL		\$ 1.43
CARGOS ADICIONALES	2%	\$ 0.03
PRECIO UNITARIO		\$ 1.46



CONCEPTO				UNIDAD: m ³	
EXCAVACIÓN A CIELO ABIERTO, EN SUELO TIPO II, MEDIANTE RETROEXCAVADORA CON CAPACIDAD DE CUCHARÓN DE 0.79 M ³ , INCLUYE: MANO DE OBRA Y EQUIPO					
Materiales	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
				\$ 0.00	0.00
COSTO DIRECTO POR MATERIALES				\$ 0.00	% 0.00

Mano de obra	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Ayudante	jor	1.0	\$ 439.14	\$ 439.14	5.78
Rendimiento 500.0 m ³ /hr				IMPORTE	\$ 439.14
COSTO DIRECTO POR MANO DE OBRA				\$ 0.88	% 5.78

Maquinaria y equipo	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Herramienta menor	%mo	0.030	\$ 0.03	\$ 0.00	0.01
Equipo Seguridad	%mo	0.020	\$ 0.02	\$ 0.00	0.00
Retroexcavadora Case 580 N	hr	1.000	\$ 572.34	\$ 572.34	
Rendimiento 40.0 m ³ /hr				IMPORTE	\$ 14.31 94.21
COSTO DIRECTO POR MAQ. Y EQUIPO				\$ 14.31	% 94.22

COSTO DIRECTO TOTAL	\$ 15.19	100%
----------------------------	-----------------	-------------

% INDIRECTOS	15%	\$ 2.28
		SUBTOTAL \$ 17.47
% FINANCIAMIENTO	2%	\$ 0.35
		SUBTOTAL \$ 17.82
UTILIDAD	8%	\$ 1.43
		SUBTOTAL \$ 19.24
CARGOS ADICIONALES	2%	\$ 0.38
		PRECIO UNITARIO \$ 19.63

CONCEPTO				UNIDAD: m ²	
PLANTILLA DE CONCRETO SIMPLE DE f'c=100 kg/cm ² , DE 5 cm. DE ESPESOR. INCLUYE: SUMINISTRO DE MATERIALES, EQUIPO, MAQUINARIA, HERRAMIENTA, MANO DE OBRA, HABILITADO, COLOCACIÓN Y RETIRO DE CIMBRA, VACIADO Y CURADO DEL CONCRETO.					

Materiales	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Basico FC100		0.050	\$ 1,423.06	\$ 71.15	66.75
COSTO DIRECTO POR MATERIALES				\$ 71.15	% 66.75

Mano de obra	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Cabo de oficios	jor	0.1	\$ 439.14	\$ 43.91	2.06
Oficial albañil	jor	1.0	\$ 395.60	\$ 395.60	18.55
Ayudante	jor	1.0	\$ 268.57	\$ 268.57	12.60
Rendimiento 20.0 m ² /hr				IMPORTE	\$ 708.08
COSTO DIRECTO POR MANO DE OBRA				\$ 35.40	% 33.21

Maquinaria y equipo	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Herramienta menor	%mo	0.030	\$ 1.06	\$ 0.03	0.03
Equipo Seguridad	%mo	0.020	\$ 0.71	\$ 0.01	0.01
COSTO DIRECTO POR MAQ. Y EQUIPO				\$ 0.05	% 0.04

COSTO DIRECTO TOTAL	\$ 106.60	100%
----------------------------	------------------	-------------

% INDIRECTOS	15%	\$ 15.99
		SUBTOTAL \$ 122.59
% FINANCIAMIENTO	2%	\$ 2.45
		SUBTOTAL \$ 125.05
UTILIDAD	8%	\$ 10.00
		SUBTOTAL \$ 135.05
CARGOS ADICIONALES	2%	\$ 2.70
		PRECIO UNITARIO \$ 137.75



CONCEPTO				UNIDAD: m ²	
LOSA DE CONCRETO ARMADO INFERIOR ó SUPERIOR DE 15 cm. DE ESPESOR A BASE DE CONCRETO f'c= 200 kg/cm ² MEZCLADO EN REVOLVEDORA DE 1 SACO HECHO EN OBRA, Y COLADO CON MEDIOS MANUALES, ACERO fy=4200 kg/cm ² , ARMADO CON VARILLAS DEL No. 4 @ 15 CM. AMBOS LADOS. INCLUYE: CIMBRA, MANO DE OBRA, HERRAMIENTA Y EQUIPO.					
Materiales	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Basico FC200		0.150	\$ 1,702.50	\$ 255.38	33.16
Basico CL		1.000	\$ 249.37	\$ 249.37	32.38
Basico AR		0.008	\$ 19,178.95	\$ 153.43	19.92
COSTO DIRECTO POR MATERIALES			SUBTOTAL	\$ 658.18	% 85.46

Mano de obra	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Cabo de oficios	jor	0.1	\$ 439.14	\$ 43.91	0.90
Oficial albañil	jor	1.0	\$ 395.60	\$ 395.60	8.11
Ayudante	jor	1.0	\$ 268.57	\$ 268.57	5.51
Rendimiento 6.3 m ² /hr			IMPORTE	\$ 708.08	
COSTO DIRECTO POR MANO DE OBRA			SUBTOTAL	\$ 111.86	% 14.52

Maquinaria y equipo	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Herramienta menor	%mo	0.030	\$ 3.36	\$ 0.10	0.01
Equipo Seguridad	%mo	0.020	\$ 2.24	\$ 0.04	0.01
COSTO DIRECTO POR MAQ. Y EQUIPO			SUBTOTAL	\$ 0.15	% 0.02

COSTO DIRECTO TOTAL			\$ 770.18	100%
---------------------	--	--	-----------	------

% INDIRECTOS	15%	\$ 115.53
		SUBTOTAL
% FINANCIAMIENTO	2%	\$ 17.71
		SUBTOTAL
UTILIDAD	8%	\$ 72.27
		SUBTOTAL
CARGOS ADICIONALES	2%	\$ 19.51
		SUBTOTAL
PRECIO UNITARIO		\$ 995.21

CONCEPTO				UNIDAD: m ²	
MURO DE CONCRETO ARMADO DE 20 cms. DE ESPESOR A BASE DE CONCRETO f'c= 200 kg/cm ² MEZCLADO EN REVOLVEDORA DE 1 SACO HECHO EN OBRA, Y COLADO CON MEDIOS MANUALES, ACERO fy=4200 kg/cm ² , ARMADO CON VARILLAS DEL NO. 4 @ 15 cm. EN AMBOS SENTIDOS A DOBLE ARMADO. INCLUYE: CIMBRA A DOS CARAS, MANO DE OBRA, HERRAMIENTA Y EQUIPO.					
Materiales	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Basico FC200		0.200	\$ 1,702.50	\$ 340.50	38.18
Basico CM		1.000	\$ 248.68	\$ 248.68	27.88
Basico AR		0.008	\$ 19,178.95	\$ 153.43	17.20
COSTO DIRECTO POR MATERIALES			SUBTOTAL	\$ 742.61	% 83.26

Mano de obra	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Cabo de oficios	jor	0.1	\$ 439.14	\$ 43.91	1.04
Oficial albañil	jor	1.0	\$ 395.60	\$ 395.60	9.34
Ayudante	jor	1.0	\$ 268.57	\$ 268.57	6.34
Rendimiento 4.8 m ² /hr			IMPORTE	\$ 708.08	
COSTO DIRECTO POR MANO DE OBRA			SUBTOTAL	\$ 149.07	% 16.71

Maquinaria y equipo	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Herramienta menor	%mo	0.030	\$ 4.47	\$ 0.13	0.02
Equipo Seguridad	%mo	0.020	\$ 2.98	\$ 0.06	0.01
COSTO DIRECTO POR MAQ. Y EQUIPO			SUBTOTAL	\$ 0.19	% 0.02

COSTO DIRECTO TOTAL			\$ 891.88	100%
---------------------	--	--	-----------	------

% INDIRECTOS	15%	\$ 133.78
		SUBTOTAL
% FINANCIAMIENTO	2%	\$ 20.51
		SUBTOTAL
UTILIDAD	8%	\$ 83.69
		SUBTOTAL
CARGOS ADICIONALES	2%	\$ 22.60
		SUBTOTAL
PRECIO UNITARIO		\$ 1,152.46



CONCEPTO				UNIDAD: ml	
TRABE DE CONCRETO ARMADO DE 0.20 X 0.30 CMS, A BASE DE CONCRETO f'c= 200 kg/cm ² MEZCLADO EN REVOLVEDORA DE 1 SACO HECHO EN OBRA, Y COLADO CON MEDIOS MANUALES, ACERO fy=4200 kg/cm ² , ARMADO CON 4 VARILLAS DEL No. 4 Y ESTRIBOS DEL No. 4 SEPARADOS A 15 CM. INCLUYE: CIMBRA, MANO DE OBRA, HERRAMIENTA Y EQUIPO.					
Materiales	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Basico FC200		0.200	\$ 1,702.50	\$ 340.50	42.17
Basico CT		0.800	\$ 236.91	\$ 189.53	23.47
Basico AR		0.012	\$ 19,178.95	\$ 230.15	28.50
COSTO DIRECTO POR MATERIALES			SUBTOTAL	\$ 760.18	% 94.15

Mano de obra	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Cabo de oficios	jor	0.1	\$ 439.14	\$ 43.91	0.36
Oficial albañil	jor	1.0	\$ 395.60	\$ 395.60	3.27
Ayudante	jor	1.0	\$ 268.57	\$ 268.57	2.22
Rendimiento 15.0 m/jor			IMPORTE	\$ 708.08	
COSTO DIRECTO POR MANO DE OBRA			SUBTOTAL	\$ 47.21	% 5.85

Maquinaria y equipo	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Herramienta menor	%mo	0.030	\$ 1.42	\$ 0.04	0.01
Equipo Seguridad	%mo	0.020	\$ 0.94	\$ 0.02	0.00
COSTO DIRECTO POR MAQ. Y EQUIPO			SUBTOTAL	\$ 0.06	% 0.01

COSTO DIRECTO TOTAL			\$ 807.44	100%
---------------------	--	--	-----------	------

% INDIRECTOS	15%	\$ 121.12
		SUBTOTAL
% FINANCIAMIENTO	2%	\$ 18.57
		SUBTOTAL
UTILIDAD	8%	\$ 75.77
		SUBTOTAL
CARGOS ADICIONALES	2%	\$ 20.46
		PRECIO UNITARIO
		\$ 1,043.36

CONCEPTO				UNIDAD: ml	
DALA DE CONCRETO ARMADO DE 0.20 X 0.20 cms, A BASE DE CONCRETO f'c= 200 kg/cm ² MEZCLADO EN REVOLVEDORA DE 1 SACO HECHO EN OBRA, Y COLADO CON MEDIOS MANUALES, ACERO FY=4200 kg/cm ² , ARMADO CON 4 VARILLAS DEL No. 4 Y ESTRIBOS DEL No. 4 SEPARADOS A 15 cm. INCLUYE: CIMBRA, MANO DE OBRA, HERRAMIENTA Y EQUIPO.					
Materiales	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Basico FC200		0.200	\$ 1,643.24	\$ 328.65	45.08
Basico CT		0.800	\$ 216.46	\$ 173.17	23.75
Basico AR		0.010	\$ 19,178.95	\$ 191.79	26.31
COSTO DIRECTO POR MATERIALES			SUBTOTAL	\$ 693.61	% 95.14

Mano de obra	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Cabo de oficios	jor	0.1	\$ 439.14	\$ 43.91	0.30
Oficial albañil	jor	1.0	\$ 395.60	\$ 395.60	2.71
Ayudante	jor	1.0	\$ 268.57	\$ 268.57	1.84
Rendimiento 20.0 m/jor			IMPORTE	\$ 708.08	
COSTO DIRECTO POR MANO DE OBRA			SUBTOTAL	\$ 35.40	% 4.86

Maquinaria y equipo	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Herramienta menor	%mo	0.030	\$ 1.06	\$ 0.03	0.00
Equipo Seguridad	%mo	0.020	\$ 0.71	\$ 0.01	0.00
COSTO DIRECTO POR MAQ. Y EQUIPO			SUBTOTAL	\$ 0.05	% 0.01

COSTO DIRECTO TOTAL			\$ 729.06	100%
---------------------	--	--	-----------	------

% INDIRECTOS	15%	\$ 109.36
		SUBTOTAL
% FINANCIAMIENTO	2%	\$ 16.77
		SUBTOTAL
UTILIDAD	8%	\$ 68.41
		SUBTOTAL
CARGOS ADICIONALES	2%	\$ 18.47
		PRECIO UNITARIO
		\$ 942.07



CONCEPTO **UNIDAD: Pza**
 SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE MARCO CON TAPA DE HERRERÍA DE 0.60 X 0.60 MTS INCLUYE: MANO DE OBRA, HERRAMIENTA Y EQUIPO.

Materiales	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Tapa de tanque de 60x60 hecha con lamina acero calibre 14 forma diamante		1.000	\$ 650.00	\$ 650.00	78.38
<i>COSTO DIRECTO POR MATERIALES</i>			SUBTOTAL	\$ 650.00	% 78.38

Mano de obra	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Operador equipos menores	jor	1.0	\$ 268.57	\$ 268.57	10.80
Ayudante	jor	1.0	\$ 268.57	\$ 268.57	10.80
<i>Rendimiento 3.0 pza/jor</i>			IMPORTE	\$ 537.14	
<i>COSTO DIRECTO POR MANO DE OBRA</i>			SUBTOTAL	\$ 179.05	% 21.59

Maquinaria y equipo	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Herramienta menor	%mo	0.030	\$ 5.37	\$ 0.16	0.02
Equipo Seguridad	%mo	0.020	\$ 3.58	\$ 0.07	0.01
<i>COSTO DIRECTO POR MAQ. Y EQUIPO</i>			SUBTOTAL	\$ 0.23	% 0.03

COSTO DIRECTO TOTAL **\$ 829.28** **100%**

% INDIRECTOS	15%	\$ 124.39
		SUBTOTAL
		\$ 953.67
% FINANCIAMIENTO	2%	\$ 19.07
		SUBTOTAL
		\$ 972.74
UTILIDAD	8%	\$ 77.82
		SUBTOTAL
		\$ 1,050.56
CARGOS ADICIONALES	2%	\$ 21.01
		PRECIO UNITARIO
		\$ 1,071.58

CONCEPTO **UNIDAD: Pza**
 SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE GRAPA PARA ESCALERA MARINA CON VARILLA DE 1/2" DE 1.0 mt ANCLADA EN MURO DE CONCRETO, INCLUYE: MANO DE OBRA, HERRAMIENTA Y EQUIPO.

Materiales	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Basico AR		0.001	\$ 19,178.95	\$ 21.10	11.48
Pintura esmalte anticorrosiva	lt	0.008	\$ 141.00	\$ 1.13	0.61
<i>COSTO DIRECTO POR MATERIALES</i>			SUBTOTAL	\$ 22.22	% 12.09

Mano de obra	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Oficial fierro	jor	1.0	\$ 376.71	\$ 376.71	51.25
Ayudante	jor	1.0	\$ 268.57	\$ 268.57	36.54
<i>Rendimiento 4.0 pza/jor</i>			IMPORTE	\$ 645.28	
<i>COSTO DIRECTO POR MANO DE OBRA</i>			SUBTOTAL	\$ 161.32	% 87.79

Maquinaria y equipo	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Herramienta menor	%mo	0.030	\$ 4.84	\$ 0.15	0.08
Equipo Seguridad	%mo	0.020	\$ 3.23	\$ 0.06	0.04
<i>COSTO DIRECTO POR MAQ. Y EQUIPO</i>			SUBTOTAL	\$ 0.21	% 0.11

COSTO DIRECTO TOTAL **\$ 183.75** **100%**

% INDIRECTOS	15%	\$ 27.56
		SUBTOTAL
		\$ 211.32
% FINANCIAMIENTO	2%	\$ 4.23
		SUBTOTAL
		\$ 215.54
UTILIDAD	8%	\$ 17.24
		SUBTOTAL
		\$ 232.79
CARGOS ADICIONALES	2%	\$ 4.66
		PRECIO UNITARIO
		\$ 237.44



CONCEPTO				UNIDAD: m ²	
APLANADO DE CEMENTO-ARENA ACABADO PULIDO EN PROPORCIÓN 1:5 INCLUYE: REPELLADO, MATERIAL, MANO DE OBRA Y EQUIPO.					
Materiales	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Cemento Portland	Ton	0.008	\$ 3,103.00	\$ 23.58	32.37
Arena	m ³	0.033	\$ 421.68	\$ 13.83	18.98
Agua de toma	lt	7.800	\$ 0.08	\$ 0.62	0.86
COSTO DIRECTO POR MATERIALES			SUBTOTAL	\$ 37.41	% 52.20

Mano de obra	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Cabo de oficios	jor	0.1	\$ 439.14	\$ 43.91	3.01
Oficial albañil	jor	1.0	\$ 395.60	\$ 395.60	27.15
Ayudante	jor	1.0	\$ 268.57	\$ 268.57	18.43
Rendimiento 20.0 m ² /jor			IMPORTE	\$ 708.08	
COSTO DIRECTO POR MANO DE OBRA			SUBTOTAL	\$ 35.40	% 48.59

Maquinaria y equipo	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Herramienta menor	%mo	0.030	\$ 1.06	\$ 0.03	0.04
Equipo Seguridad	%mo	0.020	\$ 0.71	\$ 0.01	0.02
COSTO DIRECTO POR MAQ. Y EQUIPO			SUBTOTAL	\$ 0.05	% 0.06

COSTO DIRECTO TOTAL			\$ 72.86	100%
---------------------	--	--	----------	------

% INDIRECTOS	15%	\$ 10.93
SUBTOTAL		\$ 83.79
% FINANCIAMIENTO	2%	\$ 1.68
SUBTOTAL		\$ 85.47
UTILIDAD	8%	\$ 6.84
SUBTOTAL		\$ 92.31
CARGOS ADICIONALES	2%	\$ 1.85
PRECIO UNITARIO		\$ 94.15

CONCEPTO				UNIDAD: lote	
SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE SISTEMA DE BOMBEO SOLAR PARA SECTOR 1, INCLUYE PRUEBA DE FUNCIONAMIENTO, MANO DE OBRA Y EQUIPO.					
Materiales	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Bomba sumergible mca. Evans de 3 HP, 60GPM, mod SD460ME300G3, incluye caja de control .	Pza	1.000	\$ 11,383.00	\$ 11,383.00	17.59
Variador de frecuencia solar de 2 HP, mod evans-solar 2.0.	Pza	1.000	\$ 9,405.00	\$ 9,405.00	14.53
Panel fotovoltaico 250 W - 30V.	Pza	12.000	\$ 2,496.56	\$ 29,958.72	46.29
Conector macho o hembra MC4	Pza	2.000	\$ 18.00	\$ 36.00	0.06
Generador monofásico de 5,500 W , mca.evans mod G55MG1000THW con motor de 10 HP.	Pza	1.000	\$ 13,290.00	\$ 13,290.00	20.53
COSTO DIRECTO POR MATERIALES			SUBTOTAL	\$ 64,072.72	% 98.99

Mano de obra	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Plomero	jor	1.0	\$ 381.53	\$ 381.53	0.59
Ayudante	jor	1.0	\$ 268.57	\$ 268.57	0.41
Rendimiento 1.0 pza/jor			IMPORTE	\$ 650.10	
COSTO DIRECTO POR MANO DE OBRA			SUBTOTAL	\$ 650.10	% 1.00

Maquinaria y equipo	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Herramienta menor	%mo	0.030	\$ 19.50	\$ 0.59	0.00
Equipo Seguridad	%mo	0.020	\$ 13.00	\$ 0.26	0.00
COSTO DIRECTO POR MAQ. Y EQUIPO			SUBTOTAL	\$ 0.85	% 0.00

COSTO DIRECTO TOTAL			\$ 64,723.67	100%
---------------------	--	--	--------------	------

% INDIRECTOS	15%	\$ 9,708.55
SUBTOTAL		\$ 74,432.21
% FINANCIAMIENTO	2%	\$ 1,488.64
SUBTOTAL		\$ 75,920.86
UTILIDAD	8%	\$ 6,073.67
SUBTOTAL		\$ 81,994.53
CARGOS ADICIONALES	2%	\$ 1,639.89
PRECIO UNITARIO		\$ 83,634.42



CONCEPTO				UNIDAD: lote	
SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE CABEZAL DE RIEGO PARA SECTORES 1 Y 2, INCLUYE PRUEBA DE FUNCIONAMIENTO, MANO DE OBRA Y EQUIPO.					
Materias	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Filtro hidrociclón de 2 pulgadas con presión máxima 8 kg/cm ² .	Pza	1.000	\$ 6,000.00	\$ 6,000.00	19.17
Filtro de arena de 18 pulg. con 0.18 m ² de área de filtrado y caudal de 3.0 lps.	Pza	1.000	\$ 8,899.00	\$ 8,899.00	28.43
Inyector Venturi de 2 pulg. para inyección de fertilizante	Pza	1.000	\$ 1,397.00	\$ 1,397.00	4.46
Filtro de malla de 2 pulg. 130 micras, 10 bar	Pza	1.000	\$ 750.00	\$ 750.00	2.40
Tubería hidráulica pvc, conexiones (tubo, codos, tees, conexión brida-pvc, cementante) de 2 pulgadas para el correcto funcionamiento del sistema.	Lote	1.000	\$ 1,809.70	\$ 1,809.70	5.78
Piezas especiales : caudalímetro bridado, toma manométrica, válvula de no retorno, válvula de bola, válvula reguladora de presión , válvula eliminadora de aire, depósito de fertilizante 250 lts., accesorios pvc, conexión brida - pvc, manómetro de glicerina y todo lo necesario para su correcto funcionamiento.	Lote	1.000	\$ 11,145.00	\$ 11,145.00	35.60
COSTO DIRECTO POR MATERIALES			SUBTOTAL	\$ 30,000.70	% 95.84

Mano de obra	Unidad	Cantidad	Salario real	Importe	
				\$	%
Plomero	jor	1.0	\$ 381.53	\$ 381.53	2.44
Ayudante	jor	1.0	\$ 268.57	\$ 268.57	1.72
Rendimiento 0.5 pza/jor			IMPORTE	\$ 650.10	
COSTO DIRECTO POR MANO DE OBRA			SUBTOTAL	\$ 1,300.20	% 4.15

Maquinaria y equipo	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Herramienta menor	%mo	0.030	\$ 39.01	\$ 1.17	0.00
Equipo Seguridad	%mo	0.020	\$ 26.00	\$ 0.52	0.00
COSTO DIRECTO POR MAQ. Y EQUIPO			SUBTOTAL	\$ 1.69	% 0.01

COSTO DIRECTO TOTAL			\$ 31,302.59	100%
---------------------	--	--	--------------	------

% INDIRECTOS	15%	\$ 4,695.39
SUBTOTAL		\$ 35,997.98
% FINANCIAMIENTO	2%	\$ 719.96
SUBTOTAL		\$ 36,717.94
UTILIDAD	8%	\$ 2,937.44
SUBTOTAL		\$ 39,655.37
CARGOS ADICIONALES	2%	\$ 793.11
PRECIO UNITARIO		\$ 40,448.48



CONCEPTO *UNIDAD: ml*
 SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE CINTA DE RIEGO Ø 16 mm. EN 8 MIL DE ESPESOR (0,20 mm.) CON GOTERO INTEGRADO DE 2 L/H. CADA 75 cm, INCLUYE: MATERIAL, MANO DE OBRA Y EQUIPO.

Materiales	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Cinta de riego Ø 16 mm. de 8 mil de espesor (0,20 mm) con gotero integrado de 2 L/H. cada 75 cm.	ml	1.00	\$ 1.08	\$ 1.08	29.32
COSTO DIRECTO POR MATERIALES			SUBTOTAL	\$ 1.08	% 29.32

Mano de obra	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Plomero	jor	1.0	\$ 381.53	\$ 381.53	41.43
Ayudante	jor	1.0	\$ 268.57	\$ 268.57	29.16
<i>Rendimiento 250.0 m/jor</i>			IMPORTE	\$ 650.10	
COSTO DIRECTO POR MANO DE OBRA			SUBTOTAL	\$ 2.60	% 70.59

Maquinaria y equipo	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Herramienta menor	%mo	0.030	\$ 0.08	\$ 0.00	0.06
Equipo Seguridad	%mo	0.020	\$ 0.05	\$ 0.00	0.03
COSTO DIRECTO POR MAQ. Y EQUIPO			SUBTOTAL	\$ 0.00	% 0.09

COSTO DIRECTO TOTAL **\$ 3.68** **100%**

% INDIRECTOS	15%	\$ 0.55
SUBTOTAL		\$ 4.24
% FINANCIAMIENTO	2%	\$ 0.08
SUBTOTAL		\$ 4.32
UTILIDAD	8%	\$ 0.35
SUBTOTAL		\$ 4.67
CARGOS ADICIONALES	2%	\$ 0.09
PRECIO UNITARIO		\$ 4.76

CONCEPTO *UNIDAD: ml*
 SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE MANGUERA PLANA TIPO LAYFLAT DE 2 PULGADAS REFORZADA CON PRESIÓN MÁXIMA DE 12 BAR.

Materiales	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Manguera plana tipo layflat de 2 pulgadas reforzada con presión máxima de 12 bar.	ml	1.00	\$ 16.50	\$ 16.50	86.37
COSTO DIRECTO POR MATERIALES			SUBTOTAL	\$ 16.50	% 86.37

Mano de obra	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Plomero	jor	1.0	\$ 381.53	\$ 381.53	7.99
Ayudante	jor	1.0	\$ 268.57	\$ 268.57	5.62
<i>Rendimiento 250.0 m/jor</i>			IMPORTE	\$ 650.10	
COSTO DIRECTO POR MANO DE OBRA			SUBTOTAL	\$ 2.60	% 13.61

Maquinaria y equipo	Unidad	Cantidad	Salario real	Importe	
				\$	%
Herramienta menor	%mo	0.030	\$ 0.08	\$ 0.00	0.01
Equipo Seguridad	%mo	0.020	\$ 0.05	\$ 0.00	0.01
COSTO DIRECTO POR MAQ. Y EQUIPO			SUBTOTAL	\$ 0.00	% 0.02

COSTO DIRECTO TOTAL **\$ 19.10** **100%**

% INDIRECTOS	15%	\$ 2.87
SUBTOTAL		\$ 21.97
% FINANCIAMIENTO	2%	\$ 0.44
SUBTOTAL		\$ 22.41
UTILIDAD	8%	\$ 1.79
SUBTOTAL		\$ 24.20
CARGOS ADICIONALES	2%	\$ 0.48
PRECIO UNITARIO		\$ 24.69



CONCEPTO **UNIDAD: Pza**
 SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE CONECTOR ROSCADO LAYFLAT - CINTA DE RIEGO DE Ø 16 MM. , INCLUYE:
 MATERIAL, MANO DE OBRA Y EQUIPO.

Materiales	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Conector roscado Layflat-cinta de riego de 16 mm. de espesor.	Pza	1.00	\$ 7.60	\$ 7.60	53.32
Ponchador para conector roscado layflat - cinta riego.	Pza	0.0010	\$ 144.80	\$ 0.14	1.02
COSTO DIRECTO POR MATERIALES			SUBTOTAL	\$ 7.74	% 54.33

Mano de obra	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Plomero	jor	1.0	\$ 381.53	\$ 381.53	26.77
Ayudante	jor	1.0	\$ 268.57	\$ 268.57	18.84
<i>Rendimiento 100.0 pza/jor</i>			IMPORTE	\$ 650.10	
COSTO DIRECTO POR MANO DE OBRA			SUBTOTAL	\$ 6.50	% 45.61

Maquinaria y equipo	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Herramienta menor	%mo	0.030	\$ 0.20	\$ 0.01	0.04
Equipo Seguridad	%mo	0.020	\$ 0.13	\$ 0.00	0.02
COSTO DIRECTO POR MAQ. Y EQUIPO			SUBTOTAL	\$ 0.01	% 0.06

COSTO DIRECTO TOTAL **\$ 14.25** **100%**

% INDIRECTOS	15%	\$ 2.14
		SUBTOTAL
		\$ 16.39
% FINANCIAMIENTO	2%	\$ 0.33
		SUBTOTAL
		\$ 16.72
UTILIDAD	8%	\$ 1.34
		SUBTOTAL
		\$ 18.06
CARGOS ADICIONALES	2%	\$ 0.36
		PRECIO UNITARIO
		\$ 18.42

CONCEPTO **UNIDAD: Pza**
 SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE TAPON TERMINAL PARA CINTA DE RIEGO DE Ø 16 MM., INCLUYE:
 MATERIAL, MANO DE OBRA Y EQUIPO.

Materiales	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
tapón terminal cinta de cinta de riego de Ø 16 mm.	Pza	1.00	\$ 4.94	\$ 4.94	65.48
COSTO DIRECTO POR MATERIALES			SUBTOTAL	\$ 4.94	% 65.48

Mano de obra	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Plomero	jor	1.0	\$ 381.53	\$ 381.53	20.23
Ayudante	jor	1.0	\$ 268.57	\$ 268.57	14.24
<i>Rendimiento 250.0 pza/jor</i>			IMPORTE	\$ 650.10	
COSTO DIRECTO POR MANO DE OBRA			SUBTOTAL	\$ 2.60	% 34.47

Maquinaria y equipo	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Herramienta menor	%mo	0.030	\$ 0.08	\$ 0.00	0.03
Equipo Seguridad	%mo	0.020	\$ 0.05	\$ 0.00	0.01
COSTO DIRECTO POR MAQ. Y EQUIPO			SUBTOTAL	\$ 0.00	% 0.04

COSTO DIRECTO TOTAL **\$ 7.54** **100%**

% INDIRECTOS	15%	\$ 1.13
		SUBTOTAL
		\$ 8.68
% FINANCIAMIENTO	2%	\$ 0.17
		SUBTOTAL
		\$ 8.85
UTILIDAD	8%	\$ 0.71
		SUBTOTAL
		\$ 9.56
CARGOS ADICIONALES	2%	\$ 0.19
		PRECIO UNITARIO
		\$ 9.75



CONCEPTO				UNIDAD: Pza	
SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE VÁLVULA TRES VÍAS PVC CON COMPUERTA ROTATORIA PARA CAMBIO DE PASO PRESIÓN MÁXIMA 6 BAR., INCLUYE: MATERIAL, MANO DE OBRA Y EQUIPO.					
Materiales	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Válvula tres vías pvc con compuerta rotatoria para cambio de paso presión máxima 6 bar.	Pza	1.00	\$ 929.53	\$ 929.53	93.46
COSTO DIRECTO POR MATERIALES			SUBTOTAL	\$ 929.53	% 93.46

Mano de obra	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Plomero	jor	1.0	\$ 381.53	\$ 381.53	3.84
Ayudante	jor	1.0	\$ 268.57	\$ 268.57	2.70
Rendimiento 10.0 pza/jor			IMPORTE	\$ 650.10	
COSTO DIRECTO POR MANO DE OBRA			SUBTOTAL	\$ 65.01	% 6.54

Maquinaria y equipo	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Herramienta menor	%mo	0.030	\$ 1.95	\$ 0.06	0.01
Equipo Seguridad	%mo	0.020	\$ 1.30	\$ 0.03	0.00
COSTO DIRECTO POR MAQ. Y EQUIPO			SUBTOTAL	\$ 0.08	% 0.01

COSTO DIRECTO TOTAL	\$ 994.62	100%
---------------------	-----------	------

% INDIRECTOS	15%	\$ 149.19
		SUBTOTAL
% FINANCIAMIENTO	2%	\$ 22.88
		SUBTOTAL
UTILIDAD	8%	\$ 93.34
		SUBTOTAL
CARGOS ADICIONALES	2%	\$ 25.20
		PRECIO UNITARIO
		\$ 1,285.23

CONCEPTO				UNIDAD: Pza	
SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE CODO DE 90 GRADOS CON COPLA DE PVC PARA MANGUERA LAYFLAT DE 2 PULGADAS ASI COMO CON VÁLVULA DOS VIAS CON COMPUERTA ROTATORIA PARA CAMBIO DE PASO PRESIÓN MÁXIMA 6 BAR, INCLUYE ABRAZADERA SIN FIN DE ACERO, INCLUYE: MATERIAL, MANO DE OBRA Y EQUIPO.					
Materiales	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Codo con aclope de manguera layflat de PVC de 2 pulgadas.	Pza	1.00	\$ 20.00	\$ 20.00	8.60
Abrazadera tipo Sinfin de acero inoxidable	Pza	1.00	\$ 21.00	\$ 21.00	9.03
Tubo PVC hidráulico de 2 pulgadas.	ml	0.55	\$ 47.00	\$ 25.85	11.12
Cementante para PVC	lt	0.15	\$ 87.00	\$ 13.05	5.61
Válvula dos vías de PVC con compuerta rotatoria para cambio de paso y presión máxima de 6 bar.	Pza	1.00	\$ 120.00	\$ 120.00	51.62
COSTO DIRECTO POR MATERIALES			SUBTOTAL	\$ 199.90	% 86.00

Mano de obra	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Plomero	jor	1.0	\$ 381.53	\$ 381.53	8.21
Ayudante	jor	1.0	\$ 268.57	\$ 268.57	5.78
Rendimiento 20.0 pza/jor			IMPORTE	\$ 650.10	
COSTO DIRECTO POR MANO DE OBRA			SUBTOTAL	\$ 32.51	% 13.98

Maquinaria y equipo	Unidad	Cantidad	Costo	Importe	
				\$	%
Herramienta menor	%mo	0.030	\$ 0.98	\$ 0.03	0.01
Equipo Seguridad	%mo	0.020	\$ 0.65	\$ 0.01	0.01
COSTO DIRECTO POR MAQ. Y EQUIPO			SUBTOTAL	\$ 0.04	% 0.02

COSTO DIRECTO TOTAL	\$ 232.45	100%
---------------------	-----------	------

% INDIRECTOS	15%	\$ 34.87
		SUBTOTAL
% FINANCIAMIENTO	2%	\$ 5.35
		SUBTOTAL
UTILIDAD	8%	\$ 21.81
		SUBTOTAL
CARGOS ADICIONALES	2%	\$ 5.89
		PRECIO UNITARIO
		\$ 300.36



5.7 Presupuesto Final.

Al término del análisis, y la obtención de los precios unitarios, éstos se enlistan en el catálogo de conceptos realizado previamente y se realiza el producto por la cantidad de concepto, con lo que se obtiene el costo total del presupuesto del proyecto.

Obras preliminares

Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe
OP-1	Limpieza y desmonte de terreno natural incluyendo la remoción de tocones, raíces y maleza mediante rextroexcavadora con capacidad de cucharón de 0.79 m ³ . Incluye: mano de obra y equipo.	m ²	7,221.62	\$1.96	\$14,154.38
OP-2	Trazo y nivelación con equipo topográfico (estación total), incluye: material, mano de obra y herramienta.	m ²	54,239.49	\$0.98	\$53,154.70
OP-3	Nivelación de terreno natural mediante motoniveladora con ancho de hoja de 3.65 m. al 0.2% de pendiente, incluye: mano de obra y equipo.	m ²	54,239.49	\$1.46	\$79,189.66

SUBTOTAL \$146,498.73

Cárcamo de bombeo

Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe
CB-1	Excavación a cielo abierto, en suelo Tipo II, mediante rextroexcavadora con capacidad de cucharón de 0.79 m ³ , incluye: mano de obra y equipo.	m ³	129.60	\$19.63	\$2,544.05
CB-2	Plantilla de concreto simple de f'c=100 kg/cm ² , de 5 cm de espesor. Incluye: suministro de materiales, equipo, maquinaria, herramienta, mano de obra, habilitado, colocación y retiro de cimbra, vaciado y curado del concreto.	m ²	48.00	\$137.75	\$6,612.00
CB-3	Losa de concreto armado inferior de 15 cm de espesor a base de concreto f'c= 200 kg/cm ² mezclado en revolvedora de 1 saco hecho en obra, y colado con medios manuales, acero fy=4200 kg/cm ² , armado con varillas del no. 4 @ 15 cm. ambos lados. incluye : cimbra, mano de obra, herramienta y equipo.	m ²	48.00	\$995.21	\$47,770.08
CB-4	Muro de concreto armado de 20 cms. de espesor a base de concreto f'c= 200 kg/cm ² mezclado en revolvedora de 1 saco hecho en obra, y colado con medios manuales, acero fy=4200 kg/cm ² , armado con varillas del no. 4 @ 15 cm. en ambos sentidos a doble armado. incluye: cimbra a dos caras, mano de obra, herramienta y equipo.	m ²	66.00	\$1,152.46	\$76,062.36
CB-5	Trabe de concreto armado de 0.20 x 0.30 cms, a base de concreto f'c= 200 kg/cm ² mezclado en revolvedora de 1 saco hecho en obra, y colado con medios manuales, acero fy=4200 kg/cm ² , armado con 4 varillas del no. 4 y estribos del no. 4 separados a 15 cm. incluye: cimbra, mano de obra, herramienta y equipo.	ml	6.00	\$1,043.36	\$6,260.16
CB-6	Dala de concreto armado de 0.20 x 0.20 cms, a base de concreto f'c= 200 kg/cm ² mezclado en revolvedora de 1 saco hecho en obra, y colado con medios manuales, acero fy=4200 kg/cm ² , armado con 4 varillas del no. 4 y estribos del no. 4 separados a 15 cm. incluye: cimbra, mano de obra, herramienta y equipo.	ml	10.00	\$942.07	\$9,420.70
CB-7	Losa de concreto armado superior de 15 cm de espesor a base de concreto f'c= 200 kg/cm ² mezclado en revolvedora de 1 saco hecho en obra, y colado con medios manuales, acero fy=4200 kg/cm ² , armado con varillas del no. 4 @ 15 cm. ambos lados. incluye cimbra, mano de obra, herramienta y equipo.	m ²	48.00	\$995.21	\$47,770.08
CB-8	Suministro y colocación de marco con tapa de herrería de 0.80 x 0.80 mts incluye: mano de obra, herramienta y equipo.	pza	1.00	\$1,071.58	\$1,071.58
CB-9	Suministro y colocación de grapa para escalera marina con varilla de 1/2" de 1.0 mts anclada en muro de concreto, incluye: mano de obra, herramienta y equipo.	pza	6.00	\$237.44	\$1,424.64
CB-10	Aplanado de cemento-arena acabado pulido en proporción 1:5 incluye: repellido, material, mano de obra y equipo.	m ²	164.00	\$94.15	\$15,440.60

SUBTOTAL \$214,376.25



Cabezal de riego, control y filtrado

Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe
CR-1	Suministro y colocación de sistema de bombeo solar sector 1 compuesto por: - Bomba sumergible mca. evans modelo SD460ME300G3, de 3 HP, 60GPM - Variador de frecuencia solar de 2 HP. - 12 Paneles fotovoltaicos de 250 W y 60V. - 1 Conector macho MC4. - 1 Conector hembra MC4. - Generador eléctrico a gasolina de 2 hp para inyección de fertilizante. incluye: prueba de funcionamiento, mano de obra y equipo.	lote	1.00	\$83,634.42	\$83,634.42
CR-2	Suministro y colocación de cabezal de riego sector 1, compuesto por: - Filtro hidroclón de 2 pulgadas presión máx. 8 kg/cm2 - Filtro de arena de 18 pulg. con 0.18 m ² de área de filtrado y caudal de 3.0 lps. - Inyector Venturi de 2 pulg. para inyección de fertilizante - Filtro de malla de 2 pulg. 130 micras, 10 bar - Tubería hidráulica y conexiones (codos, tees,)de pvc de 2 pulgadas para el correcto funcionamiento del sistema. - Piezas especiales : Caudalímetro bridado, Toma manométrica, Válvula de no retorno, Válvula de bola, Válvula reguladora de presión , Válvula eliminadora de aire y Depósito de fertilizante 250 L, accesorios en pvc, Conexión brida - pvc, Manómetro de glicerina y todo lo necesario para su correcto funcionamiento. incluye: prueba de funcionamiento, mano de obra y equipo.	pza pza pza pza lote lote	1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00	\$40,448.48	\$40,448.48
CR-3	Suministro y colocación de cabezal de riego sector 2, compuesto por: - Filtro hidroclón de 2 pulgadas presión máx. 8 kg/cm2 - Filtro de arena de 18 pulg. con 0.18 m ² de área de filtrado y caudal de 3.0 lps. - Inyector Venturi de 2 pulg. para inyección de fertilizante - Filtro de malla de 2 pulg. 130 micras, 10 bar - Tubería hidráulica y conexiones (tubo, codos, tees, conexión brida-pvc, cementante) de 2 pulgadas para el correcto funcionamiento del sistema. - Piezas especiales : Caudalímetro bridado, Toma manométrica, Válvula de no retorno, Válvula de bola, Válvula reguladora de presión , Válvula eliminadora de aire y Depósito de fertilizante 250 L, accesorios en pvc, Conexión brida - pvc, Manómetro de glicerina y todo lo necesario para su correcto funcionamiento. incluye: prueba de funcionamiento, mano de obra y equipo.	pza pza pza pza lote lote	1.00 1.00 1.00 1.00 1.00 1.00	\$40,448.48	\$40,448.48

SUBTOTAL \$164,531.38

Riego por Goteo

Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	P.U.	Importe
RG-1	Suministro y colocación de Cinta de riego Ø 16 mm. en 8 mil de espesor (0,20 mm) con gotero integrado de 2 L/H. cada 75 cm, incluye: material, mano de obra y equipo.	ml	25,897.00	\$4.76	\$123,269.72
RG-2	Suministro y colocación de manguera plana tipo layflat de 2 pulgadas reforzada con presión máxima de 12 bar, incluye: material, mano de obra y equipo..	ml	1,132.83	\$24.69	\$27,969.57
RG-3	Suministro y colocación de conector roscado layflat - cinta de riego de Ø 16 mm. , incluye: material, mano de obra y equipo.	pza	445.00	\$18.42	\$8,196.90
RG-4	Suministro y colocación de tapon terminal para cinta de riego de Ø 16 mm., incluye: material, mano de obra y equipo.	pza	445.00	\$9.75	\$4,338.75
RG-5	Suministro y colocación de válvula tres vías pvc con compuerta rotatoria para cambio de paso presión máxima 6 bar., incluye: material, mano de obra y equipo.	pza	5.00	\$1,285.23	\$6,426.15
RG-6	Suministro y colocación de codo de 90 grados con cople de pvc para manguera layflat de 2 pulgadas así como con válvula dos vías con compuerta rotatoria para cambio de paso presión máxima 6 bar, incluye abrazadera sin fin de acero, incluye: material, mano de obra y equipo.	pza	2.00	\$300.36	\$600.72

SUBTOTAL \$170,801.81

TOTAL \$696,208.17



VI. CONCLUSIONES.

Con el presente trabajo se pretende como finalidad principal, el impulsar el desarrollo de proyectos de riego eficientes en el aprovechamiento del agua, ya que este recurso como es sabido es cada vez más escaso requiriendo el impulso proyectos orientados a nuevas tecnologías que ayuden a mitigar esta tendencia; de igual forma orientar al productor para ir cambiando en la medida de lo posible la actividad de la agricultura temporal y el riego por superficie que se ha realizado por años dentro del ejido hacia una agricultura orientada al aprovechamiento de energías limpias como la solar, la cual en nuestro país tiene un gran potencial de explotación por su ubicación geográfica.

La ventaja principal al utilizar el riego por goteo es que favorece el crecimiento lo más próximo al ideal, brindando un medio excelente para el desarrollo de raíces, crecimiento más exuberante del cultivo y dando como resultado un mayor rendimiento en su producción y teniendo un ahorro en el aprovechamiento del agua de riego considerable.

Durante la elaboración de este trabajo, se cumplieron los objetivos planteados ya que al desarrollar un breve panorama de historia de la agricultura en México desde su época prehispánica hasta el presente, conocer la problemática que existe en el municipio analizando sus datos estadísticos nos permitió tener una visión general del proyecto a realizar.

En el apartado de estudios, el realizar el levantamiento mediante la tecnología de posicionamiento global en tiempo real, tuvimos la oportunidad de reconocer físicamente el terreno, ubicar el banco de nivel que al término del levantamiento, sirvió como base para generación del modelo digital de terreno, la generación de curvas de nivel, mapa de pendientes, cálculo de áreas y propuesta de una zona que no era utilizada.

Al conocer los datos de clima, geología, clasificación de sus suelos y su textura, nos permitió saber las proporciones en porcentaje de arena, limo y arcilla del suelo en el ejido, dando como resultado la presencia de un suelo franco limoso.

Con datos recabados de una estación climatológica cercana, y aplicando la metodología descrita previamente, se conoció el requerimiento de agua diario por planta para los cultivos propuestos (papaya, melón, sandía, maíz, jitomate, frijol y calabaza) haciendo énfasis en el cultivo de papaya maradol, la cual es más redituable para el productor.

Conociendo los estudios, y los requerimientos de riego se propuso y analizó la dosis, frecuencia, tiempo de riego y número de emisores de proyecto para poder obtener el número de subunidades para realizar el diseño hidráulico por subunidad y conocer los diámetros, dimensiones de las tuberías laterales, primarias y secundarias, así como también la variación de presiones en cada subunidad. Con los requerimientos obtenidos se propuso la construcción de un tanque de concreto reforzado y la utilización de un sistema de bombeo mediante paneles solares.



Al término, se realizó una propuesta de presupuesto de obra del proyecto mediante el análisis de precios unitarios, para conocer su costo total.

Un punto importante de mencionar es el costo que representa la inversión inicial del proyecto, que puede ser aliviado mediante programas gubernamentales de apoyo al productor que implementa sistemas como el riego por goteo¹¹⁸, aunado también que al término del ciclo de cultivo el incremento en la producción ayudará a mitigar más rápidamente la inversión.

¹¹⁸ <https://www.fira.gob.mx/Nd/PagTecnificacion.jsp>



ANEXOS



Anexo 1

Informe de ajuste de redes

Proyecto : Nejapa de Madero

Nombre del usuario	Rjarquin	Fecha y hora	12:39:02 p.m. 23/11/2018
Sistema de coordenadas	Proyección del colector de datos	Zona	Zona del colector de datos
Datum del proyecto	(WGS 84)		
Datum vertical		Modelo geoidal	No seleccionado
Unidades coordenadas	Metros		
Unidades de distancia	Metros		
Unidades de altura	Metros		

Configs estilo ajuste - Límites del 95% de confianza

Tolerancias residual

A iteraciones finales : 0.000010m
Límite de convergencia final : 0.005000m

Presentación de covarianzas

Horizontal

Error lineal propagado [E] : U.S.
Término constante [C] : 0.00000000m
Escala en error lineal [S] : 1.96

Tridimensional

Error lineal propagado [E] : U.S.
Término constante [C] : 0.00000000m
Escala en error lineal [S] : 1.96

Controles ajuste

Calcular correlaciones para el geoide : Falso

Ajuste horizontal y vertical realizado

Errores de instalación

GPS

Error en altura de antena : 0.000m
Error de centrado : 0.000m



Resumen estadístico

Ajuste logrado en 1 iteración(es)

Factor de referencia de la red : 1.00
Prueba Chi cuadrado($\alpha=95\%$) : PASO
Grados de libertad : 0.00

Estadística de observaciones GPS

Factor de referencia : 1.00
Número de redundancia (r) : 0.00

Coordenadas ajustadas

Ajuste realizado en **WGS-84**

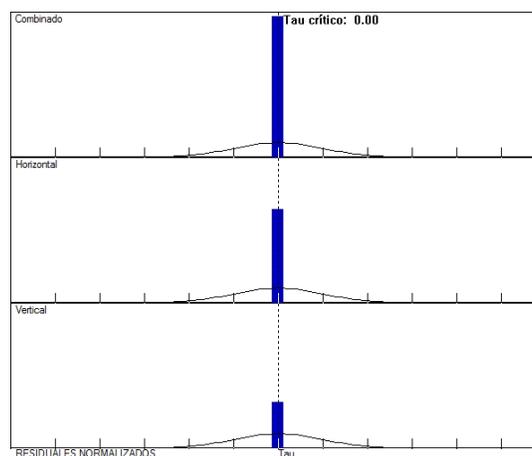
Número de puntos : 181
Número de puntos de control fijos : 1
Sólo horizontal y altura : 1

Coordenadas geodésicas ajustadas

Se informa sobre errores utilizando 1.96σ .

Nombre punto	Latitud	Error N	Longitud	Error E	Altura	error a	Fijo
Base	16°36'26.71743"N	0.000m	95°59'45.75251"O	0.000m	648.576m	0.000m	Lat Long a

Histogramas de residuales normalizadas





Términos de covarianza

Ajuste realizado en **WGS-84**

Desde punto	Al punto		Componentes	Error a posteriori (1.96σ)	Precisión horiz. (Razón)	Precisión 3D (Razón)
Base	0001	Ac.	104°40'46.7878"	0°00'22.6892"	1:19837	1:19837
Base	0010	Ac.	58°20'13.6846"	0°00'52.3158"	1:13692	1:13692
Base	0020	Ac.	284°49'09.2312"	0°00'22.5614"	1:18984	1:18984
Base	0030	Ac.	238°59'38.5449"	0°00'12.3938"	1:17220	1:17220
Base	0040	Ac.	208°36'10.7074"	0°00'13.9036"	1:16723	1:16723
Base	0050	Ac.	181°20'54.2215"	0°00'15.0387"	1:14051	1:14051
Base	0060	Ac.	158°10'11.6559"	0°00'13.6691"	1:14247	1:14247
Base	0070	Ac.	148°58'41.8036"	0°00'11.8804"	1:16545	1:16545
Base	0080	Ac.	136°31'22.3413"	0°00'09.5056"	1:22483	1:22483
Base	0110	Ac.	125°10'32.0526"	0°00'18.8202"	1:10290	1:10290
Base	0120	Ac.	138°04'09.7945"	0°03'41.8363"	1:11780	1:11780
Base	0130	Ac.	122°53'40.8324"	0°00'17.1786"	1:11220	1:11220
Base	0140	Ac.	143°11'52.6811"	0°00'23.2595"	1:18074	1:18074
Base	0150	Ac.	191°15'58.9324"	0°00'33.8243"	1:17057	1:17057
Base	0160	Ac.	209°05'12.3553"	0°00'20.9848"	1:10942	1:10942
Base	0170	Ac.	13°58'23.5996"	0°01'13.8869"	1:13181	1:13181
Base	0180	Ac.	214°08'35.3019"	0°00'47.2318"	1:14942	1:14942
Base	0181	Ac.	212°05'18.2865"	0°00'22.5700"	1:10819	1:10819



Anexo 2 Normales Climatológicas

SERVICIO METEOROLÓGICO NACIONAL

NORMALES CLIMATOLÓGICAS

ESTADO DE: OAXACA

PERIODO: 1951-2010

ESTACION: 00020009 BOQUILLA NUMERO UNO

LATITUD: 16°38'12" N.

LONGITUD: 095°57'35" W.

ALTURA: 638.0 MSNM.

ELEMENTOS

ENE

FEB

MAR

ABR

MAY

JUN

JUL

AGO

SEP

OCT

NOV

DIC

ANUAL

TEMPERATURA MAXIMA

NORMAL	31.2	32.7	35.0	36.3	36.2	33.3	32.1	32.6	31.7	31.5	31.6	31.0	32.9
MAXIMA MENSUAL	36.1	36.5	38.8	39.3	40.5	37.6	36.0	36.5	35.0	35.0	34.6	34.5	
AÑO DE MAXIMA	1968	2008	2005	2009	2010	2007	2007	2004	2009	2009	2000	1967	
MAXIMA DIARIA	39.0	40.0	42.0	42.0	44.0	43.0	42.0	40.5	39.0	42.0	39.0	39.0	
FECHA MAXIMA DIARIA	20/2010	26/2008	27/2005	06/2003	04/2003	03/2010	29/2009	08/1978	15/2009	02/2009	15/2009	13/2001	
AÑOS CON DATOS	59	59	58	58	58	59	58	58	59	59	59	59	

TEMPERATURA MEDIA

NORMAL	21.6	22.7	24.9	26.8	27.8	26.8	25.8	26.0	25.5	24.4	23.0	21.9	24.8
AÑOS CON DATOS	59	59	58	58	58	59	58	58	59	59	59	58	

TEMPERATURA MINIMA

NORMAL	12.0	12.7	14.8	17.3	19.5	20.2	19.4	19.3	19.3	17.2	14.5	12.7	16.6
MINIMA MENSUAL	8.0	10.1	9.8	11.7	16.3	17.6	17.0	16.8	17.0	14.0	11.0	9.1	
AÑO DE MINIMA	1986	1960	1968	1971	1977	1964	1964	1964	1964	1987	1999	2003	
MINIMA DIARIA	1.8	4.0	4.0	7.6	10.5	13.0	13.0	12.1	10.4	5.0	3.3	1.0	
FECHA MINIMA DIARIA	13/1956	15/1960	04/2009	06/1960	07/1970	16/1989	19/1986	30/1956	30/1960	25/1999	19/1970	25/1989	
AÑOS CON DATOS	59	59	58	58	58	59	58	58	59	59	59	58	

PRECIPITACION

NORMAL	1.1	2.8	4.7	13.3	56.0	126.1	96.8	96.7	106.6	34.4	6.0	0.9	545.4
MAXIMA MENSUAL	47.6	43.6	59.4	126.0	235.8	315.6	311.6	366.7	314.3	268.8	91.8	18.0	
AÑO DE MAXIMA	1958	1983	1981	1990	1992	1993	1955	2010	1979	1997	1997	1995	
MAXIMA DIARIA	22.5	36.5	40.0	45.0	70.3	69.5	73.0	68.7	81.4	74.0	67.5	9.0	
FECHA MAXIMA DIARIA	19/1958	26/1983	02/1980	27/1990	21/1993	12/1984	19/1980	31/2010	28/1986	13/1997	09/1997	31/1995	
AÑOS CON DATOS	60	60	59	60	59	60	59	59	60	60	60	60	



Para satisfacer las dimensiones del volumen de diseño, se utilizarán los lineamientos descritos en el manual de tanques de almacenamiento en concreto y mampostería de SAGARPA para un tanque de almacenamiento de 120 m^3 , el cual fija los parámetros y criterios técnicos para proponer tanques de agua construidos a base de concreto reforzado.

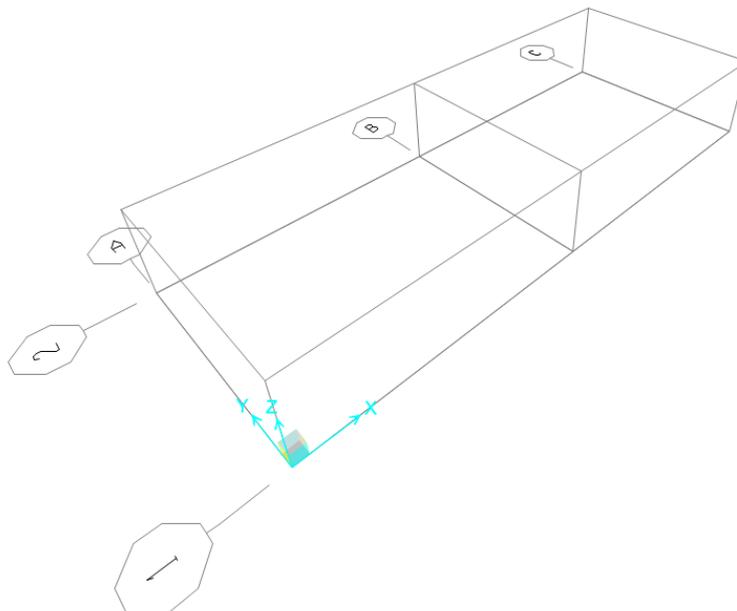
El tanque objeto de análisis consta de cuatro muros de 0.20 m de espesor, losa de fondo de 0.15 m y una losa superior de 15 cm de espesor con una trabe transversal de 0.30 x 0.20 m, soportada por los muros perimetrales. La forma del tanque es rectangular con dimensiones libres de 5.6 por 7.6 metros y una altura libre de 2.50 metros para una capacidad de almacenaje de 120 m^3 .

Se utilizó como guía para el análisis y diseño las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Estructuras de Concreto y las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Ejecución de Obras e Instalaciones Hidráulicas del Gobierno de la Ciudad de México de octubre de 2004.

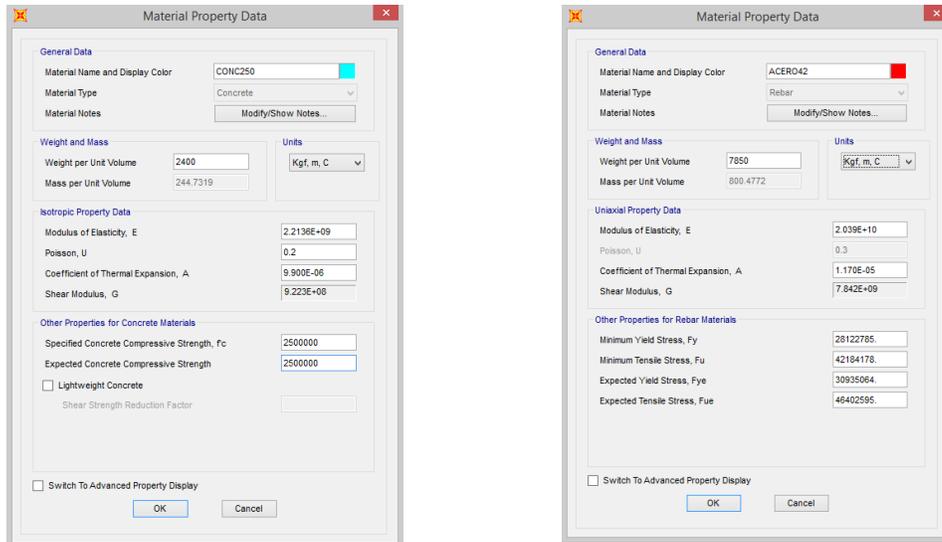
Los materiales considerados son:

- Concreto: $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad : $E_c = 14000\sqrt{f'c}$
- Acero de refuerzo : $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Peso volumétrico del concreto reforzado: 2400 kg/m^3
- Peso volumétrico del acero de refuerzo: 7850 kg/m^3

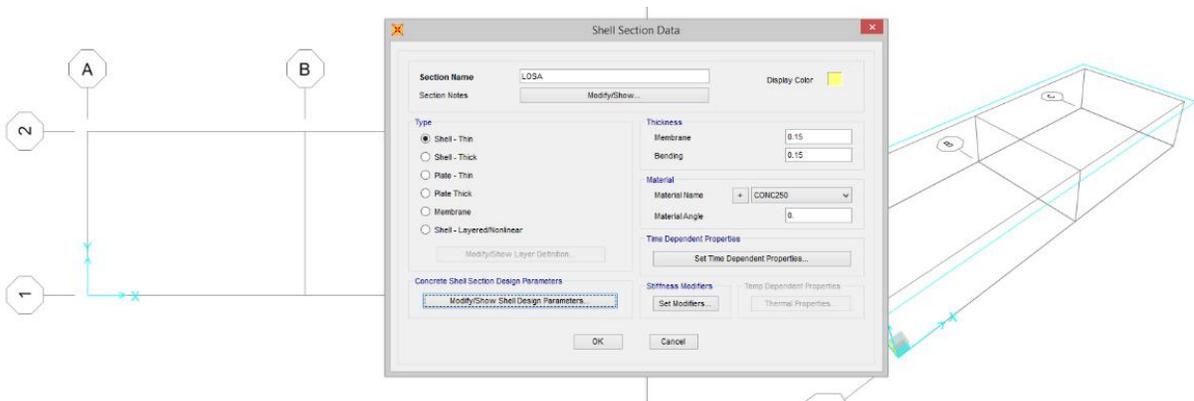
Paso 1: Se realiza la definición de unidades (Kgf, m) y modelado estructural en tres dimensiones:



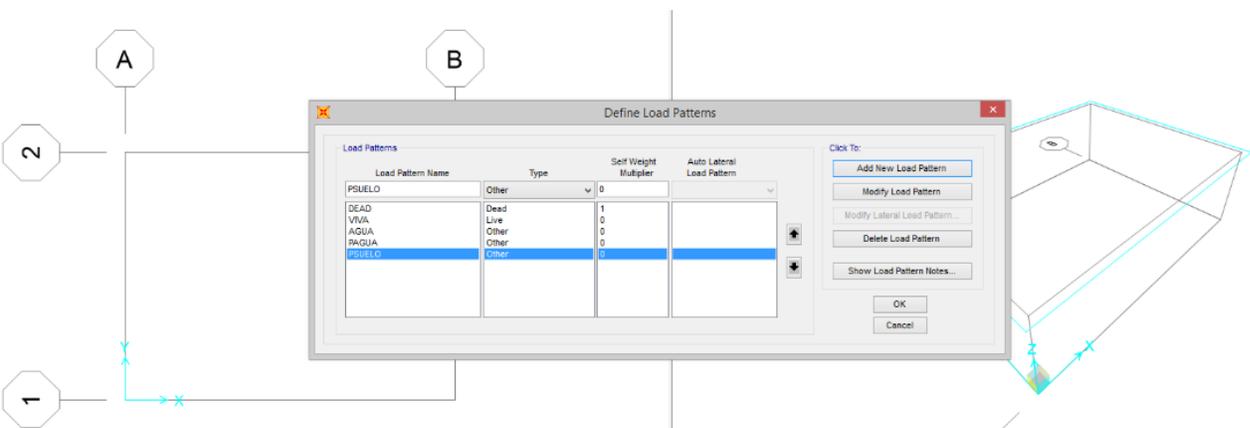
Paso 2: Se definen las características de los materiales a utilizar:



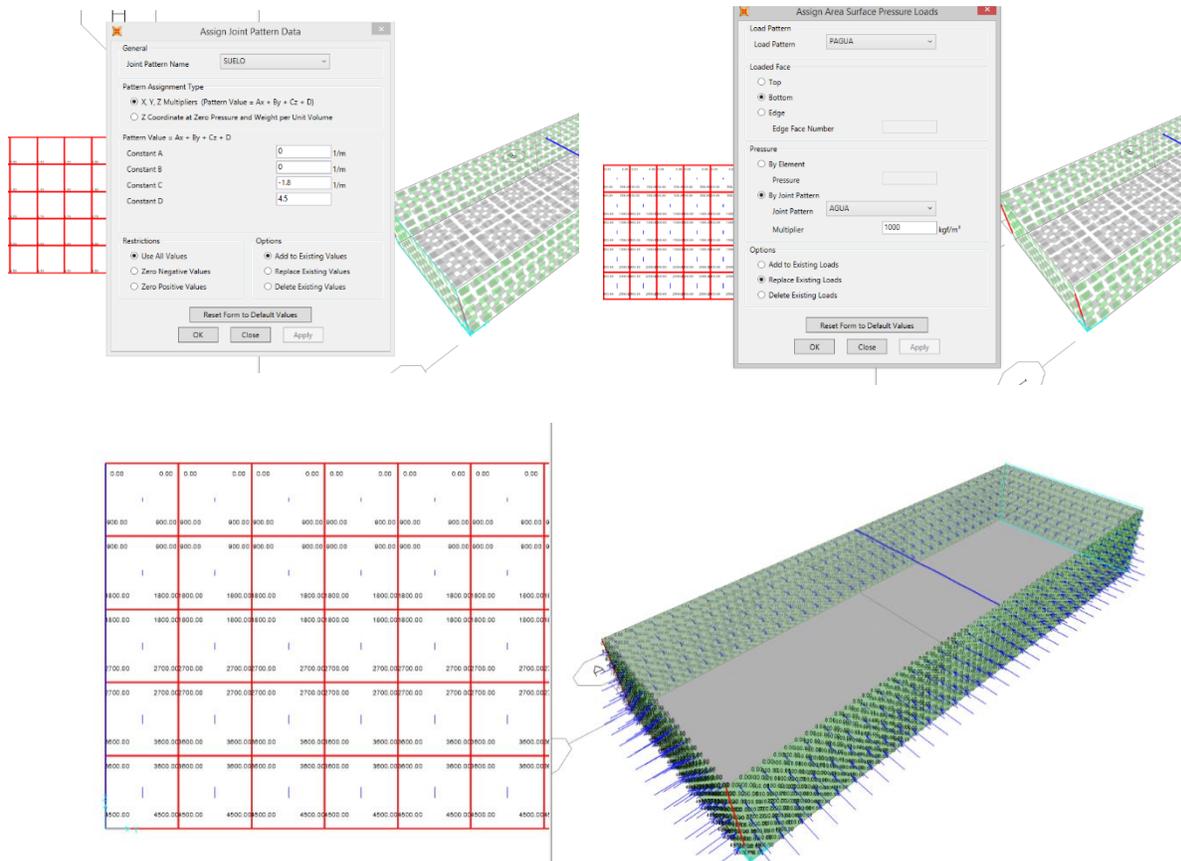
Paso 3: A continuación, se definen los elementos dentro del modelado:



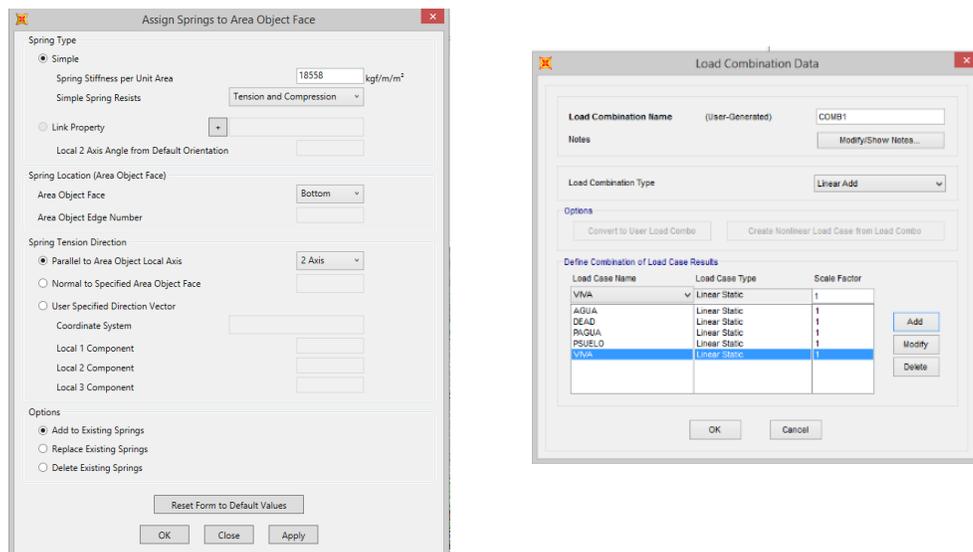
Paso 4: Se asignan los patrones de carga a cada elemento:



Paso 5: Se aplican las distribuciones de presión hidrostática y presión de suelo:

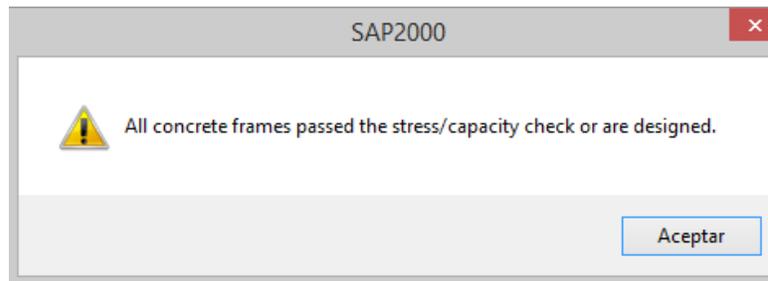
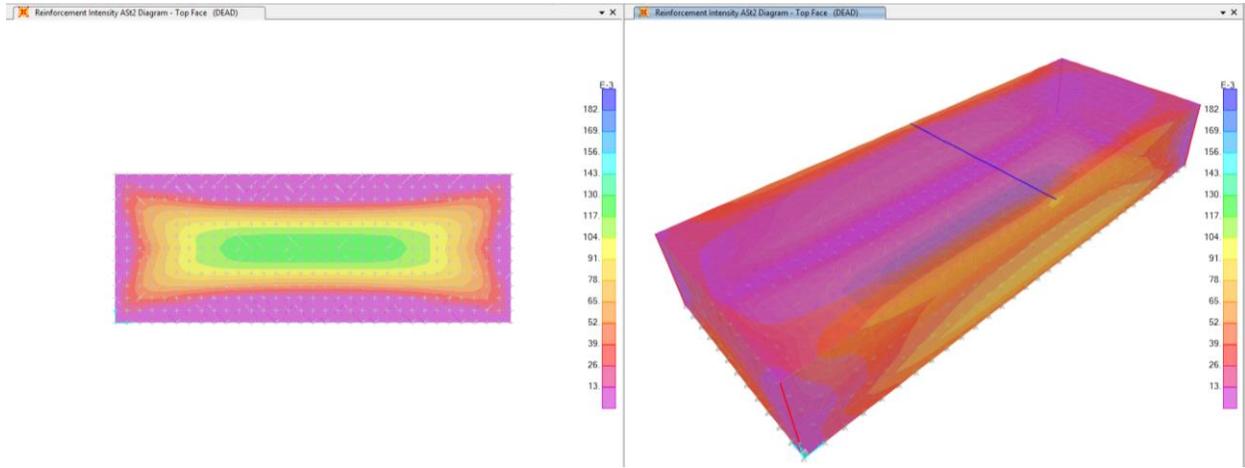


Paso 6: Se asignan valores a elementos resorte (método de coeficiente de balasto) así como se definen las combinaciones de carga:

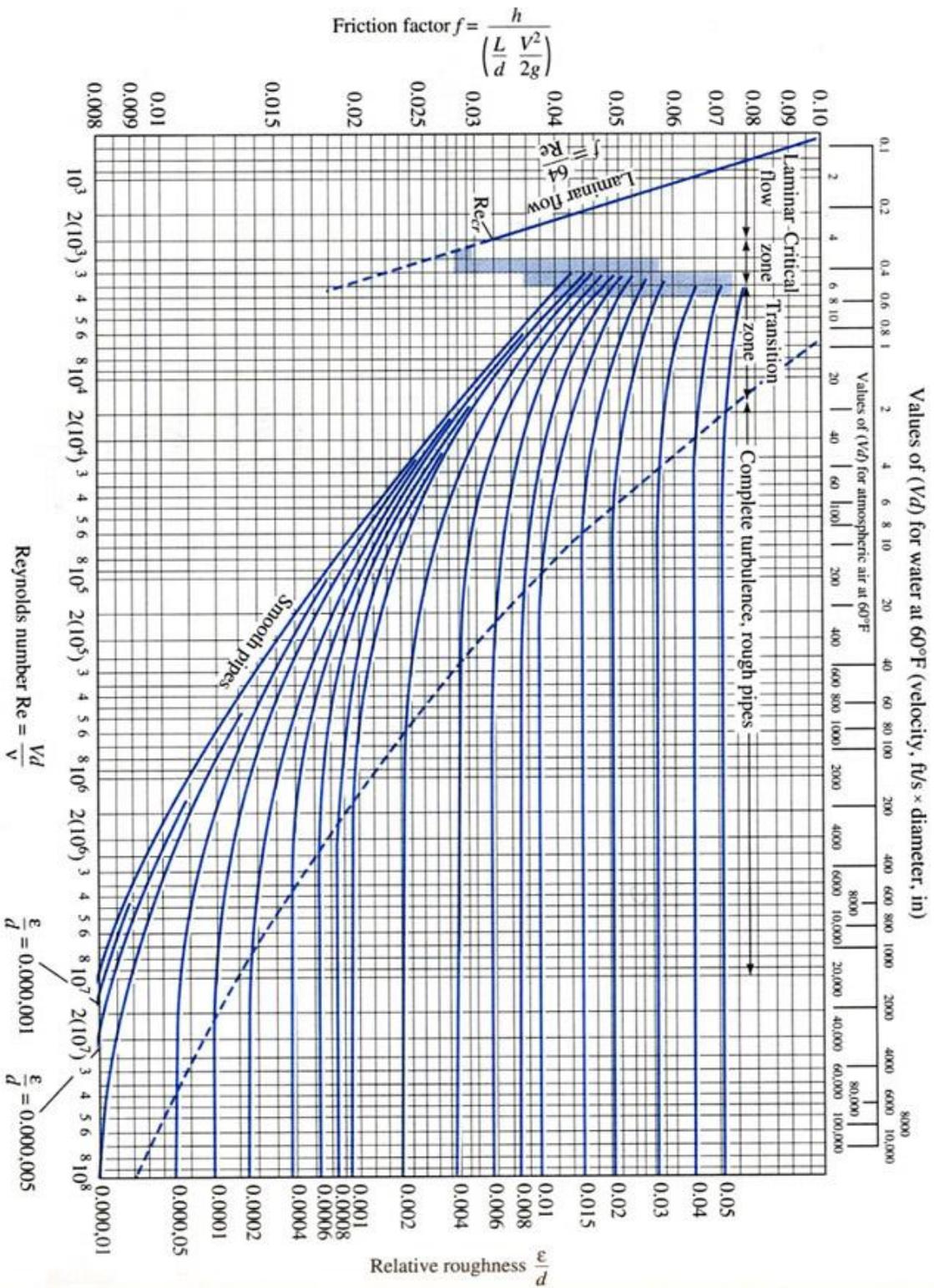




Paso 7: Se ejecuta el modelo, y revisando los resultados obtenidos, se confirma que el armado propuesto en el manual de SAGARPA para el tanque enterrado de 120 m³ de capacidad cumple con las especificaciones de respuesta de las acciones de diseño en el modelo elegido.

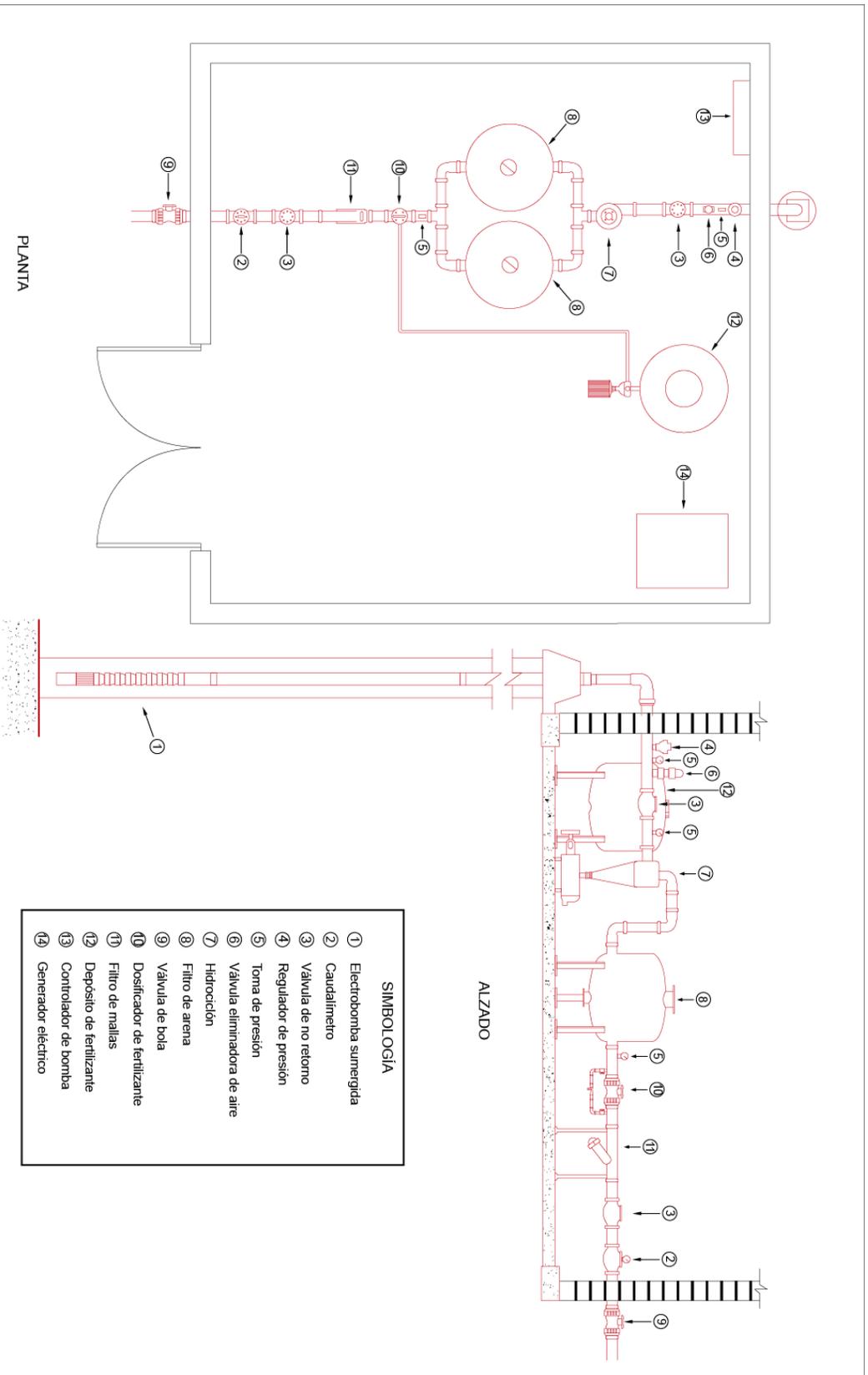


Anexo 4 Diagrama de Moody



Anexo 5

Cabezal de riego



SIMBOLOGÍA	
1	Electrobomba sumergida
2	Caudalímetro
3	Válvula de no retorno
4	Regulador de presión
5	Toma de presión
6	Válvula eliminadora de aire
7	Hidrociclón
8	Filtro de arena
9	Válvula de bola
10	Dosificador de fertilizante
11	Filtro de mallas
12	Deposito de fertilizante
13	Controlador de bomba
14	Generador eléctrico

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

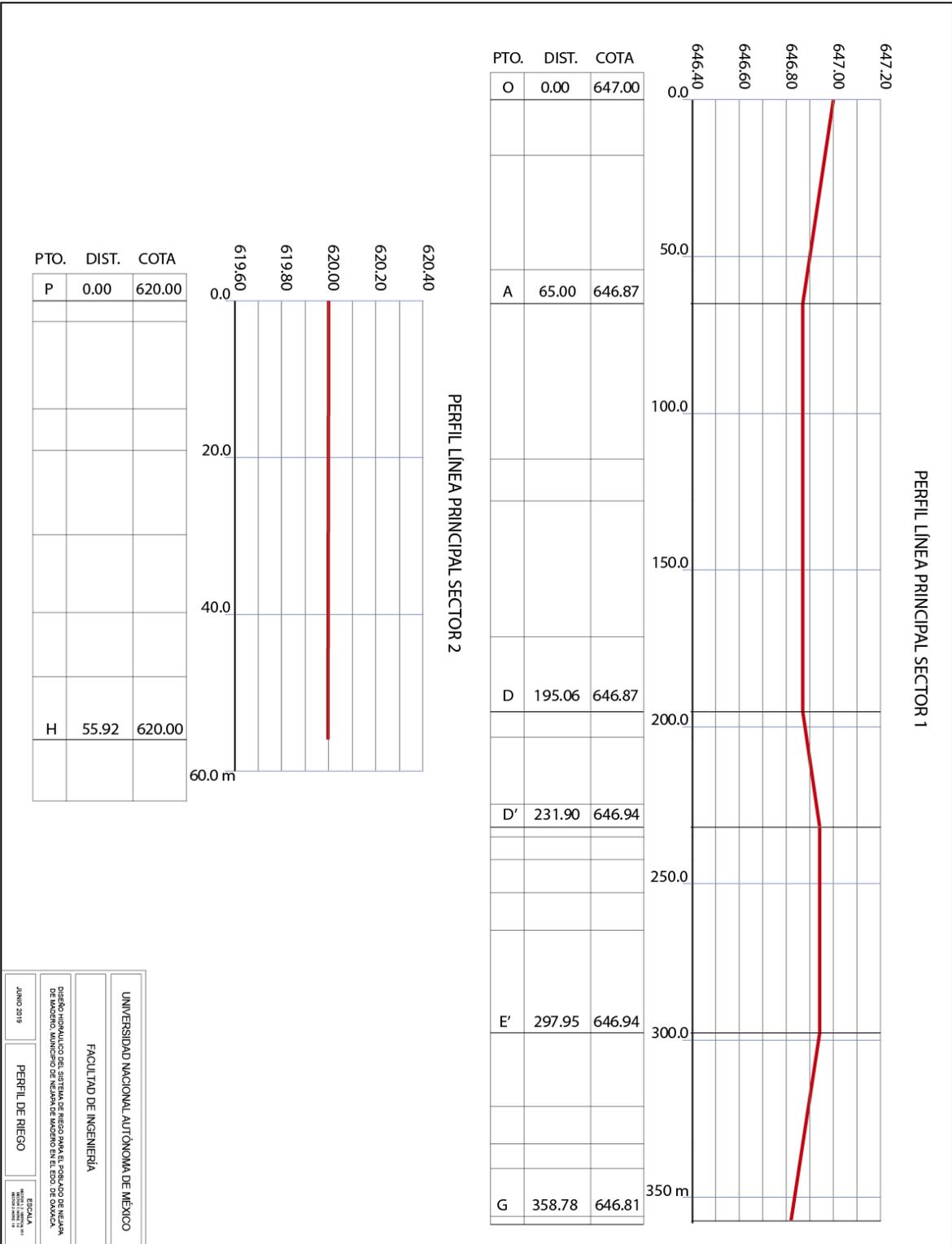
DISEÑO HIDRÁULICO DEL SISTEMA DE RIEGO PARA EL POBLADO DE SANJA DE MADRE, MUNICIPIO DE NEPAHA DE MADRE EN EL EDO. DE OAXACA

JUNIO 2019

CABEZAL DE RIEGO

ESCALA 1:25

Anexo 7 Perfil línea principal



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
DISEÑO HIDRAULICO DEL SISTEMA DE RIEGO PARA EL POBLADO DE NEJAMA DE MADRE, MUNICIPIO DE NEJAMA DE MADRE EN EL EDO. DE OAXACA
JUNIO 2019
PERFIL DE RIEGO




Índice de tablas

	Pág.
Tabla 1. Cuantificación de área por zona.	26
Tabla 2. Escala granulométrica USDA e Internacional.	35
Tabla 3. Clases texturales USDA.	36
Tabla 4. Coeficiente Kg para cultivos de proyecto.	50
Tabla 5. Temperatura media mensual de la estación climatológica.	50
Tabla 6. Porcentaje de horas luz en el día por mes en relación a los meses del año.	50
Tabla 7. Sumatoria del factor climático o ETP mensuales.	51
Tabla 8. Corrección de factor climático Kt.	51
Tabla 9. Evapotranspiración de referencia ETo.	51
Tabla 10. Coeficiente Kc y periodo de siembra.	52
Tabla 11. Evapotranspiración potencial ETo.	52
Tabla 12. Uso consuntivo de la Papaya (cm).	53
Tabla 13. Uso consuntivo del Melón (cm).	53
Tabla 14. Uso consuntivo de la Sandía (cm).	53
Tabla 15. Uso consuntivo del Maíz (cm).	54
Tabla 16. Uso consuntivo del Jitomate (cm).	54
Tabla 17. Uso consuntivo del Frijol (cm).	54
Tabla 18. Uso consuntivo de la Calabaza (cm).	54
Tabla 19. Usos consuntivos.	55
Tabla 20. Coeficiente de localización kl.	56
Tabla 21. Evapotranspiración del cultivo corregida.	57
Tabla 22. Valores de Eficiencia de aplicación en microirrigación.	57
Tabla 23. Rango de profundidad efectiva de las raíces.	58
Tabla 24. Eficiencia del sistema de riego.	58
Tabla 25. Litros por día por planta.	59
Tabla 26. Porcentaje de suelo humedecido en relación con el caudal del gotero, textura y separación entre laterales.	61
Tabla 27. Fórmulas para determinar el diámetro mojado del bulbo en función de la textura.	62
Tabla 28. Aproximación del diámetro mojado y espaciamiento con emisores de 2 l/hora según el tipo de suelo.	63
Tabla 29. Disposición de emisores.	64
Tabla 30. Resumen diseño agronómico, calendario de riego.	66
Tabla 31. Cantidad de plantas.	68
Tabla 32. Plantas por m ² .	68
Tabla 33. Litros por segundo requeridos.	69
Tabla 34. Capacidad del cárcamo de bombeo.	69
Tabla 35. Pérdidas locales en accesorios.	80
Tabla 36. Velocidad recomendada en la entrada de la campana de succión.	90
Tabla 37. Lecturas de tiempo en campo.	91
Tabla 38. Velocidad de infiltración en suelos.	101
Tabla 39. Relación entre número y tamaño de orificio en filtro de malla.	108
Tabla 40. Pérdidas de carga (longitud equivalente) producida por goteros interlinea.	115
Tabla 41. Pérdida de carga producida por elementos de cabezal de riego.	121
Tabla 42. Clasificación de sistema de riego por aspersión.	124
Tabla 43. Resumen del diseño hidráulico.	173
Tabla 44. Resumen de diámetros y pérdidas de carga en tubería principal.	178
Tabla 45. Costo de materiales investigados Septiembre – Noviembre 2019.	193
Tabla 46. Matriz de material acero de refuerzo.	194
Tabla 47. Cuadrillas en la construcción.	194
Tabla 48. Mano de obra.	196
Tabla 49. Ley Federal del Trabajo.	197



Tabla 50. Ley del Instituto del Fondo Nacional de la Vivienda para los Trabajadores.	197
Tabla 51. Valor de la Unidad de Medida y Actualización 2019.	198
Tabla 52. Obligaciones obrero-patronales de la Ley del Seguro Social.	198
Tabla 53. Cuotas obrero-patronales de la Ley del Seguro Social.	199
Tabla 54. Salario Real y Factor de Salario Real por Trabajador.	199
Tabla 55. Ejemplo de rendimiento por cuadrillas.	200



Índice de figuras

	Pág.
Figura 1. Participación del producto agrícola en el producto interno bruto 1921-1993.	1
Figura 2. Ubicación del municipio de Nejapa de Madero.	6
Figura 3. Pirámide de población.	7
Figura 4. Disponibilidad de servicios en la vivienda.	8
Figura 5. Tecnología de información y comunicación.	9
Figura 6. Promedio de hijos vivos nacidos vivos por grupo de edad.	9
Figura 7. Porcentaje de hijos fallecidos por grupo de edad.	9
Figura 8. Distribución de la población de 15 años y más según nivel escolar.	10
Figura 9. Distribución de la población según institución de derecho habiencia.	11
Figura 10. Comparación de los sistemas GPS, GLONASS, Galileo y Compass.	13
Figura 11. Control Maestro GPS y red de estaciones de monitoreo.	17
Figura 12. Correlación total de los segmentos del receptor y el satélite.	18
Figura 13. Distribución del DOP en el periodo probable de levantamiento.	19
Figura 14. Equipo Trimble R8 GNSS System utilizado.	20
Figura 15. Levantamiento en tiempo real en la zona de estudio.	20
Figura 16. Descarga de coordenadas de puntos en Trimble Geomatics Office.	21
Figura 17. Puntos GPS del levantamiento en el sitio y cálculo de área.	22
Figura 18. Interpolación de puntos mediante modelo IDW.	23
Figura 19. Modelo digital de elevaciones.	24
Figura 20. Curvas de nivel de la zona de estudio.	25
Figura 21. Definición de zona de siembra.	26
Figura 22. Mapa de pendientes de la zona de estudio.	27
Figura 23. Mapa de secciones de riego de la zona de estudio.	28
Figura 24. Fisiografía en el municipio Nejapa de Madero.	29
Figura 25. Climas en el municipio de Nejapa de Madero.	30
Figura 26. Tipos de roca en el municipio de Nejapa de Madero.	31
Figura 27. Tipos de suelo en el municipio de Nejapa de Madero.	32
Figura 28. Triángulo de texturas USDA.	35
Figura 29. Proporciones de suelo en la zona de estudio.	36
Figura 30. Determinación de la clase textural del suelo en estudio.	37
Figura 31. Hidrografía en el municipio de Nejapa de Madero.	41
Figura 32. Uso de suelo y Vegetación en el municipio de Nejapa de Madero.	41
Figura 33. Componentes del ciclo hidrológico en México.	42
Figura 34. Evapotranspiración de referencia (ET _o).	45
Figura 35. Evapotranspiración del cultivo.	46
Figura 36. Curva generalizada del coeficiente del cultivo.	51
Figura 37. Efecto de la evaporación sobre el coeficiente k.	59
Figura 38. Distribución de unidades de riego.	67
Figura 39. Dimensiones tanque de almacenamiento, Planta.	70
Figura 40. Dimensiones tanque de almacenamiento, corte A-A'.	71
Figura 41. Dimensiones tanque de almacenamiento, corte B-B'.	71
Figura 42. Clasificación de bombas.	72
Figura 43. Elementos de bomba centrífuga.	73
Figura 44. Tipos de flujo en bombas centrífugas.	74
Figura 45. Coeficiente de Christiansen para salidas múltiples.	77
Figura 46. Curvas características en bombas centrífugas.	82
Figura 47. Eficiencia de bomba en función de la velocidad específica y flujo.	83
Figura 48. Efecto de la cavitación en impulsor.	84
Figura 49. Curva característica de una bomba.	85
Figura 50. Cárcamo de bombeo húmedo.	88
Figura 51. Canal de riego y pozo en costado de proyecto.	90



Figura 52. Dimensiones del canal trapezoidal.	90
Figura 53. Tanque superficial.	96
Figura 54. Riego por melgas.	98
Figura 55. Riego por surcos.	99
Figura 56. Elementos del sistema de riego por goteo.	104
Figura 57. Elementos de cabezal de riego.	104
Figura 58. Hidrociclón.	106
Figura 59. Filtro de arena.	107
Figura 60. Filtro de malla.	107
Figura 61. Filtro de anillas.	109
Figura 62. Curva característica en emisores.	111
Figura 63. Distribución de presiones en unidad de riego.	117
Figura 64. Sistema de aspersión fijo.	125
Figura 65. Sistema de aspersión semifijo portátil.	125
Figura 66. Sistema de aspersión cañon viajero.	126
Figura 67. Sistema de aspersión por pivote central.	126
Figura 68. Caudal nominal y diámetro interior cinta de riego.	134
Figura 69. Presión/Caudal cinta de riego.	134
Figura 70. Ecuación característica cinta de riego.	135
Figura 71. Manguera plana tipo LayFlat.	136
Figura 72. Subunidad de riego 1.	136
Figura 73. Distribución de presiones en subunidad de riego 1.	140
Figura 74. Subunidad de riego 2.	142
Figura 75. Distribución de presiones en subunidad de riego 2.	145
Figura 76. Subunidad de riego 3.	147
Figura 77. Distribución de presiones en subunidad de riego 3.	150
Figura 78. Distribución de presiones en subunidad de riego 4.	152
Figura 79. Subunidad de riego 5.	154
Figura 80. Distribución de presiones en subunidad de riego 5.	157
Figura 81. Subunidad de riego 6.	158
Figura 82. Distribución de presiones en subunidad de riego 6.	161
Figura 83. Subunidad de riego 7.	163
Figura 84. Distribución de presiones en subunidad de riego 7.	166
Figura 85. Subunidad de riego 8.	168
Figura 86. Distribución de presiones en subunidad de riego 8.	171
Figura 87. Distribución de tubería principal, secundaria y terciaria.	174
Figura 88. Características de hidrociclón.	179
Figura 89. Características del filtro de arena.	180
Figura 90. Características del filtro de malla.	181
Figura 91. Curva característica de bomba sector 1.	183
Figura 92. Curva característica de bomba sector 2.	184
Figura 93. Elementos del sistema de bombeo solar.	184
Figura 94. Diagrama de conexión del sistema de bombeo solar.	185
Figura 95. Elementos que conforman el precio unitario.	187
Figura 96. Cargos que integran el costo horario.	202
Figura 97. Representación flujo de caja.	212



Bibliografía

- *Situación actual del sector agropecuario en México, perspectivas y retos*, Roberto I. Escalante y Horacio Catalán, economía UNAM, enero-febrero 2008.
- *El papel de la agricultura en el desarrollo de México*, Luis Gómez-Oliver, FAO, Santiago de Chile.1994.
- *Panorama de la agricultura en México*, Salvador Mena Munguía y Mario Ramírez Martínez, Universidad de Guadalajara, 2014.
- *Historia de la Agricultura en México*, Tomás Martínez Saldaña, Ponencia presentada en Xalapa, Veracruz, 1983.
- *Topografía*, Miguel Montes de Oca, México, 1980.
- *Cartografía de suelos*, Víctor Guzmán Ríos, Instituto Interamericano de Ciencias Agrícolas, Bogotá Colombia, 1966.
- *Apuntes de Riego y Drenaje*, Dr. Rodolfo Cisneros Almazán, Universidad Autónoma de San Luis Potosí.2003.
- *Metodología para la estimación del requerimiento de riego en base a funciones de producción*, Leonardo Tijerina Chávez y Guillermo Crespo Pichardo, Colegio de Postgraduados, Montecillo, México.
- *Irrigación y drenaje*, Mc. Jesús Enrique López Avendaño, Facultad de Agronomía, Universidad Autónoma de Sonora, 2013.
- *Trickle irrigation design*, Jack Keller, David Karmelli, Rainbird Sprinkler Manufacturing, Glendora, CA (1978).
- *Riegos Localizados de alta frecuencia: goteo, microaspersión, exudación*, Fernando Pizarro, 2ª Edición. Ed.Mundi-Prensa. 1990.
- *Bombas*, Teoría, Diseño y Aplicaciones, Manuel Viejo Zubicaray, ed. Limusa, 2000.
- *Mecánica de fluidos y máquinas hidráulicas*, Claudio Mataix, ed. Oxford, 1982.
- *American National Standard for Pump Intake Design*, Hydraulic Institute, Parsippany New Jersey, 2009.
- *Riego por gravedad*, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, SEMARNAT, SAGARPA, 2010.
- *Irrigation methods*, Pereira, L.S. Trout, T.J., Handbook of Agricultural Engineering, vol. I, USA,1999.
- *Técnicas de Riego Sistemas de Riego en la Agricultura*, José Luis fuentes Yagüe, Mundi-Prensa México, 1999.
- *Factores de Consistencia de Costos y Precios Unitarios*, Ing. Ernesto René Mendoza Sánchez, FUNDEC A.C, UNAM, 1994.



Bibliografía Complementaria

- La FAO en México: Más de 60 años de colaboración, Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación, 2009.
- Iniciativa de Ley de planeación para la Inversión Rural y la Seguridad Alimentaria, Ramírez, H., Senado de la República, México 2008.
- Panorama sociodemográfico de Oaxaca, Tomo I, INEGI, 2010.
- Guía para la interpretación de Cartografía, Edafología, INEGI, Aguascalientes México, 2004.
- Estadísticas del agua en México, Comisión Nacional de Agua, 2018.
- Estimación de las demandas de consumo de agua, SAGARPA, México, 2012.
- Plan Municipal de Desarrollo Rural Nejapa de Madero, Yautepec Oaxaca, 2011-2013.
- Evapotranspiración del cultivo, Estudio FAO riego y drenaje 56, Roma, 2006.
- Producción y manejo postcosecha de papaya maradol en la planicie huasteca, Centro de Investigación regional noreste, pág. 46, SAGARPA, INIFAP, México, 2010.
- Tanques de almacenamiento en concreto y mampostería, SAGARPA, 2008.
- Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, Diseño de Instalaciones Mecánicas, Comisión Nacional de Agua, México, 2007.
- Criterios de diseño para redes de agua potable empleando tubería de PVC, Duralon, línea Hidráulica, 2008.
- Manual de riego para agricultores, Módulo 3, Riego por aspersión, Rafael Fernández Gómez/ Consejería de Agricultura y Pesca, Junta de Andalucía, Sevilla España, 2010.
- Riego por Aspersión y localizado, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, SEMARNAT, SAGARPA, 2010.
- Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, Cárcamos de bombeo para alcantarillado, funcional e hidráulico, Comisión Nacional de Agua, México, 2007.