

**DISEÑO DE RESERVORIO PARA CAPTACION DE AGUAS LLUVIAS CON
FINES AGRICOLAS EN LA PARCELACION DE LA HACIENDA SANTA
BARBARÁ LOTE N MUNICIPIO DE PALERMO – HUILA**

**ALVARO ENRIQUE PERDOMO CHARRY.
LUIS ALFREDO RUEDA TOVAR.**

**UNIVERSIDAD SURCOLOMBIANA
FACULTAD DE INGENIERIA
PROGRAMA DE INGENIERIA AGRICOLA
NEIVA
2011**

**DISEÑO DE RESERVORIO PARA CAPTACION DE AGUAS LLUVIAS CON
FINES AGRICOLAS EN LA PARCELACION DE LA HACIENDA SANTA
BARBARÁ LOTE N MUNICIPIO DE PALERMO - HUILA**

**ALVARO ENRIQUE PERDOMO CHARRY.
LUIS ALFREDO RUEDA TOVAR.**

**Trabajo de grado presentado como requisito para optar el título de Ingeniero
Agrícola**

Director:

M.Sc. JAIME IZQUIERDO BAUTISTA.

**UNIVERSIDAD SURCOLOMBIANA
FACULTAD DE INGENIERIA
PROGRAMA DE INGENIERIA AGRICOLA
NEIVA
2011**

Nota de aceptación

Presidente del Jurado

Jurado

Jurado

Neiva, Mayo 2011

DEDICATORIA

Álvaro enrique

Este trabajo de grado lo dedico especialmente a Dios quien me guió, a mis padres Isabel Charry y Alvaro Perdomo, a mi hijo Samuel David, a mis hermanos Cesar Andrey y Oscar Julián, y a toda mi familia, que me han brindado apoyo y motivación permanentemente en la lucha, con persistencia alcancé mi primera meta. A mis compañeros de estudio en la Universidad, en especial a Luis Alfredo, Fernando González (Don Ramón), Yilberth Alexander, Edison Ortiz (Ratón de campo), a los profesores, Jaime Izquierdo, Hernando Díaz, Eduardo Valencia, Miguel Cifuentes, Armando Torrente, que con su ayuda y consejos, hoy soy una persona más segura de mis capacidades y habilidades.

Luis Alfredo

Dedicado a Dios, el guía de todos los objetivos trazados en mi vida, a mi madre Alba Nieves Tovar, el pilar de mi desarrollo intelectual y personal, a mis hermanos Carlos Andrés Medina Tovar & Josué Hernán Tovar que han sido enseñanza de vida y a mis amigos (a) Mercy, Jeisson Berney, Miguel Ángel, Carlos Cáceres, José Lenin y Alvaro Perdomo. A los profesores Jaime Izquierdo, Miguel Cifuentes, Rodrigo Pachón, Orlando Mayorga y Fanny Llanos, que con sus consejos de vida hoy soy mejor persona.

AGRADECIMIENTOS

Los autores expresan sus agradecimientos:

A la Universidad Surcolombiana a la facultad de Ingeniería por la formación técnica y profesional que nos han brindado, como también por su aporte económico y quienes creyeron en nosotros para la realización de este proyecto,

A nuestro director de tesis M.Sc. Jaime Izquierdo por su asesoría, que contribuyó a la elaboración y desarrollo de este proyecto.

Al licenciado Efrén Rodríguez, quien a través de muchas horas de trabajo, contribuyo en parte a la realización de este proyecto de grado.

A Gladys Quino, secretaria de Ingeniería Agrícola, que con su acompañamiento a través de estos 10 semestres ha sido nuestra madre en la Universidad.

Y demás personas que de una u otra forma colaboraron en el proceso de nuestra formación profesional.

I. LISTA DE TABLAS

- i. Tabla 1. Perdidas por filtraciones en embalses
- ii. Tabla 2. Coeficiente de escorrentía según el tipo de suelo, pendiente y vegetación
- iii. Tabla 3. Valores aproximados de los coeficientes de fricción estática para superficies secas
- iv. Tabla 4. Inclinação de los taludes, teniendo en cuenta el material y la altura de la presa.
- v. Tabla 5. Valores del factor M.
- vi. Tabla 6: Longitud equivalente por accesorios en el sistema de succión I (aspiración)
- vii. Tabla 7: Longitud equivalente por accesorios en el sistema de succión II (impulsión)
- viii. Tabla 8. Cálculos para elaborar una curva típica Área – Volumen.
- ix. Tabla 9. Calculo de demanda variables para el año de diseño.
- x. Tabla 10. Volúmenes de precipitación aportados mensuales en el año más crítico.
- xi. Tabla 11. Demandas hídricas (Consumo humano y Agrícola)
- xii. Tabla 12. Cálculo y dimensionamiento del volumen útil por el método de Curvas de Masas.
- xiii. Tabla 13. Evaluación del volumen útil para el año 1999
- xiv. Tabla 14. Precipitación máxima en 24 horas estimada para periodos de retorno
- xv. Tabla 15. Caracterización de uso de suelo del área aportante.
- xvi. Tabla 16. Dimensionamiento del muro en concreto ciclópeo
- xvii. Tabla 17. Dimensionamiento del muro en tierra
- xviii. Tabla 18. Valores de evaporación del año 2001 Décadas/Mensuales (Enero – Junio)
- xix. Tabla 19. Valores de evaporación del año 2001 Décadas/Mensuales (Julio – Diciembre)
- xx. Tabla 20. Perdidas de energía en el lateral numero 17 (lateral Critico)
- xxi. Tabla 21. Comportamiento de la energía de acuerdo al terreno del lateral crítico.
- xxii. Tabla 22. Valores de presión a través de la tubería de conducción y las presiones disponibles en el último emisor de cada lateral.
- xxiii. Tabla 23. Perdidas en el tramo O - O', tramo situado entre la succión y el tanque de almacenamiento.
- xxiv. Tabla 24. Pérdidas en la unidad de bombeo.
- xxv. Tabla 25. Inspección y mantenimiento del reservorio.

LISTA DE GRAFICAS

- i. Grafica 1. Relaciones analíticas entre F y h/Y_1 , para un vertedero de cresta ancha
- ii. Grafica 2. Longitud en términos de la altura secuente Y_2 de un resalto hidráulico en un canal horizontal
- iii. Grafica 3. Curvas de Área – Volumen, de acuerdo a la capacidad total del reservorio.
- iv. Grafica 4. Curva de masas en el dimensionamiento del reservorio
- v. Grafica 5. Relaciones analíticas entre F y h/Y_1 , para un vertedero de cresta ancha. Modificada
- vi. Grafica 6. Longitud en términos de la altura secuente Y_2 de un resalto hidráulico en un canal horizontal
- vii. Grafica 7. Variación de la evapotranspiración en el año 2001
- viii. Grafica 8. Curva del emisor Agrifim Interline PC autocompensado.
- ix. Grafica 9. Comportamiento de la línea de energía en el lateral crítico con respecto al terreno.

LISTA DE FIGURAS

- i. Figura 1. Sección típica de una presa de tierra
- ii. Figura 2. Ubicación geográfica de La Hacienda Santa Barbará
- iii. Figura 3. Esquema de la ubicación del sistema de riego.
- iv. Figura 4. Secuencia del diseño hidráulico de un sistema de RLAF
- v. Figura 5. Esquema de un submodulo de riego; se muestran las curvas de nivel de terreno y la línea de demanda de energía.
- vi. Figura 6. Parámetros a tener en cuenta en la selección de la unidad de bombeo.
- vii. Figura 7. Fases de la evaluación de impacto
- viii. Figura 8. División de la sección transversal del muro en figuras geométricas con su centroide.
- ix. Figura 9. Vista general del muro de contención en concreto ciclópeo con sus respectivas medidas.
- x. Figura 10. Vista general del muro de contención en tierra con sus respectivas dimensiones.
- xi. Figura 11. Vista general del muro de contención en tierra revestido en concreto de 245Kg/cm² con sus respectivas dimensiones.
- xii. Figura 12. Vista general del canal de excesos (Aliviadero)
- xiii. Figura 13. Vista general del tramo # 1 del canal de excesos
- xiv. Figura 14. Vista general del tramo # 2 del canal de excesos
- xv. Figura 15. Vista general del tramo # 3 del canal de excesos
- xvi. Figura 16. Vista general del tramo # 4 del canal de excesos
- xvii. Figura 17. Vista general del tramo # 5 del canal de excesos
- xviii. Figura 18. Vista general del pozo de amortiguación con sus respectivas dimensiones
- xix. Figura 19. Vista general de la cajilla para la válvula de evacuación con sus respectivas dimensiones
- xx. Figura 20. Vista general de la trampa de sedimentos de la tubería de vaciado con sus respectivas dimensiones
- xxi. Figura 21. Aplicación y funcionamiento de la trampa de sedimentos “aguas arriba”
- xxii. Figura 22. Despiece y dimensiones de la trampa de sedimentos “aguas arriba”
- xxiii. Figura 23. Líneas de energía a través de los laterales y de la tubería de conducción, situada después del tanque de almacenamiento
- xxiv. Figura 24. Vista general del tanque de almacenamiento con sus respectivas dimensiones

LISTA DE ANEXOS

- i. Anexos A – Análisis de precios unitarios.
- ii. Anexos A.1 Análisis de precios unitarios de concreto.
- iii. Anexos A.2 Análisis de precios unitarios de reservorio.
- iv. Anexos B – Estudio de geotecnia.
- v. Anexos B.1 Perfil estratigráfico – registro apique.
- vi. Anexos B.2 Ensayo proctor modificado.
- vii. Anexos B.3 Ensayo densidad, método del cono y la arena.
- viii. Anexos B.4 Ensayo granulometría.
- ix. Anexos B.5 Ensayo límites de Atterberg.
- x. Anexos B.6 Ensayo resistencia in situ método del cono de penetración
- xi. Anexos B.7 – Conclusiones y recomendaciones de estudio de suelos
- xii. Anexos C – Pruebas de infiltración
- xiii. Anexos D – Pruebas físicas de los suelos
- xiv. Anexos E – Planos y Mapas

TABLA DE CONTENIDO

	INTRODUCCION	001
	RESUMEN	002
	ABSTRACT	003
1	REVISION DE LITERATURA	004
1.1	Reservorios	004
1.1.1	Características de un reservorio	004
1.1.2	Reservorio de aguas lluvias	005
1.1.2.1	Ventajas y desventajas de los reservorios de aguas lluvias	006
1.1.3	Consideraciones para la selección del sitio del reservorio	006
1.1.3.1	Consideraciones para la presa	007
1.1.3.2	Consideraciones para el embalse	007
1.1.3.3	Consideraciones para el aliviadero	007
1.1.4	Selección del tipo de presa	007
1.1.4.1	Presas de relleno	008
1.1.4.2	Presas en concreto	008
1.1.5	Obras de excedencias y regulación	008
1.1.5.1	Vertedero de excesos (aliviadero)	009
1.1.5.2	Trampa de sedimentos	009
1.1.5.3	Tubería de vaciado	009
1.1.5.4	Disipadores de energía	009
1.1.5.5	Pozo de amortiguación	010
1.2	Riego localizado de alta frecuencia RLAF	010
1.2.1	Riego localizado y de alta frecuencia en modalidad Goteo.	010
1.2.1.1	Ventajas del Riego por goteo	010
1.2.1.2	Desventajas del Riego por goteo	011
1.2.2	Estación de riego	011
1.2.2.1	Sistema de filtrado	012
1.2.2.2	Medidor totalizador de agua	012
1.2.2.3	Otros elementos	012
1.2.3	Tubería primaria	012
1.2.4	Tubería secundaria	012
1.2.5	Tubería terciaria	012
1.2.6	Laterales de riego	012
1.2.7	Regulador de presión	013
1.2.8	Regulador de caudal	013
1.2.9	Unidad operacional de riego	013
1.2.10	Tanque de almacenamiento	013
1.2.11	Ruta crítica	013
1.2.12	Emisores	013
1.3	Diseño Agronómico	014
1.3.1	Necesidades de agua	014
1.3.1.1	Calculo de Evapotranspiración	014

1.3.1.1.1	Evapotranspiración según BLANEY – CRIDDLE	014
1.4	Evaluación de impacto ambiental	015
2	METODOLOGIA	016
2.1	Localización y Reconocimiento de la zona de estudio	016
2.2	Caracterización de usos del suelo de la zona de estudio y el área de influencia (Área Aportante).	017
2.3	Datos Hidroclimatológicos en la zona de influencia.	017
2.4	Pruebas Física – Mecánicas del suelo.	017
2.5	Infiltración.	018
2.6	Diseño del Reservorio.	018
2.6.1	Capacidad del Reservorio.	019
2.6.2	Volumen útil del Reservorio.	019
2.6.2.1	Volumen de agua aportada	020
2.6.2.2	Necesidades Hídricas o Uso consumo	020
2.6.3	Curva de masas en el dimensionamiento del Reservorio (Volumen útil).	021
2.6.4	Calculo del volumen muerto del Reservorio.	021
2.6.5	Calculo del volumen total del reservorio.	021
2.6.6	Garantía del volumen útil.	022
2.6.7	Calculo de altura útil y muerta del reservorio.	022
2.6.8	Calculo del borde libre en el muro de contención.	022
2.6.8.1	Altura de carga (Hd)	023
2.6.8.1.1	Tiempo de concentración	023
2.6.8.1.2	Calculo del coeficiente de escorrentía del area aportante.	023
2.6.8.1.3	Calculo del caudal máximo.	024
2.6.8.2	Altura por oleaje (Ho)	025
2.6.8.3	Altura libre (HI)	025
2.6.9	Diseño de estructuras hidráulicas del reservorio.	025
2.6.9.1	Diseño del muro de contención.	025
2.6.9.1.1	Análisis de la estabilidad del muro	026
2.6.9.1.2	Diseño de la corona del muro de contención.	027
2.6.9.1.3	Diseño de taludes del muro de contención.	028
2.6.9.1.4	Volumen del material del muro de contención.	028
2.6.9.2	Diseño de la obra de excedencias (Aliviadero).	028
2.6.9.2.1	Borde libre del vertedero de excesos.	029
2.6.9.3	Diseño del pozo de amortiguación.	030
2.6.9.4	Diseño de la tubería de vaciado del reservorio.	032
2.6.9.4.1	Tiempo de vaciado del reservorio.	033
2.6.9.5	Diseño de la cajilla para la válvula	033
2.6.9.6	Diseño de la trampa de sedimentos para tubería de vaciado.	033
2.6.9.7	Diseño de la trampa de sedimentos (Aguas arriba).	033
2.7	Diseño del sistema de riego	035
2.7.1	Localización	035
2.7.2	Área	035

2.7.3	Fuente de abastecimiento	035
2.7.4	Estudios Básicos de Suelo y Climatología	035
2.7.4.1	Topografía	036
2.7.4.2	Suelos	036
2.7.4.3	Infiltración	036
2.7.4.4	Climatología	036
2.7.4.5	Diseño Agrícola	036
2.7.5	Requerimientos hídricos	036
2.7.5.1	Calculo de la Lámina Neta	037
2.7.5.2	Calculo de la Lámina Bruta	037
2.7.5.3	Calculo de la Frecuencia de Riego	037
2.7.5.4	Tiempo por unidad de riego	038
2.7.5.5	Posiciones de Riego por turno	038
2.7.5.6	Turnos de riego	038
2.7.5.7	Turnos de riego por día	038
2.7.5.8	Tiempo de riego de parcela	039
2.7.5.9	¿Alcanzara a regarse toda la parcela?	039
2.7.6	Dimensionamiento del sistema de riego	039
2.7.6.1	Diámetro de la tubería de conducción	039
2.7.6.2	Velocidad en la tubería conducción.	040
2.7.6.3	Grado de aplicación de la unidad de riego.	040
2.7.7	Diseño hidráulico	040
2.7.7.1	Calculo de la tolerancia de caudales	041
2.7.7.2	Calculo de la tolerancia de presiones	041
2.7.7.3	Calculo hidráulico de los módulos: cálculo de laterales de riego	042
2.7.7.4	Pérdidas en el sistema de filtrado	044
2.7.7.5	Pérdidas en la Unidad de Bombeo	045
2.7.7.6	Selección de la Unidad de Bombeo	045
2.7.7.7	Tanque de almacenamiento	046
2.8	Metodología del impacto ambiental	046
3	RESULTADOS	048
3.1	Capacidad del reservorio	048
3.2	Calculo volumen útil del reservorio	050
3.2.1	Volumen de agua aportada	051
3.2.2	Calculo de las necesidades hídricas o uso consumo	051
3.2.2.1	Consumo Humano y Recreación	052
3.2.2.2	Uso consumo para Gramíneas	052
3.2.2.3	Uso consumo para Swinglea glutinosa	052
3.2.2.4	Uso consumo para <i>Moringa oleífera</i>	052
3.3	Curva de masas en el dimensionamiento del Reservorio	053
3.4	Calculo de volumen muerto del Reservorio	054
3.5	Calculo de Volumen Total del Reservorio	054
3.6	Garantía del Volumen útil	055
3.7	Calculo de Altura útil y muerta del Reservorio	055

3.8	Calculo del borde libre	056
3.8.1	Altura de Carga (Hd)	056
3.8.1.1	Tiempo de concentración y precipitación crítica	057
3.8.1.2	Calculo del coeficiente de escorrentía del área aportante (C)	057
3.8.1.3	Calculo del caudal máximo	058
3.8.2	Altura por oleaje (Ho)	058
3.8.3	Altura libre (Hl)	058
3.9	Diseño del muro de contención	058
3.9.1	Muro de contención en concreto ciclópeo	059
3.9.1.1	Análisis de estabilidad al volcamiento	062
3.9.1.2	Análisis de estabilidad al deslizamiento	062
3.9.2	Muro de contención en tierra	063
3.9.2.1	Corona de la presa	063
3.9.2.2	Diseño de los taludes	063
3.9.2.3	Volumen del material de la presa	063
3.9.3	Diseño del muro revestido con concreto 245 Kg/cm ²	064
3.9.3.1	Análisis de estabilidad al volcamiento	066
3.9.3.2	Análisis de estabilidad al deslizamiento	066
3.9.3.3	Revestimiento con una capa de concreto de 245 Kg/cm ² .	067
3.10	Diseño hidráulico del Vertedero de excesos.	067
3.10.1	Borde libre del vertedero de excesos	069
3.10.2	Material de revestimiento del vertedero de excesos	070
3.11	Diseño del pozo de amortiguación	073
3.12	Diseño de la tubería de vaciado del reservorio	076
3.12.1	Tiempo de vaciado del reservorio	076
3.12.2	Diseño de la cajilla para la válvula	077
3.13	Diseño de la trampa de sedimentos	077
3.14	Trampa de sedimentos (Aguas arriba)	078
3.15	Diseño Agrícola del sistema de riego - Evapotranspiración:	080
3.15.1	Calculo de la Lámina Neta	081
3.15.2	Calculo de la Lámina Bruta	081
3.15.3	Calculo de la Frecuencia de Riego	081
3.15.4	Tiempo por unidad de riego	081
3.15.5	Posiciones de Riego por turno	082
3.15.6	Turnos de riego	082
3.15.7	Turnos de riego por día	082
3.15.8	Tiempo de riego de parcela	082
3.15.9	¿Alcanzara a regarse toda la parcela?	082
3.16	Dimensionamiento del sistema de riego - Diámetro de la tubería de conducción	083
3.16.1	Velocidad en la tubería conducción.	083
3.17	Grado de aplicación de la unidad de riego.	083
3.18	Diseño hidráulico del sistema de riego - Calculo de la tolerancia de caudales & Calculo de la tolerancia de presiones.	084

3.18.1	Calculo hidráulico de los módulos: cálculo de laterales de riego, múltiple y principal.	084
3.18.2	Pérdidas en el sistema de filtrado	091
3.18.3	Pérdidas en la Unidad de Bombeo	091
3.18.4	Selección de la Unidad de Bombeo	091
3.18.5	Tanque de almacenamiento	092
3.19	Principales efectos ambientales debido a la construcción y operación del Reservoirio.	093
3.19.1	Fase de construcción.	093
3.19.2	Fase de operación del reservorio	093
3.20	Medidas para la protección del reservorio	094
3.21	Manual de operación y mantenimiento	094
4	PRESUPUESTO	096
4.1	Presupuesto del reservorio	096
4.2	Presupuesto del sistema de riego	097
5	CONCLUSIONES	099
6	RECOMENDACIONES	100
	BIBLIOGRAFIA	101
	ANEXO A. ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS	104
	Anexos A.1 análisis de precios unitarios del concreto	105
	Anexos A.2 Análisis de precios unitarios del reservorio	108
	Anexos A.3 Análisis de precios unitarios del sistema de riego modalidad goteo	115
	ANEXO B. ESTUDIO DE GEOTÉCNIA	124
	Anexos B.1 perfil estratigráfico - registro de apique	125
	Anexos B.2 Ensayo: proctor modificado	126
	Anexos B.3 Ensayo: densidad, método del cono y la arena	128
	Anexos B.4 Ensayo: granulometría	129
	Anexos B.5 Ensayo: límites de Atterberg	131
	Anexos B.6 Ensayo resistencia in situ método del cono de penetración	133
	Anexos B.7 Conclusiones y recomendaciones del estudio de suelos	134
	ANEXOS C. PRUEBAS DE INFILTRACION	135
	ANEXOS D. PRUEBAS FISICAS DE LOS SUELOS	158
	ANEXOS E. PLANOS Y MAPAS	161

INTRODUCCION

La escasez de agua en el departamento del Huila ha sido una problemática para los agricultores, la falta de este recurso en algunos municipios, obligan a no cultivar, como es el caso de Villavieja, siembran días antes de que empiece el invierno, y así aprovechan gran parte de la precipitación de la zona.

La actividad productiva en el departamento del Huila se desarrolla en regiones de gran diversidad climática, pero escasa de fuente de agua, lo que hace dependiente la actividad de los ciclos de las lluvias, seriamente afectado por el fenómeno oscilación del sur “El Niño”.

Existe una gran cantidad de agua que precipita y escurre posteriormente de manera superficial. Se conoce que la totalidad de agua que se almacena dentro del subsuelo no se encuentra disponible como consecuencia del inadecuado uso y contaminación de dicho recurso, por lo que se establece que éste es limitado, pero sobretodo porque las demandas de la población y sus actividades cada día son mayores, especialmente enfocadas en la satisfacción de las necesidades diarias. Es por ello, que el desarrollo de infraestructura para el almacenamiento de agua, proveniente de la precipitación puede encaminar hacia un manejo y aprovechamiento racional del mismo recurso.

Las cantidades insuficientes de almacenamiento de agua de la finca para atender las diversas necesidades hídricas de las plantas durante época de verano, hacen prever de la necesidad de construir obras de infraestructura que permitan el almacenamiento masivo del recurso agua, de manera que se garantice su disponibilidad. Para darle solución desde la perspectiva del ingeniero agrícola, se realiza el diseño de un reservorio de aguas lluvias, con el objetivo de tener fuente de abastecimiento para la posterior explotación de tierras bajo sistemas de riego.

RESUMEN

Las parcelaciones de la hacienda Santa Barbará se ubican en la zona suroeste del Municipio de Palermo, distante aproximadamente 6 kilómetros del casco urbano de Neiva. La zona presenta un gran desabastecimiento del recurso hídrico y no cuenta con afluentes que garantice las necesidades en épocas de verano, razón por la cual mediante la aplicación de la ingeniería y basado en criterios técnicos y económicos, se proyecta la realización de unas obras para el suministro de agua para la finca, como también un sistema de riego en la modalidad de gotero para irrigar 0.5 ha de moringa.

El reservorio de aguas lluvias se plantea bajo la necesidad que se genera por la limitación de las actividades agropecuarias de la finca, por el desabastecimiento del recurso hídrico, ya que se encuentran restringida a los ciclos de lluvias. El reservorio cuenta con una presa en suelo compactado con un revestimiento en concreto, y un vertedero de exceso.

El proyecto proveería del recurso agua, mediante la implementación de obras de infraestructura para el almacenamiento de aguas lluvias del canal de drenaje de la zona. El área aportante del canal presenta pendientes mayores al 30% dedicada a las actividades de ganadería extensiva, arrastrando grandes volúmenes de sedimentos. Ante toda esta problemática se vio la necesidad de diseñar estructuras para controlar y facilitar la evacuación de los sedimentos depositados en el reservorio, por medio de una trampa de sedimentos aguas arriba del reservorio, como también de una tubería de vaciado que permitirá regular el volumen de agua almacenada.

Palabras Clave: Reservorio de aguas lluvias, Trampa de sedimentos, Desabastecimiento hídrico.

ABSTRACT

The subdivisions of the Santa Barbara farm are located at the southwest of the city of Palermo; it is about 6 miles from Neiva. The area has a great shortage of water resources and it has no water sources to ensure the needs in summer time, for this reason the application of engineering based on technical and economic criteria. It projects the construction of a system to water supply to the farm, as well as irrigation system in the mode of drip to irrigate 0.5 ha of *Moringa oleifera*.

The rainwater reservoir is presented with the need of generating by the limiting of the agricultural activities in the farm, by the shortage of water resources, due to the farm is restricted to cycles of rain. The reservoir has a compacted soil with a concrete coating, and a dumping ground for excess.

The project would provide water resources through the implementation of infrastructure for the storage of rainwater drainage channel in the area. This area has slopes greater than 30% devoted to extensive farming activities, carrying large volumes of sediment. Given all these problems is necessary to design structures to control and facilitate the evacuation of sediments deposited in the reservoir, through a sediment trap upstream of the reservoir, as well as a discharge pipe that will regulate the volume of stored water.

Keywords: Rainwater reservoir, trap sediment, Water Shortage.

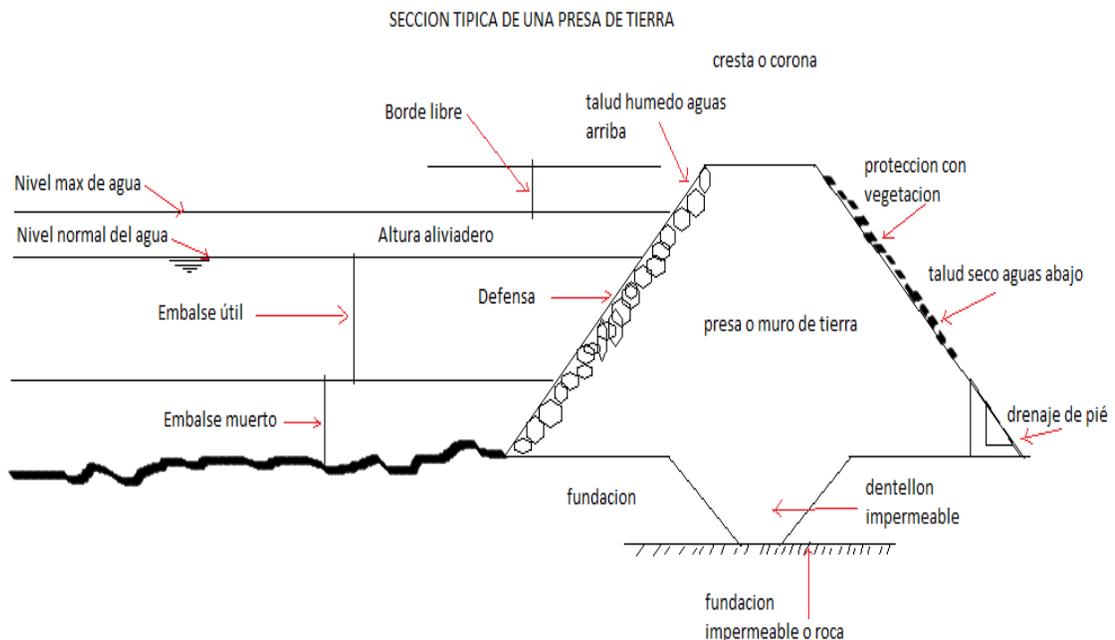
1. REVISION DE LITERATURA

1.1 Reservorios

Los reservorios son depósitos artificiales que permiten almacenar agua de origen atmosférico, superficial o subterráneo para satisfacer necesidades hídricas (Materón, 1997). Los reservorios se pueden caracterizar atendiendo a los siguientes elementos: su fuente de abastecimiento, la forma de vacío, el material utilizado para su construcción (Coche, 1997). Sin embargo también se puede clasificar según su función (presas de embalse o presa de derivación) o tamaño (Guevara, 1999), (Villamizar, 1989) o de acuerdo con su propósito principal (irrigación, suministro de agua, generación hidroeléctrica, regulación de ríos, control de inundaciones) (Novak, 2001).

1.1.1 Características de un reservorio

Figura 1. Sección típica de una presa de tierra



Fuente: adaptado de Obras hidráulicas (Materón 1997.) y Pequeñas presas en tierra (Villamizar, 1998)

De un reservorio se puede distinguir secciones muy importantes tales como:

- **Presa o muro de contención:** es una estructura de tierra, roca suelta o pegada, concreto o de una combinación de estos materiales que se construye para contener o detener el agua en un canal natural o artificial o en curso de agua. (Materón 1997).

- **Vaso:** es la zona de un valle situada aguas arriba del cierre en la que aquel se ensancha quedando cubierto por las aguas al construir una presa (Materón 1997).
- **Embalse o volumen total:** es el almacenamiento o depósito de agua que se forma artificialmente mediante la construcción de una presa, es también la cantidad de volumen útil más el volumen muerto de dicho reservorio (Materón 1997).
- **Embalse muerto o volumen muerto:** es el volumen del embalse destinado para la acumulación de los sedimentos (Materón 1997).
- **Embalse útil o volumen útil:** es la parte del volumen del embalse que se puede aprovechar para satisfacer las necesidades de agua de acuerdo con la finalidad de la obra (Materón 1997).
- **Borde libre:** es la distancia vertical entre la cresta o corona de la presa y la superficie del agua del embalse, sirve para proteger lugares aguas abajo cuando exista una creciente y mantener dentro del vaso el agua en movimiento que se genera por oleaje (Materón 1997).
- **Aliviadero:** es una estructura destinada a evacuar los excedentes de agua por encima del nivel normal del embalse (Materón 1997).
- **Cresta o corona:** es la parte superior de la presa y está destinada a permitir su inspección. En ocasiones se utiliza como carretera (Materón 1997).
- **Talud húmedo:** es la superficie inclinada de la presa en contacto con el agua (Materón 1997).
- **Talud seco:** es la superficie inclinada del lado externo de la presa (Materón 1997).
- **Drenaje de pie:** es una protección en roca que se construye en las presas de tierra para evitar que el agua infiltrada a través del cuerpo de la presa derrumbe el talud del lado aguas abajo (Materón 1997).
- **Obra de toma:** es la estructura que se emplea para regular y dar salida al agua almacenada en una presa (Materón 1997).

1.1.2 Reservorio de aguas lluvias

La distribución del agua en la tierra no es uniforme, la precipitación promedio general varía en las diferentes regiones, así mismo se presentan periodos de mucha intensidad y otros con muy poca lluvia (Valencia, 1997). Colombia, a pesar de ser uno de los países con mayor potencial hídrico no se escapa a la problemática mundial por este recurso, cada vez se requieren mayores cantidades de agua de buena calidad para satisfacer las diferentes necesidades (Valencia,

1997), de ahí la importancia de construcción de estructuras que permitan asegurar el suministro de agua, en periodos de sequías.

Los reservorios de aguas lluvias es recomendados en zonas con limitaciones de disponibilidad de agua superficial. La captación de aguas lluvias es viable en zonas hidrológicamente secas, y factores tales como corrientes depresiones profundas, la cual puede ser destinada al abasto de agua potable, al riego, la pesca y otros fines (Materón, 1997).

1.1.2.1 Ventajas y desventajas de los reservorios de aguas lluvias

Las principales ventajas son:

- Mejoramiento en el suministro de agua en épocas de sequía (Materón, 1997).
- Aumento de las posibilidades de riego (Guevara, 1999).
- Incremento de las posibilidades de recreación (Guevara, 1999).
- Mantenimiento de reservas de agua para diferentes usos (Materón, 1997).
- Mejoramiento de condiciones ambientales y paisajísticas (Guevara, 1999).

Las principales desventajas son:

- Cambios en la ecología de la zona (Guevara, 1999).
- Inestabilidad en los taludes (Materón, 1997).

1.1.3 Consideraciones para la selección del sitio del reservorio

Construir una presa en cualquier parte, no resulta siempre económico ni practico hacerla de modo que resulte segura, estable y de capacidad suficiente para suplir las necesidades de los usuarios (Materón, 1997).

La geología del lugar debe analizarse desde el punto de vista de la filtración del lecho del embalse estudiando fallas, contactos y fisuras. Las filtraciones ocasionan no solamente pérdidas de agua, sino también ascenso del nivel freático dando lugar a cambios en las condiciones de los suelos adyacentes. Las mejores condiciones para un embalse las dan suelos arcillosos o suelos formados por rocas sanas, y las peores los suelos limo-arenosos (Guevara, 1999). Si las filtraciones son muy grandes, casi seguro que el vaso topográfico natural no es factible para el almacenamiento. Si resulta económico, se puede impermeabilizar el vaso, lo que sobre todo es factible en el caso de reservorios de pequeña capacidad de almacenamiento.

A continuación se presentarán las consideraciones a tener en cuenta de cada uno de los componentes del reservorio (la presa, el embalse, y el aliviadero):

1.1.3.1 Consideraciones para la presa

- El sitio debe requerir un volumen pequeño como sea posible para obtener bajos costos de construcción (Villamizar, 1989).
- Debe estar situado a una elevación dominante con respecto al área a beneficiar (Novak, 2001).
- El sitio debe ser de fácil acceso para la construcción y posterior mantenimiento e inspección (Villamizar, 1989).

1.1.3.2 Consideraciones para el embalse

- Los suelos deben ser tan impermeables como sea posible para tener así pérdidas por infiltración poco significativas (Villamizar, 1989).
- Los aportes de agua de la cuenca hidrográfica durante los periodos de lluvia deben ser suficientes para llenar el embalse (Materón, 1997).
- El área a inundar deberá tener una vegetación poco densa y fácil de remover, ya que implicarían altos costos de limpieza (Novak, 2001).

1.1.3.3 Consideraciones para el aliviadero

- Localizar el aliviadero separado del cuerpo de la presa, y que su descarga aguas abajo no permitan la socavación de la misma (Materón, 1997).
- En la escogencia del espacio para el aliviadero se debe tener en cuenta la amplitud de la zona puesto que se prefiere por seguridad que sea ancho y poco profundo (Villamizar, 1989).

1.1.4 Selección del tipo de presa

La elección del tipo de presa depende de los siguientes factores (Guevara, 1999):

- Características hidrológicas de la hoya (caudal de aportes, sedimentos).
- Topografía.
- Geología del sitio.
- Facilidad de obtención de materiales de construcción.
- Seguridad de la estructura.
- Tamaño y ubicación del vertedero de excesos.
- Disponibilidad de equipo y mano de obra calificada.

Algunos autores consideran que el aspecto más importante para decidir el tipo de presa depende de la disponibilidad de materiales apropiados y en cantidad suficiente para su construcción (Villamizar, 1989) (Materón, 1997). Es posible que el sitio reúna las condiciones ideales, pero si no se dispone del material adecuado a una distancia razonable para la economía de la obra, o proyecto dejara de ser atractivo, (Villamizar, 1989) aunque Novak (2001) afirma que una buena porción de los sitios utilizados en la actualidad habrían sido rechazados en el pasado por

razones económica o aun por ser poco apropiados para una presa. La habilidad para construir con éxito sobre terrenos pocos adecuados refleja los avances en el entendimiento de la geotecnia y la confianza en los procesos modernos de mejoramientos del terreno (Novak, 2001).

Los tipos de presa son numerosos y su clasificación es a menudo definida con menor claridad. La clasificación se puede en dos grandes grupos, presas de relleno o presas en concreto (Novak, 2001). Las presas de relleno se construyen generalmente con material homogéneo (Villamizar, 1989).

1.1.4.1 Presas de relleno

Son construidas a partir de materiales naturales excavados u obtenidos en los alrededores, dicho material no debe tener presencia de materia orgánica (Villamizar, 1989). Los materiales se utilizan para sacar provecho de sus características como volumen de relleno dentro de la sección de la presa. Estos materiales son compactados sin la adición de ningún agente ligador, utilizando alguna plana mecánica de gran capacidad (Novak, 2001).

Las presas de rellenos pueden clasificarse en términos generales, como presas de relleno de tierra o enrocado. Una presa puede denominarse de relleno en tierra si los suelos compactados representa más del 50% del volumen colocado del material, por lo contrario son presa de enrocado, cuando posee un elemento impermeable (concreto esbelto o membrana bituminosa) (Novak, 2001).

1.1.4.2 Presas en concreto

Las principales características de las presas en concreto son:

- Son relativamente exigentes con respecto a las condiciones de cimentación y requieren rocas firmes (Cruz, *et al*, 2008).
- Requieren materiales naturales procesados de calidad y cantidad apropiadas para el agregado, además, transportar al sitio almacenar cemento y otros materiales (Novak, 2001).
- La construcción es lenta, intensiva en mano de obra y discontinua (Lepe, 1989).
- Los costos unitarios totales para la presas de concreto macizo, son muy altos comparados con las presas en relleno (Lepe, 1989).

1.1.5 Obras de excedencias y regulación

Con el propósito de evitar imprevistos (rebosamiento en la presa, colmatación de sedimentos en el embalse), se deben diseñar estructuras que permitan disminuir los sedimentos a portados al reservorio, como también estructuras que permitan regular el volumen de agua almacenado.

1.1.5.1 Vertedero de excesos (aliviadero)

El vertedero de excesos permite la salida de los volúmenes de agua que en determinado momento puedan superar el nivel de las aguas normales del reservorio (Materón, 1997). Tiene dos componentes: el vertedero de control y el canal del vertedero, cuyo propósito es conducir los caudales de excesos de una manera segura aguas abajo de la presa (distancia mínima de 30 a 40 m del pie del talud seco) (Villamizar, 1989).

1.1.5.2 Trampa de sedimentos

El aporte de sedimentos a un embalse tiene gran influencia sobre la factibilidad técnica y económica y sobre la operación de proyectos de recursos hídricos. Los sedimentos ocasionan no solamente reducción de la capacidad de almacenamiento sino que también pueden llegar a ocasionar problemas en el funcionamiento de tomas y descargas de agua. La evaluación precisa de esta influencia se hace difícil porque normalmente existen limitaciones significativas en la información básica disponible (Guevara, 1999).

Las aguas lluvias contaminadas con materiales provenientes de la erosión deben ser manejadas antes que lleguen al reservorio para evitar la sedimentación, por medio de una trampa de sedimentos.

La trampa de sedimentos cumple la función de retener en buena parte los sólidos en suspensión y los sedimentables presentes en el agua; dentro de su interior se construye una pantalla en concreto o mampostería para efectuar allí la retención (Ministerio de Ambiente de Colombia, 2001).

1.1.5.3 Tubería de vaciado

La tubería de vaciado cumple la función de regular mediante una válvula el nivel de agua del embalse, se coloca en dirección opuesta al eje principal del dique. La tubería debe quedar con una pendiente del 3% hacia la cajilla de la válvula, para que pueda tener efecto de presión en la salida y pueda evacuarse el agua con mayor rapidez (Cruz, *et al*, 2008).

La dimensión de la tubería está relacionada con la dimensión de la válvula, y estará acorde con la capacidad de almacenamiento del reservorio para ayudar a una evacuación oportuna del agua excedente.

1.1.5.4 Disipadores de energía

Para la seguridad de la presa son indispensables los disipadores de energía correctamente proyectados. Las avenidas que pasan por el vertedero de excesos aumentan su energía cinética, que debe manejarse correctamente o puede llegar

a producir peligrosas socavaciones que ponen en peligro la estructura (Lepe, 1989).

1.1.5.5 Pozo de amortiguación

El pozo de amortiguación consiste en una estructura corta pavimentada situada al pie del aliviadero con el objetivo de producir y retener el resalto hidráulico y para convertir el flujo supercrítico en subcrítico, para no generar la socavación de la estructura aguas abajo del sector no pavimentado (Materón, 1997).

1.2 Riego localizado de alta frecuencia RLAF

Como el nombre lo indica contiene dos componentes que son la localización y la alta frecuencia; en cuanto a la localización del riego, Saldarriaga (1998) afirma que un sistema de riego localizado obedece al hecho de que solo se humedece parte del volumen del suelo del cultivo en la zona de las raíces, de tal manera que esta obtenga el agua y los nutrientes necesarios para el crecimiento y la producción de la planta, Cifuentes (2006) además de concluir lo mismo, agrega que la localización obedece tanto en la zona de las raíces, como en el bulbo húmedo que puede llegar a formar el riego partiendo de la relación planta – agua – suelo – atmosfera, esto es debido a que la localización de riego tiene efectos sobre la evaporación y la transpiración de la planta, la distribución de las raíces, la distribución espacial de las sales, macronutrientes y otros. A su vez, la alta frecuencia del riego tiene consecuencias importantes sobre el régimen de humedad del suelo alrededor de las raíces de las plantas. Es claro que el suelo se mantiene una mayor cantidad de tiempo húmedo en un RLAF que en un riego convencional, lo cual afecta la absorción de agua por parte de la planta, la concentración de las sales en el suelo humedecido y la aireación en la zona radicular de la planta (Saldarriaga, 1998).

1.2.1 Riego localizado y de alta frecuencia en modalidad Goteo.

Cifuentes (2006) define como riego por goteo aquel que se suministra en forma lenta y sostenida la cantidad de agua necesaria a una planta, mientras Yagüe (1998) indica que un sistema de riego por goteo se realiza mediante unos dispositivos (emisores) de flujo continuo gota a gota, con un caudal inferior a los 16 l/h por punto de riego, para esto existen varios dispositivos como las mangueras exudantes, gotero de botón, de micromanguera, hidrolite, entre otros.

1.2.1.1 Ventajas del Riego por goteo:

- ✓ El riego se realiza en cantidades pequeñas y con alta frecuencia. De esta manera el contenido de agua en el suelo se mantiene a unos niveles casi constantes. (Saldarriaga, 1998).

- ✓ En la operación del sistema no necesita personal altamente capacitado, de igual forma si se lleva un buen sistema de filtrado el mantenimiento por taponamiento es bajo. (Cifuentes, 2006).
- ✓ Al regar un área determinada se retrae el crecimiento de plantas no deseadas (Malezas), en el cultivo donde se está regando. (Cifuentes, 2006).
- ✓ Como es un sistema de riego que aplica el agua en el lugar de las raíces de la planta, y que además no tiene tanto contacto con el aire, sufre pocas pérdidas por evaporación. (Cifuentes, 2006).
- ✓ Se puede aplicar el agua estrictamente necesaria, y con esta agua los fertilizantes líquidos, y no líquidos, previendo que estos últimos pueden causar taponamiento. (Cifuentes, 2006).
- ✓ Se puede instalar en cualquier tipo de topografía, y con poca energía disponible (10 P.S.I.). Cuando se utilizan goteros autocompensados los problemas por grado de uniformidad son pocos, ya que estos regulan la presión necesaria para que todos los goteros funcionen con la misma presión y arrojen el mismo caudal. (Saldarriaga, 1998).
- ✓ No produce degradación del suelo donde se está aplicando. (Cifuentes, 2006).
- ✓ Mayor producción y calidad de cosechas. (Cifuentes, 2006).

1.2.1.2 Desventajas del Riego por goteo:

- ✓ En climas donde las temperaturas son bajas, se tiene problemas con el clima, ya que no controla heladas. (Cifuentes, 2006).
- ✓ Cuando el sistema no se ha utilizado de una debida forma, los costos de recuperación (reinstalación, operación y mantenimiento) pueden llegar a ser altos. (Cifuentes, 2006).
- ✓ Como es un sistema de riego que entrega en agua en forma de pequeñas cotas por pequeños orificios, pueden sufrir obstrucciones, lo que lo hacen altamente exigente al filtrado del agua a regar. (Cifuentes, 2006).
- ✓ Susceptibles al daño por mecanización, por arado, trabajos de jornaleros, roedores, hormigas, vacas, caballos y otros animales. (Cifuentes, 2006).
- ✓ En suelos salinos es desventajoso. (Cifuentes, 2006).

1.2.2 Estación de riego

Es el conjunto de elementos que permiten el bombeo, el tratamiento, el filtrado y el control de presión del agua de riego. En algunos casos también permite la fertilización y la medición integral de los caudales que son enviados hacia el cultivo (Saldarriaga, 1998). Pizarro (1996) afirma que la estación de riego se encuentra conformada por el sistema de filtrado (filtros de malla, arena y discos), el equipo de fertirrigación, contador, reguladores de presión, bomba hidráulica y tubería de conducción dentro de los diferentes subsistemas.

1.2.2.1 Sistema de filtrado

Es el proceso donde se remueven las arenas, gravas y el material orgánico de gran tamaño (hojas, ramas, troncos, entre otros), que se pueden encontrar dentro de la fuente de donde se extrae el agua. Un elemento importante del sistema de filtrado son los filtros de arena por ser los primeros y ser los encargados de remover los minerales o rocas de pequeño tamaño (arena) del agua bombeada. Otros elementos de gran importancia son los filtros de mallas y discos, ya que se encargan de extraer las partículas más pequeñas que se encuentran suspendidas en el agua bombeada, elementos minerales de tipo arcillas y limos; estos últimos elementos del sistema de filtrado son los más importantes ya que no permiten que los emisores no se taponen con las partículas ya nombradas (Saldarriaga, 1998).

1.2.2.2 Medidor totalizador de agua

Este se utiliza para indicar el caudal instantáneo enviado al cultivo ya para totalizar el agua enviada durante un periodo de riego determinado, es decir, debe registrar el volumen acumulado del agua que se envía a la tubería primaria o principal (Saldarriaga, 1998).

1.2.2.3 Otros elementos

En la estación de riego también debe existir una serie de manómetros con el fin de verificar las caídas de presiones a través de las diferentes partes de este sistema (Saldarriaga, 1998).

1.2.3 Tubería primaria

Es la tubería que inicia en la estación de bombeo y llega a todos los módulos de riego del cultivo (Saldarriaga, 1998).

1.2.4 Tubería secundaria

Es la tubería que inicia de la tubería principal y lleva el caudal a uno solo de los módulos de riego (Saldarriaga, 1998).

1.2.5 Tubería terciaria

Es la tubería que alimenta directamente los laterales de riego (Saldarriaga, 1998).

1.2.6 Laterales de riego

Son las tuberías de último orden en las cuales se conectan los emisores finales del riego. En el caso de riego por mangueras exudantes estos elementos son los laterales de riego (Saldarriaga, 1998).

1.2.7 Regulador de presión

Generalmente se coloca al inicio de cada tubería terciaria con el fin de controlar la presión de entrada al conjunto de laterales. Por lo común, consiste en un conjunto de dos válvulas y una toma rápida de presión. La primera de las válvulas sirve para controlar el caudal que entra al módulo. La segunda válvula, la cual se deja parcialmente abierta y en posición fija, sirve para controlar la presión de entrada al submódulo de riego. La toma rápida de presión se coloca de inmediato aguas abajo de la segunda válvula para calibrar la presión de entrada. La superficie dominada por un regulador de presión es denominada submódulo de riego (Saldarriaga, 1998).

1.2.8 Regulador de caudal

Es el control para la cantidad de agua que entra en una tubería secundaria. La superficie dominada por un regulador de caudal es denominada módulo de riego (Saldarriaga, 1998).

1.2.9 Unidad operacional de riego

Es el conjunto de módulos de riego que se operan desde una misma estación de riego (Saldarriaga, 1998).

1.2.10 Tanque de almacenamiento

Los tanques de almacenamiento se usan como depósitos para contener una reserva suficiente de algún producto para su posterior uso. (Saldarriaga, 1998).

1.2.11 Ruta crítica

Es la ruta entre la estación de riego y el módulo de riego que produzca la mayor pérdida de energía hidráulica (perdidas por fricción más pérdidas menores). Esta ruta crítica se utiliza para el diseño de bombas, la tubería principal y la tubería secundaria última. Todas las demás tuberías del sistema de riego dependen de ese primer diseño, basado en la ruta crítica (Saldarriaga, 1998).

1.2.12 Emisores

Son los elementos de mayor importancia dentro de un sistema de riego, ya que determinan la cantidad de agua a entregar a la planta, de acuerdo a la presión de funcionamiento (Moya, 2006). Los emisores del sistema de riego por goteo están compuestos por los goteros (en línea, botón, sobre línea, micromanguera, cinta perforada y otros). Estos emisores pueden ser tanto descompensados como autocompensados, todo depende del constructor y su escogencia del terreno. Se debe entender que la mayoría de los proyectos de irrigación de la actualidad se

utilizan emisores autocompensados para garantizar 100% el funcionamiento del sistema de riego.

1.3 Diseño Agronómico

Es importante ya que aporta datos que servirán posteriormente para el diseño hidráulico, como caudal por emisor y planta, duración del riego y otros. Según Pizarro (1996) este diseño se realiza en dos etapas:

- Calculo de las necesidades de agua.
- Determinación de la dosis, frecuencia y tiempo de riego. Numero de emisores por la planta y caudal del emisor.

1.3.1 Necesidades de agua

En el diseño agronómico y el diseño hidráulico es de gran importancia conocer el pico máximo de necesidad hídrica a la que estará expuesto el proyecto de irrigación (Pizarro, 1996). De igual forma sirve para conocer cálculos de la necesidades de un cultivo a lo largo de todo su ciclo, como es el caso de los estudios económicos, en los que hay valorar el coste del agua, o las necesidades anuales de las alternativas para conocer, por ejemplo la superficie que se puede abastecer con un embalse. En las necesidades de agua se incluye: Necesidades netas y Necesidades totales, las cuales son láminas de aguas que incluyen el agua netamente necesitada por la planta, perdida de agua por percolación, necesidades de lavado, falta de uniformidad del riego, o dichas en láminas necesarias como; lamina neta y lamina bruta. El cálculo y la relación de estas laminas y junto con la relación con eficiencias de riego, se podrá obtener tiempos de riego y otros.

1.3.1.1 Calculo de Evapotranspiración

Se inicia a partir del cálculo de la evaporación de la zona y un coeficiente (k) que depende del estado vegetativo de la planta, para hallar la evapotranspiración se puede realizar por diferentes metodologías (Thornthwaite, Blaney – Criddle, Turc, Papadakis, Hargreaves, Penman, Penman – Monteith FAO 56) que se escogen su utilización según el lugar de estudio (altitud, temperatura, entre otros) (Almonox, 2010).

1.3.1.1.1 Evapotranspiración según BLANEY – CRIDDLE

Según Almonox (2010) el fundamento de la expresión, es experimentada en zonas áridas y semiáridas, radica en considerar que el consumo de agua de un cultivo, bajo el supuesto de no faltar agua en el suelo, es función de la temperatura, la

iluminación y la cubierta vegetal. El introducir un factor de consumo (K) permite la estimación de los consumos de agua para diferentes cultivos.

1.4 Evaluación de impacto ambiental

La evaluación de impacto ambiental (EIA) puede definirse como la identificación y valoración de los impactos (efectos) potenciales de proyectos, planes, programas o acciones normativas relativos a los componentes físico-químicos, bióticos, culturales y socioeconómicos del entorno. El propósito principal del proceso de EIA, también llamado “proceso NEPA”, es animar a que se considere el medio ambiente en la planificación y en la toma de decisiones para, en definitiva, acabar definiendo actuaciones que sean más compatibles con el medio ambiente (Canter, 1998).

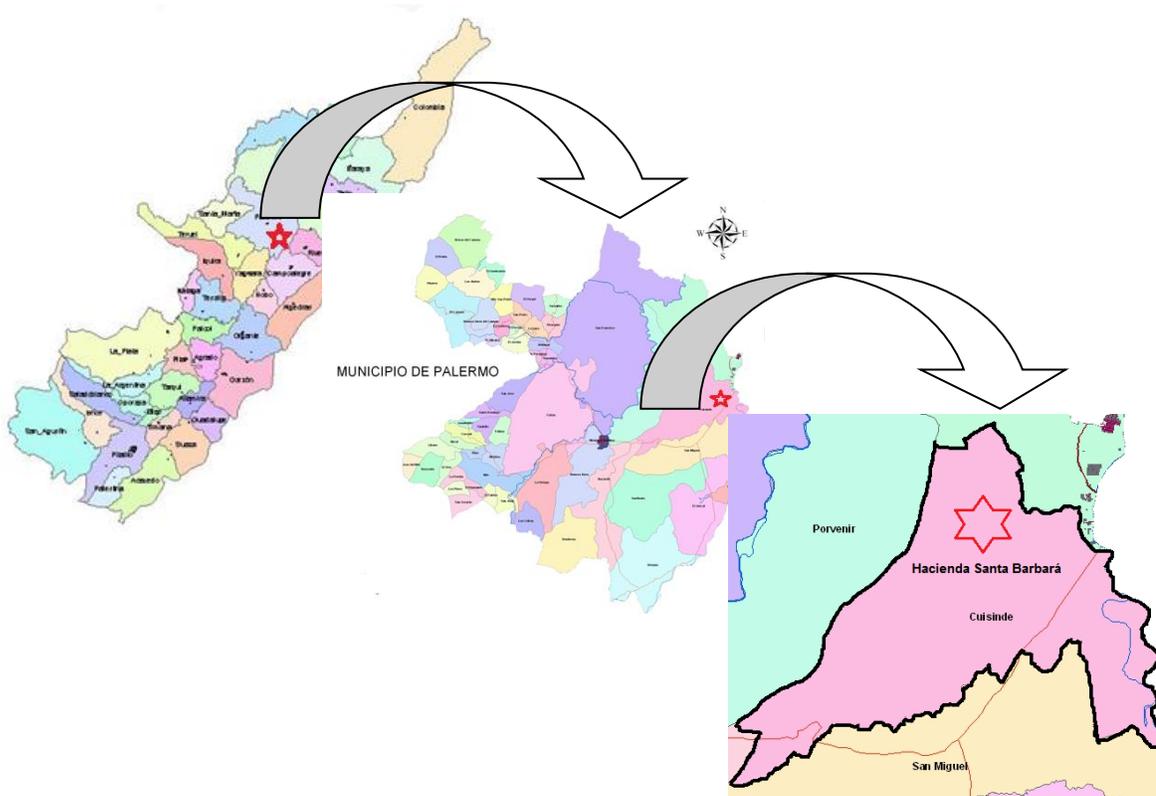
Barret y Therivel (1991) han sugerido que un sistema ideal de EIA: (1) se aplicaría a todos aquellos proyectos que fuera previsible que tuvieran un impacto ambiental significativo y trataría todos los impactos que previsiblemente fueran significativos; (2) compararía alternativas de los proyectos propuestos (incluyendo la posibilidad de no actuar), de las técnicas de gestión y de las medidas de corrección; (3) generaría un estudio de impacto en el que la importancia de los impactos probables y sus características específicas quedarán claras tanto a expertos como a legos en la materia; (4) incluiría una amplia participación pública y procedimientos administrativos vinculados de revisión; (5) programado de tal manera que proporcionara información para la toma de decisiones; (6) con capacidad para ser obligatorio; y (7) incluiría procedimientos de seguimiento y control.

2. METODOLOGIA

2.1 Localización y Reconocimiento de la zona de estudio:

El estudio se realizó en la parcelación de la Hacienda Santa Barbará (lote N), ubicada en la jurisdicción de Amborco en la vereda Cuisinde del municipio de Palermo, localizada a 6 km de la ciudad de Neiva, la capital del departamento del Huila, (Figura 2).

Figura 2. Ubicación geográfica de La Hacienda Santa barbará



La zona de estudio de la Hacienda Santa Barbará, se encuentra entre los 470 y 510 m.s.n.m, con temperatura promedio de 27°C, y precipitación promedio anual de 1500 mm. La Hacienda en su totalidad cuenta con un canal de drenaje que evacua el agua que se represa por causas de altas precipitaciones en las partes alta y medias cercanas a la quebrada Cuisinde.

Se realizó el levantamiento topográfico del predio y del área aportante mediante una estación total (NIKON DTM – 410), y de un GPS (Garmin map76cx). Para el procesamiento de datos se utilizaron software de modelación, diseño y georeferenciación tales como AUTOCAD 2002, ArcGIS 9.3.1, Surfer 9.0 (licencia gratuita), Google Earth 5 (licencia gratuita).

Con la realización del plano, se hizo un replanteo de las posibles ubicaciones de las estructuras necesarias para el buen funcionamiento del reservorio, como también del sistema de riego en la modalidad de goteo. Y adicional a esto se escogió los lugares donde se realizarían las pruebas físicas y la toma de muestras de suelo.

2.2 Caracterización de usos del suelo de la zona de estudio y el área de influencia (Área Aportante).

Para realizar la caracterización de uso de los suelos en la zona de estudio y la zona de influencia, se recorre el terreno y se observa el tipo de cobertura vegetal del suelo, la textura, y la pendiente del terreno, adicional a esto, se traza las subareas con un GPS Garmin (Map76cx).

2.3 Datos Hidroclimatológicos en la zona de influencia.

En primera medida se obtuvieron los datos hidroclimatológicos de la estación Villa Lavi la cual se encuentra en la Granja villa Lavi, del señor Armando Torrente Trujillo, granja que colinda en la parte Este con la zona de estudio, se obtuvieron datos de precipitación, brillo solar, temperaturas y otros; el inconveniente que se encontró, fue que la estación climática de Villa Lavi es relativamente nueva, ya que se encuentra datos registrados a partir de 2007 en adelante, lo que no serviría, ya que para el reservorio se necesita realizar cálculos de tiempo de retorno de las precipitaciones de al menos 20 años atrás. Por lo cual se decidió, comprar los datos hidroclimatológicos de la estación “La Manguita” que se encuentra en el Aeropuerto Benito Salas; y que por su cercanía (6 km), y al encontrarse a la misma altura sobre el nivel de mar, serviría para cualquier cálculo. Los datos de mayor importancia para el diseño del reservorio como para el diseño del sistema de riego fue, la precipitación y la evaporación, todos los datos se encuentran mensuales para un periodo de veinte (20) años.

2.4 Pruebas Física – Mecánicas del suelo.

Para realizar las pruebas físicas de los suelos de la zona de estudio, se tomaron muestras inalteradas, con barreno holandés a una profundidad de 30 cm, a la cual se halló textura por el método de Bouyoucos, humedad por la metodología de secado en estufa a 105°C por 24 horas, densidad aparente por el terrón parafinado, densidad real por el picnómetro y retención de humedad (C.C y P.M.P.) por los platos de Richards.

En cuanto a las pruebas mecánicas, se realizaron en el lugar escogido para construir el muro de contención, en este lugar se hizo un apique donde se determinó: Caracterización del perfil del suelo a una profundidad de 1.60 metros (perfil estratigráfico), Proctor modificado, Densidad por el método del cono y la

arena, Granulometría, Límites de Atterberg, Ensayo resistencia in situ método del cono de penetración, Ensayo de retracción por el método del cubo, compactación.

2.5 Infiltración.

Se determinó mediante el uso de los anillos infiltrometros. Este método consiste en conocer la velocidad con que se infiltra el agua desde la capa superior (capa del nivel de terreno), hasta el subsuelo.

Se empleó el anillo sencillo o cilindro concéntrico, el cual se introdujo al suelo, proporcionando golpes a la corona que se le debe situar en la parte superior al anillo. Se debe utilizar una regla graduada en milímetros para medir la lámina de agua que se infiltra o que es absorbida por el suelo en un tiempo determinado (intervalos de 5, 10, 20, 30, 45, 60, 90. Minutos).

Pasos a seguir:

- a. Selección y limpieza del sitio (nivelación).
- b. Cilindro se introduce a 10 cm.
- c. El cilindro se llena con agua a una determinada altura.
- d. Se toma el dato de cuanto baja el nivel del agua en los diferentes tiempos q se llevan con un cronometro.

La transformación de datos obtenido en campo a datos reales de infiltración acumulada y velocidad de infiltración se realizaron mediante la ecuación de Kostiakov (1932)

$$L = k * T^n$$

Dónde:

L: es la lámina infiltrada (mm).

T: es el tiempo (min).

k: es un parámetro que depende de la estructura y la condición del suelo en el momento en que se aplica el agua (Gavande et al. 1972).

n: es un parámetro que depende de los cambios de estructura del suelo, resultantes de la mojadura (Gavande et al. 1972).

2.6 Diseño del Reservorio.

En el proyecto se tiene como objetivo principal el diseño de un depósito que permita el almacenamiento de agua de origen superficial (lluvia), que servirá para satisfacer necesidades como:

- Abastecimiento de agua para uso doméstico.
- Abastecimiento de agua para necesidades de riego.

- Otros fines (piscícola, recreación etc.)

2.6.1 Capacidad del Reservorio.

La capacidad del reservorio se encuentra determinada por la cantidad de agua que puede almacenar el vaso del reservorio, de acuerdo a una altura que poseerá el reservorio y de su obra de desagüe tal como un vertedero o aliviadero.

El cálculo de las curvas de área y de volumen se obtendrá en campo, donde se realizara la topografía del vaso almacenador.

Aplicando el método de las áreas medias para el cálculo del volumen del reservorio se obtiene que:

$$V = \left\{ \frac{(A1 + A2)}{2} * e + \frac{(A2 + A3)}{2} * e + \frac{(A3 + A4)}{2} * e + \frac{(A4 + A5)}{2} * e + \dots + \frac{(An - 1 + An)}{2} * e \right\}$$

Sacando factor común y agrupando términos:

$$V = e \left(\frac{(A1 + An)}{2} + \sum_{i=2}^{n-1} Ai \right)$$

Dónde:

V = volumen del reservorio (m³)

Ai = área encerrada por la curva de nivel i (m²)

e = intervalo entre curvas de nivel (m)

Debido a la extensión y la forma poco regular de áreas que generan las curvas de nivel, el cálculo del área se realizó con AutoCAD 2002.

Para el cálculo del volumen de la taza de retención se elaboró una tabla guía, con la cual se facilitarán los cálculos.

De esta forma es fácil llegar a calcular la capacidad que puede almacenar el reservorio.

2.6.2 Volumen útil del Reservorio.

Se halla por el método de demandas variables. El cálculo del volumen útil de un embalse pequeño depende mucho de sus demandas y de sus aportes por precipitación, el cual tiene mucha relación con los tiempos de sequía y lluvia, cada uno con volúmenes de aportación variables. Teniendo esto como base, se puede obtener 2 casos. Materón (1997) indica que el primer caso ocurre cuando un periodo de exceso tiene un volumen mayor que el déficit siguiente, significa que el volumen útil corresponde al valor mayor de los déficits. El segundo caso ocurre cuando uno de los periodos de exceso presenta un volumen menor al del déficit que le sigue, entonces el volumen útil será igual a la suma de los dos déficits

menos el volumen de excesos intermedio que tenga el menor valor. El volumen útil encontrado de esta manera, debe ser mayor que cualquiera de los déficits tomados por separado.

2.6.2.1 Volumen de agua aportada

Para el cálculo de este volumen se debe retomar los registros hidroclimatológicos de la estación de referencia, los cuales deben estar en un periodo mínimo de estudio de veinte (20) años (Tenreiro, 2003), se debe tomar como periodo de diseño el más seco, para garantizar que si en un momento dado, se llega a presentar una época de igual sequía, el embalse tendrá la capacidad de suplir las demandas hídricas del usuario (Materón, 1997).

En el cálculo de este volumen se debe tener en cuenta las precipitaciones del año más seco, pero también se debe considerar el área aportante, el espejo de agua y el coeficiente de escorrentía.

$$V_{n.mes} = (A_{aport.} * P_e * C) + (E_a * P_e)$$

Dónde:

$V_{n.mes}$: Volumen de n mes del mes de estudio (m³).

$A_{aport.}$: Área Aportante (m²).

P_e : Precipitación efectiva del mes de estudio (m).

C : Coeficiente de escorrentía (adimensional).

E_a : Espejo de Agua en el Reservorio (m²).

En conclusión el volumen de agua aportada no es más que el agua que escurre a través de área aportante y del área de estudio hacia el vaso de almacenamiento, teniendo en cuenta pérdidas hídricas por escorrentía.

2.6.2.2 Necesidades Hídricas o Uso consumo

Se tendrán en cuenta los posibles gastos de agua que existan en el predio, como por ejemplo: recreación, consumo humano y uso agrícola. Para hallar las necesidades hídricas (consumo humano, Swinglea glutinosa y Gramíneas) de la zona de estudio se utilizara la metodología propuesta por Villamizar (1989), el cual plantea varios gastos hídricos tanto por personas como por plantas, incluyendo algunos procesos agrícolas.

En cuanto al cuarto (4) gasto de agua que se presentara en el predio, se le asignara al cultivo de *Moringa oleífera* y se calculara de acuerdo a un balance hídrico mediante la metodología de Blaney – Criddle. Este cálculo se encuentra

en detalle en las necesidades hídricas de la *Moringa oleífera* para el sistema de riego modalidad goteo (apartado 3.13).

2.6.3 Curva de masas en el dimensionamiento del Reservoirio (Volumen útil).

En el diseño de reservorio también se utilizó la gráfica de curva de masas propuesta por Materón (1997), la cual consiste en una línea que muestra la variación de aportes de volúmenes de agua debido a la precipitación de la zona, este diagrama tiene en su eje Y el volumen aportado acumulado y en el eje X el tiempo en que se van acumulando los volúmenes, y se encuentra en una variación de tiempo en meses.

Se puede elaborar esta grafica gracias a los registros mensuales de precipitación de la Estación meteorológica del Aeropuerto Benito Salas “La Manguita”. Para hallar la máxima desviación, o para hallar el volumen útil se debe hallar el mes con mayor déficit acumulado, luego de esto se ubica en la gráfica, la curva de masas y se traza una línea tangente a este punto, de acuerdo a esto la máxima desviación entre la curva de demanda y la curva de masas representa el volumen útil del embalse necesario o volumen útil para satisfacer una demanda requerida.

2.6.4 Calculo del volumen muerto del Reservoirio.

Con el cálculo del volumen útil se puede llegar a determinar el volumen muerto el cual corresponde al volumen que ocupara los sedimentos dentro del reservorio. Materón (1997) plantea que en casos de reservorios (embalses pequeños) y en ausencia de datos como el cálculo de caudales medios de sólidos anuales (volumen de sedimentos), se puede decir que volumen muerto es el 8% del volumen útil del reservorio.

$$V_{muerto(m^3)} = V_{util(m^3)} * 8\%$$

2.6.5 Calculo del volumen total del reservorio.

Para calcular el volumen total del reservorio, solo se debe tener en cuenta los volúmenes calculados con anterioridad (útil y muerto), de esta forma se puede decir que el volumen total es la sumatoria del volumen que ocupara el agua, mas, el volumen que ocupara los sedimentos arrastrados por las lluvias hasta el vaso del el embalse, (Materón, 1997).

$$V_{total(m^3)} = V_{util(m^3)} + V_{muerto(m^3)}$$

2.6.6 Garantía del volumen útil.

Esta se realiza para el año de mayor precipitación, con el fin de evaluar si el volumen útil calculado puede ser almacenado, teniendo en cuenta las pérdidas por infiltración y evaporación en el reservorio. Para los cálculos se tuvieron en cuenta la precipitación y evaporación (información sustraída de la estación “La Manguita” en el Aeropuerto Benito Salas), y los cálculos fueron realizados según la metodología de Villamizar (1989).

El volumen perdido por infiltración se calcula como un porcentaje del volumen existente en el embalse (Villamizar, 1989). Los porcentajes comúnmente adoptados se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 1. Perdidas por filtraciones en embalses

Suelos del embalse	Infiltración mensual
Impermeables	1%
regular permeabilidad	1.5%
Permeables	2 a 5%

Fuente: (Villamizar, 1989)

El volumen evaporado de la superficie se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$V_{ev} = 10 * S * E$$

Dónde:

V_{ev} = Volumen de agua evaporada mensualmente en (m³)

S = Superficie del embalse en (ha).

E = Evaporación mensual en (mm).

2.6.7 Calculo de altura útil y muerta del reservorio.

Para el diseño de la presa o muro de contención es preciso conocer la altura que ocupara tanto el agua como los sedimentos, para hallar este dato, se debe tener utilizar el volumen total del embalse. Ahora bien, teniendo el valor del Volumen total se puede ingresar a la tabla 8, para hallar la profundidad o altura correspondiente a esta cantidad de volumen.

2.6.8 Calculo del borde libre en el muro de contención.

Es la altura de seguridad que se reservara para que evite rebosamientos por oleaje, transito de creciente mayor a los de diseño, prever cualquier contingencia como asentamientos no previstos, aportes de la hoya superiores a los estimados, obstrucciones en el aliviadero que reduzcan su capacidad (Villamizar, 1989). Para el diseño de este borde libre se tendrán en cuenta los siguientes cálculos de alturas:

2.6.8.1 Altura de carga (Hd)

Para el diseño de pequeñas presas se recomiendan periodos de retorno de 20, 25 a 50 años. Para determinar la precipitación crítica, se analizaron los datos de precipitación máxima en 24 horas de una serie de 20 años (información sustraída de la estación “La Manguita” del Aeropuerto Benito Salas del IDEAM). El análisis estadístico se realizó según la distribución de *Gumbel*, en donde se halla la probabilidad de que ocurra un mismo evento (cantidad de precipitación) para los tiempos de retorno analizados. Y se calcula mediante la ecuación de Francis:

$$Q_{max} = 1.84 * L * Hd^{3/2}$$

Dónde:

Q_{max} = es el caudal de máxima avenida en (m³/s).

L= es la longitud de la cresta en (m).

Hd= Altura de carga en (m).

2.6.8.1.1 Tiempo de concentración

Es el tiempo que tarda el escurrimiento para moverse de la parte más alta de la cuenca o área de drenaje a la salida (Ecuación de la SCS - Estados Unidos).

$$T_c = 0.02 \frac{L^{1.15}}{H^{0.38}}$$

Dónde:

T_c = Tiempo de concentración (min).

L= Longitud de la corriente principal (m).

H= Diferencia en elevación entre el sitio mas alejado de la cuenca y la salida (m).

2.6.8.1.2 Calculo del coeficiente de escorrentia del area aportante.

Se realiza al mismo tiempo en el que se hace la caracterización del suelo, ya que después de obtener la caracterización y las áreas que la conforman, se ingresa a la tabla 2, realizada por Benítez et al. (1980) para tomar los coeficientes de escorrentía de la zona.

Tabla 2. Coeficiente de escorrentía según el tipo de suelo, pendiente y vegetación

COBERTURA DEL SUELO	TIPO DE SUELO	PENDIENTE (%)				
		>50	20 - 50	5 - 20	1 - 5	0 - 1
Sin vegetación	Impermeable	0.80	0.75	0.70	0.65	0.60
	Semipermeable	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	Permeable	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
Cultivos	Impermeable	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	Semipermeable	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	Permeable	0.40	0.35	0.30	0.25	0.20
Pastos, vegetación ligera	Impermeable	0.65	0.60	0.55	0.50	0.45
	Semipermeable	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	Permeable	0.35	0.30	0.25	0.20	0.15
Hierba	Impermeable	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	Semipermeable	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
	Permeable	0.30	0.25	0.20	0.15	0.10
Bosque, vegetación densa	Impermeable	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	Semipermeable	0.45	0.40	0.35	0.30	0.25
	Permeable	0.25	0.20	0.15	0.10	0.05

Fuente: Benítez et al. 1980

Es preciso aplicar la siguiente ecuación para calcular un coeficiente de escorrentía de la zona promedio:

$$C_{\text{area aportante}} = \frac{[\sum_{i=1}^n (A_i * C_i)]}{\text{Area total}}$$

Dónde:

A_i= área de la subzona analizada (m²).

C_i= coeficiente de la subzona analizada (adimensional).

Área Total= sumatoria de todas las áreas de subzonas estudiadas (m²).

2.6.8.1.3 Calculo del caudal máximo.

Se realizó por el método racional modificado ya que es el recomendado para cuencas pequeñas con áreas inferiores a 2 Km². (Silva, 2004; Farías, 2007. Citado por Mera, et al, 2009).

$$Q_{\text{max}} = \frac{CIA}{360}$$

Donde,

Q_{max}=caudal máximo (m³/s)

C= es el coeficiente de escorrentía (adimensional).

I= es la precipitación crítica (mm/h).

A= es el área aportante (ha).

360= es un factor de conversión.

2.6.8.2 Altura por oleaje (H_o)

Se presenta cuando el viento sopla sobre una masa de agua, esta comenzará a moverse en su dirección. Un método empírico propone que la altura de las olas que se pueden formar está dada por la siguiente ecuación:

$$H_o = [(0.005 * V) - 0.068] * \sqrt{F}$$

Donde,

H_o= es la altura de la ola (m).

V= es la velocidad del viento (Km/h).

F= es la distancia máxima en línea recta que existe entre la presa y el punto del embalse más alejado de la misma (Km).

2.6.8.3 Altura libre (H_I)

Representa un factor de seguridad contra eventos imprevistos por conceptos de grietas en la corona de la presa por asentamientos, para absorber la carrera de la ola o golpeteo y por crecientes superiores a la de diseño, y es tomado de acuerdo al criterio de los diseñadores.

2.6.9 Diseño de estructuras hidráulicas del reservorio.

Es ideal que para la conservación del agua y de la estabilidad del mismo vaso de almacenamiento es preciso construir estructuras hidráulicas, tales como la presa o muro de contención, aliviadero, compuerta de vaciado y lavado, entre otros. A continuación se muestran las estructuras a tener en cuenta en el proyecto.

2.6.9.1 Diseño del muro de contención.

La altura del muro fue calculada mediante la siguiente ecuación:

$$A_{muro} = cota_{max} + h_c - cota_c$$

Dónde:

A_{muro}= altura del muro (m)

cota_{max}= Cota máxima del muro (m)

cota_c= Cota de cimentación (m)

h_c= Altura de cimentación (se propone de 1m para evitar la socavación)

El empuje del agua cuando el reservorio este en su máxima capacidad será:

$$E_{agua} = \delta * \frac{h^2}{2}$$

Dónde:

E_{agua} = Empuje del agua (kg/m)

δ = peso específico del agua (kg/m³)

h = la altura máxima de la lámina de agua (m)

Se calcula de la excentricidad de la resultante con la siguiente ecuación:

$$e = \frac{b}{2} - \bar{X}$$

Dónde:

e = excentricidad de la resultante (m)

b = ancho de la cimentación (m)

\bar{X} = distancia de la resultante del muro con respecto al eje de referencia (m)

Se procedió a evaluar el esfuerzo máximo y mínimo a cual será sometida la estructura, mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma = \frac{-P}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{h} \right)$$

Dónde:

σ = Esfuerzo (kg/cm²)

P = presión del muro

A = área (cm²)

e = excentricidad (m)

h = altura del muro (m)

2.6.9.1.1 Análisis de la estabilidad del muro:

Un muro de contención puede fallar de dos modos:

- Sus partes individuales pueden no tener la suficiente resistencia para soportar las fuerzas actuante sobre el (El muro gira).
- El muro en su totalidad puede ser desplazado por la presión lateral del agua sin colapso interno. (El muro se desplaza).

$$\underline{\text{Factor de seguridad al volcamiento}} = \frac{M_R}{M_E}$$

Dónde:

M_R = Momento del muro en punto del eje de referencia (kg por metro lineal).

M_E = Momento del empuje del agua (kg por metro lineal).

$$\underline{\text{Factor de seguridad del deslizamiento}} = \frac{\sum w * n}{E}$$

Dónde:

$\sum W$ =El peso total del muro (kg/m) en un metro lineal.

n = es el coeficiente de fricción entre el suelo y el material del muro.

E = Empuje del agua (kg/m)

Tabla 3. Valores aproximados de los coeficientes de fricción estática para superficies secas

Materiales	Coeficientes de fricción
metal sobre metal	0.15 - 0.6
metal sobre madera	0.2 - 0.6
metal sobre piedra	0.3 - 0.7
metal sobre cuero	0.3 - 0.6
madera sobre madera	0.35 - 0.5
madera sobre cuero	0.25 - 0.50
piedra sobre piedra	0.4 - 0.7
tierra sobre tierra	0.2 - 1
caucho sobre concreto	0.6 - 0.9

Fuente: (Ferdinand, et al, 2007)

2.6.9.1.2 Diseño de la corona del muro de contención.

Para el cálculo se utilizó la ecuación del *U.S. Bureau Of Reclamation de los Estados Unidos* (Materón, 1997)

$$C = 3 + \left(\frac{H_{max}}{5} \right)$$

C = ancho de la corona (m).

H_{max} = la altura máxima del muro de contención (m)

Se evalúa la resultante del muro, haciendo momento, mediante la siguiente ecuación:

$$M = f * \bar{X}$$

En donde:

M = momento

f = fuerza

\bar{X} = distancia

2.6.9.1.3 Diseño de taludes del muro de contención.

El diseño de la presa implica también la determinación de los taludes, para lograr la estabilidad en las condiciones de trabajo más desfavorables. La inclinación de los taludes depende básicamente del tipo de suelo y de su comportamiento cuando están en condición húmeda. En la tabla 4 se dan las inclinaciones de los taludes, aguas arriba y aguas abajo, dependiendo del material y de la altura de la presa.

Tabla 4. Inclinación de los taludes, teniendo en cuenta el material y la altura de la presa.

Material del terraplén	Altura de la presa (m)	Inclinación del talud	
		Aguas arriba	Aguas abajo
Arcillas de baja plasticidad	< 4	2 : 1	1.5 : 1
	4 - 8	2.5 : 1	2 : 1
Arcillas arenosas	< 4	3 : 1	2 : 1
	4 - 8	3.5 : 1	2.5 : 1
Arenas arcillosa, arcillas muy plásticas, limos elásticos	< 4	4 : 1	3 : 1
	4 - 8	4 : 1	3 : 1

Fuente: (Villamizar, 1989)

2.6.9.1.4 Volumen del material del muro de contención.

El volumen total requerido para la fabricación de la presa será la suma de todos los sub-volúmenes necesarios para la construcción de: la corona, del talud seco y del talud húmedo).

$$V_{Total}(m^3) = V_{corona}(m^3) + V_{talud\ seco}(m^3) + V_{talud\ húmedo}(m^3)$$

2.6.9.2 Diseño de la obra de excedencias (Aliviadero).

Teniendo la longitud de la cresta y la altura de la lámina de agua se procede a determinar el efecto de la velocidad, donde se tiene que cumplir la siguiente condición para que este sea despreciable (Materón, 1997).

$$\left(\frac{h}{H_d}\right) \gg 1.33$$

Dónde:

h= altura del dique hasta la cresta del vertedero (m)

Hd= altura del agua sobre la cresta del vertedero (m)

Si se cumple la anterior condición se dice que: el efecto de velocidad es despreciable y se concluye:

$$H_e = H_d$$

Dónde:

He= carga total sobre el vertedero o tirante hidráulico (m).

Se debe determinar el valor de la velocidad del flujo en la cresta del vertedero, utilizando la ecuación de continuidad:

$$Q = A * V$$

Dónde:

Q=caudal máximo de diseño (m³/s)

A= área del vertedero (m²)

V= velocidad en el vertedero (m/s)

Se calcula la altura crítica y la velocidad crítica para determinar el tipo del flujo en el vertedero:

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g * b}}$$

Dónde:

Y_c= altura crítica (m)

Q= caudal máximo de diseño (m³/s)

g= fuerza gravitacional (m/s²)

b= ancho del vertedero (m)

A partir de la altura crítica se calcula la velocidad crítica en el vertedero, con la siguiente ecuación:

$$V_c = \sqrt{g * Y_c}$$

Dónde:

V_c= Velocidad crítica (m/s)

g= fuerza gravitacional (m/s²)

Y_c= altura crítica (m)

2.6.9.2.1 Borde libre del vertedero de excesos.

U.S. Bureau Of Reclamation de los Estados Unidos recomienda que los estimativos preliminares del borde libre requerido bajo condiciones ordinarias se calculen de acuerdo a la siguiente ecuación: (Chow, 1994):

$$F = \sqrt{C y}$$

Dónde:

F= borde libre (ft).

y= profundidad del agua (ft).

C= coeficiente de acuerdo a su capacidad (1.5 por capacidad menor a 20 ft³/s)

Para disminuir el borde libre del vertedero se propone que sea del 50% de la profundidad del flujo (Chow, 1994) donde será:

$$Bl = y * p$$

Dónde:

Bl= borde libre (m).

y= altura de la lámina de agua (m)

p= porcentaje (50%) (Adimensional)

La altura total del vertedero está definida por:

$$h = y + Bl$$

Dónde:

h= altura total del canal (m).

y= la altura de la lámina de agua en el vertedero (m).

Bl= borde libre (m).

Se procedió a evaluar la velocidad en cada tramo, se realiza con la siguiente ecuación (Manning):

$$V = \frac{1}{n} * R^{2/3} * S^{1/2}$$

Dónde:

V= velocidad del flujo (m/s)

R= radio hidráulico (m)

S= pendiente (adimensional)

El radio hidráulico está dado por la siguiente ecuación

$$R = \frac{A}{P}$$

Dónde:

A= área (m²)

P= perímetro mojado (m)

2.6.9.3 Diseño del pozo de amortiguación.

El pozo de amortiguación consiste en una estructura corta pavimentada, situada cerca del aliviadero con el objeto de producir y retener el resalto hidráulico y para convertir el flujo supercrítico en subcrítico, ayudando a no generar la socavación de la estructura aguas abajo del sector pavimentado.

Para el diseño se calcula la velocidad en pie de la presa, con la ecuación recomendada por *U.S. Bureau Of Reclamation de los Estados Unidos*:

$$V = \sqrt{2 * g * (Z - 0.5H)}$$

Dónde:

V= velocidad en el pie de la presa (m)

Z= altura media desde el nivel máximo aguas arriba de la estructura hasta el nivel del pozo de amortiguación (m).

H= carga hidráulica sobre la cresta (m)

Se calcular la altura del agua a la salida o pie de la presa (Y_1) es:

$$Y_1 = Q_{max} * (V * b)$$

Dónde:

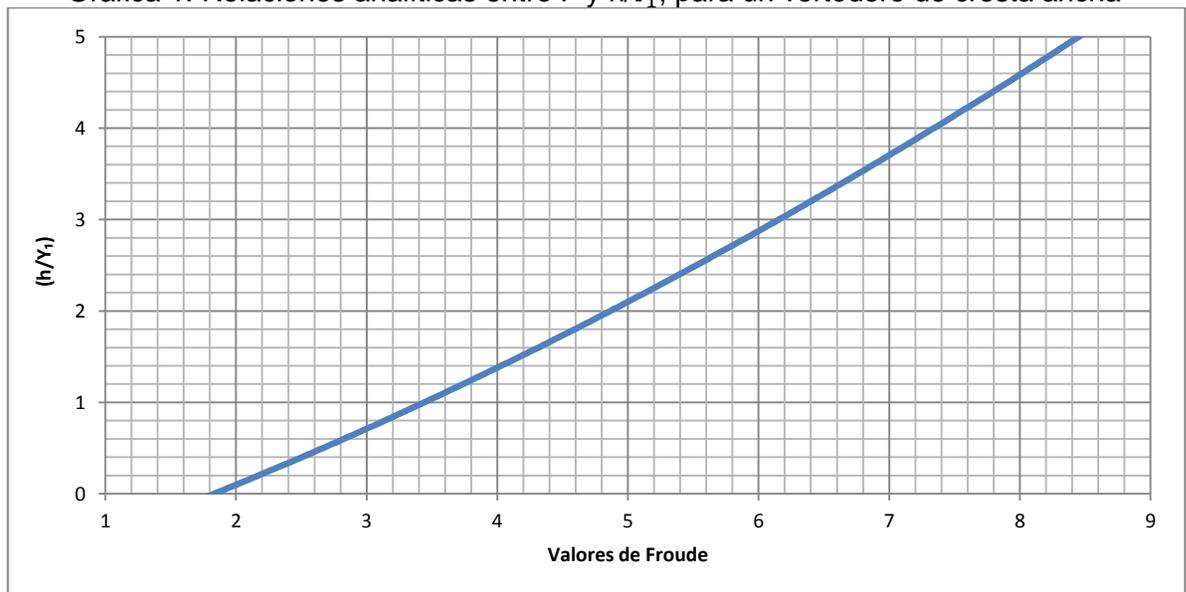
b=base del vertedero en (m)

Con el valor de esta altura se calcula el *Número de Froude*:

$$F_1 = \frac{V}{\sqrt{g * Y_1}}$$

Con el número *de Froude* se procede a determinar la relación (h/Y_1), en la siguiente grafica recomendada por *Foster y Skrinde*, con el cual se deduce la altura del diente (h) (Materón 1997):

Grafica 1. Relaciones analíticas entre F y h/Y_1 , para un vertedero de cresta ancha



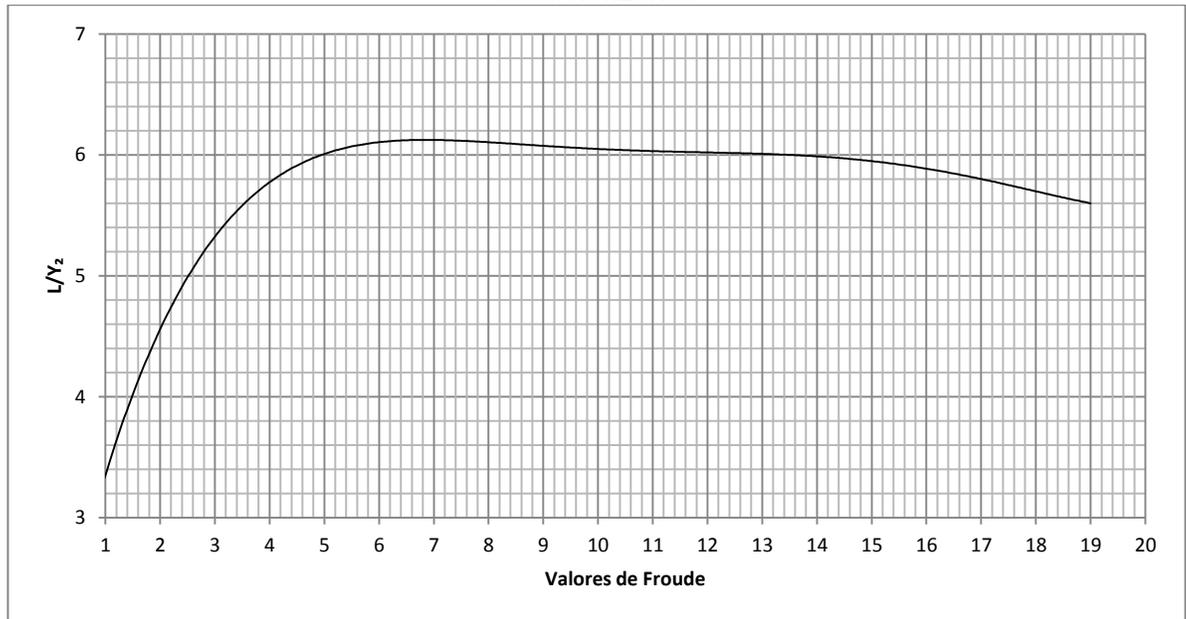
Fuente: (Materón, 1997)

Se calcula la altura secuente del resalto hidráulico (Y_2), con la siguiente ecuación:

$$Y_2 = Y_1 * (1/2) * [\sqrt{1 + 8 * F^2} - 1]$$

Se procede a estimar la relación (L/Y_2) con base a la siguiente gráfica, recomendada por *U.S. Bureau Of Reclamation de los Estados Unidos*:

Grafica 2. Longitud en términos de la altura secuente Y_2 de un resalto hidráulico en un canal horizontal



Fuente (Materón, 1997)

Se ingresa a la gráfica 2 con el valor de *Número Froude* calculado anteriormente y se lee un valor (L/Y_2) se procede a calcular la longitud del pozo de amortiguación:

$$L = (L/Y_2) (Y_2)$$

Donde

L= es la longitud del resalto hidráulico en el pozo de amortiguación (m).

Y₂= altura secuente del resalto hidráulico.

2.6.9.4 Diseño de la tubería de vaciado del reservorio.

Con el diseño de esta tubería se lograra tener el control del agua almacenada y de los sedimentos que se encuentran dentro del reservorio. Se debe diseñar una cajilla para la válvula, ubicada en la parte baja del talud seco, como también una

trampa de sedimentos en el reservorio, la cual ayude a que no exista ninguna obstrucción al momento de la salida de agua con partículas de suelo.

2.6.9.4.1 Tiempo de vaciado del reservorio.

La velocidad de salida del agua depende de la altura de la lámina de agua en el reservorio. El tiempo de vaciado es calculado mediante la siguiente ecuación (Njock, 2003).

$$t = \frac{S_1}{S_2} \sqrt{\frac{2H}{g}}$$

Dónde:

t= tiempo de vaciado del reservorio (s)

S_1 = área del depósito (m²)

S_2 = área de la tubería de salida (m²)

H= altura de la lámina de agua (m)

g= aceleración de la gravedad (m/s²)

2.6.9.5 Diseño de la cajilla para la válvula

Es importante que las dimensiones de la cajilla permitan fácilmente la manipulación del timón de apertura y cierre de la válvula. La cajilla evita la manipulación de la válvula por personas ajenas al sistema de regulación. Dimensionamiento y materiales de construcción a criterio de los diseñadores.

2.6.9.6 Diseño de la trampa de sedimentos para tubería de vaciado.

Esta estructura evita que las rocas o suelo arrastrado por la corriente de agua deterioren u obstruyan el conducto de salida. Se ubica dentro del embalse. Para evitar un ingreso directo de los sedimentos a la trampa se debe construir con un borde libre (Cruz, et al, 2008). Dimensiones según el criterio de los diseñadores.

2.6.9.7 Diseño de la trampa de sedimentos (Aguas arriba).

La trampa de sedimentos es una buena alternativa en el control de los sólidos suspendidos y los sedimentados que se encuentran presentes en el agua; la trampa de sedimentos de aguas arriba tendrá dentro de su interior una pantalla en concreto o mampostería para efectuar allí la retención (Ministerio de Medio Ambiente, 2001). Como el objetivo es reducir los sedimentos (arena gruesa) aportados al reservorio, se propone ubicarla en las afuera del área a inundar, ya que parte del área aportante presenta graves problemas de erosión debido a la explotación ganadera y de fuertes pendientes.

El cálculo del volumen de la trampa de sedimentos se efectúa teniendo en cuenta el caudal a tratar, la velocidad de sedimentación y el tiempo de retención recomendado, según la siguiente ecuación:

$$V = Q \times T$$

Dónde:

V= Volumen total de la trampa de sedimentos (m³).

Q= Caudal producido (m³/s).

T= Tiempo de retención (s).

Para el cálculo del área se debe tomar una profundidad la cual está sujeta al criterio de los diseñadores.

$$A = \frac{V}{h}$$

Dónde:

A= área (m²)

V= volumen (m³)

h= profundidad de la trampa de sedimentos (m)

Se toma un ancho que además de ser criterio de los diseñadores, se encuentre disponible en el área donde se propone la construcción, adicional a esto se utiliza la siguiente ecuación para hallar la longitud.

$$L = \frac{A(m^2)}{a(m)}$$

Dónde:

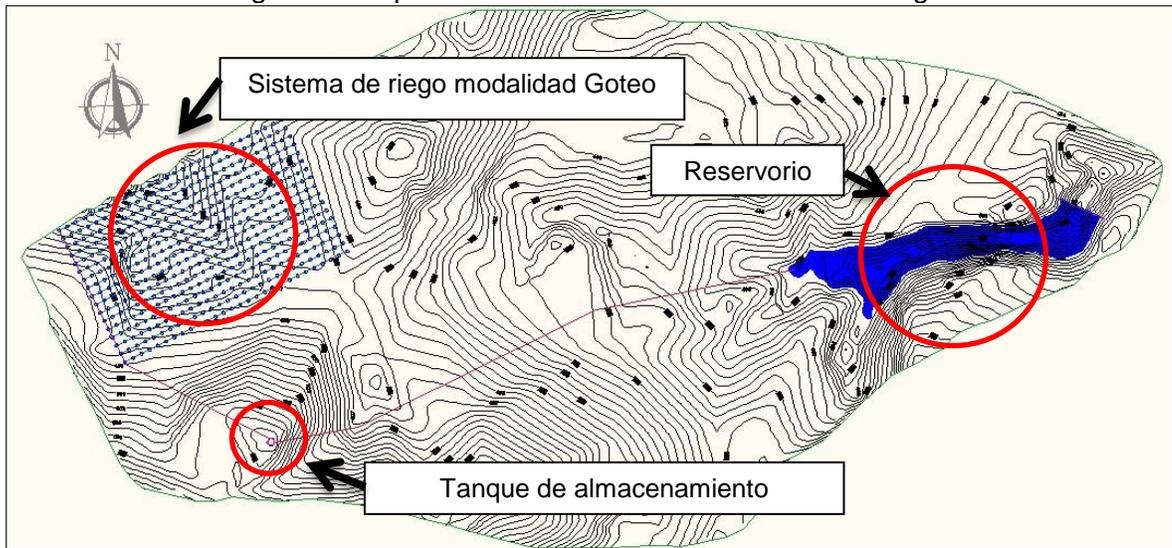
L= longitud disponible (m).

A= área necesaria (m²).

a= ancho del tanque (m).

2.7 Diseño del sistema de riego

Figura 3. Esquema de la ubicación del sistema de riego.



2.7.1 Localización

Se diseñó en el lote N, de la Hacienda SARTA BARBARA, ubicado a 6 Km del casco urbano del municipio de Neiva, en las coordenadas planas 859659 m E & 815924 m N (coordenadas tomadas en el centro del área a sembrar), a una altura promedio de 495 m.s.n.m. la cual pertenece a la margen inferior izquierda del predio.

2.7.2 Área

El área a beneficiar es de 5000 m², a los cuales se les instalarán el riego modalidad goteo.

2.7.3 Fuente de abastecimiento

En el proyecto se plantea la construcción de un reservorio con una capacidad de 1900 m³, y será la fuente hídrica con la que se contará para el sistema de riego por goteo.

2.7.4 Estudios Básicos de Suelo y Climatología

Para realizar el diseño de riego localizado y de alta frecuencia en modalidad goteo, se hicieron una serie de estudios edafológicos y climatológicos preliminares.

2.7.4.1 Topografía

El levantamiento topográfico se realizó con una Estación NIKON DTM – 410, y el perímetro del área con un GPS Map70cx. Para la digitalización se utilizó los softwares ArcGIS 9.3.1, AutoCAD 2002, Surfer 9.0 (licencia gratuita) Y Google Earth 5.0 (licencia gratuita).

2.7.4.2 Suelos

Se realizó tomas de muestra de suelos en el lugar donde se instalara el cultivo de *Moringa oleífera*; esta muestra de suelo se trasladó al Laboratorio de Suelos de la Universidad Surcolombiana donde se determinaron las pruebas físicas.

2.7.4.3 Infiltración

Para determinar la velocidad con que el agua se introduce en el perfil edáfico, se utilizó el método de campo del anillo infiltrometro sencillo, y se calculó mediante la ecuación de Kostiakov.

2.7.4.4 Climatología

Se tomaron registros de la Estación climatológica “La Manguita” que se encuentra en el Aeropuerto Benito Salas. Estos datos fueron: Brillo Solar (horas), Evaporación (mm), Precipitación (mm), Temperatura (°C) y Humedad Relativa (%). Para el diseño agronómico o requerimiento hídrico de la *Moringa oleífera* se utilizaron la Precipitación y Evaporación.

2.7.4.5 Diseño Agrícola

Con los datos decadales comprados del IDEAM, se calculó la Evapotranspiración con ecuación propuesta por (Blaney – Criddle):

$$ETC = EV * k$$

Dónde:

EV= es la evaporación del lugar de estudio, valor que se obtiene de los datos del IDEAM (mm/d).

K= es un factor que depende del estado vegetativo de la planta (adimensional).

2.7.5 Requerimientos hídricos

El análisis del balance hídrico que presenta un terreno sembrado, tiene como objetivo definir la importancia del medio climático de la planta y de las necesidades hídricas para suplir. Lo más importante de un balance hídrico agrícola es conocer el módulo de riego, ¿qué cantidad regar?, ¿cada cuánto regar?, ¿en qué tiempo

regar?, y ¿qué emisor utilizar?, para esto se deben calcular las siguientes componentes:

2.7.5.1 Cálculo de la Lámina Neta:

Es la cantidad de agua que debe ser aplicada durante el riego con el fin de cubrir el agua que ha utilizado el cultivo durante la evapotranspiración. Para calcular la lámina neta de aplicación de agua, se aplica la siguiente ecuación (Cifuentes, 2006):

$$LN = \frac{C.C - P.M.P}{100} * Da * PRe * NA$$

Dónde:

Capacidad de campo (C.C.) (%)

Punto de marchitez permanente (P.M.P.) (%)

El agotamiento de la humedad disponible en el suelo: Na (adimensional)

La profundidad radicular efectiva (PRE) (mm)

Densidad aparente (Da) (gr/cm³)

2.7.5.2 Cálculo de la Lámina Bruta

Es igual a la lámina neta de aplicación de agua dividida entre la eficiencia de riego del sitio. Es importante anotar que la eficiencia de riego del lugar incluye pérdidas posibles de agua debido a fisuras o daños en los tubos. La ecuación que determina la lámina bruta es la siguiente (Cifuentes, 2006):

$$LB = \frac{LN}{Ea}$$

Dónde:

LN= Lámina neta (mm).

Ea= eficiencia de aplicación (0.9 para R.L.A.F. y 0.5 para riego por superficie).

2.7.5.3 Cálculo de la Frecuencia de Riego

Cuando se habla de frecuencia de riego, simplemente se refiere a la cantidad de veces por día o por semana que se debe aplicar el agua a las plantas. Esto depende esencialmente del tipo de equipo o unidad de riego que se va a utilizar (Cifuentes, 2006).

$$FR = \frac{LN}{UC}$$

Dónde:

UC= Uso consumo (mm/d).

2.7.5.4 Tiempo por unidad de riego

Es el tiempo que se gastará el emisor para regar la planta, depende de las características de descarga y de presión, para calcularlo se resuelve la siguiente ecuación (Cifuentes, 2006):

$$T_{ur} = \frac{(\pi * R^2 * LB)/1000}{Q_{ur}}$$

Dónde:

LB= lamina bruta por unidad de Riego (mm).

Q_{ur}= Caudal por unidad de riego (m³/h).

R= Radio húmedo (m).

2.7.5.5 Posiciones de Riego por turno

Indica la cantidad de plantas que se puede regar, dependiendo de un caudal disponible en el predio y el caudal de funcionamiento del emisor a emplear, se calcula por medio de la siguiente ecuación (Cifuentes, 2006):

$$PR_{tu} = \frac{Q_d}{Q_{ur}}$$

Dónde:

PR_{tu}= (posiciones)

Q_d= Caudal disponible (lps).

Q_{ur}= Caudal (lps).

2.7.5.6 Turnos de riego

Se hace, para saber si se debe sectorizar el terreno, y de esta forma ir armando el plan de riego, depende de las posiciones totales que se pueden regar y de las plantas que se deben regar (Cifuentes, 2006).

$$T_{uRP} = \frac{PTP}{PRT_u}$$

Dónde:

T_{uRP}= turnos

PTP= posiciones necesarias en el sistema de riego (posiciones)

2.7.5.7 Turnos de riego por día

Esto se realiza con el fin de saber qué tiempo se puede llegar a regar de lo obligatorio en una jornada de labor (tiempo de trabajo). Depende de tiempo de

operación del sistema de riego. En este diseño se escogió como tiempo de operación 9 horas (Cifuentes, 2006).

$$TuRDia = \frac{JDO}{TuR}$$

Dónde:

JDO= horas de trabajo o Jornal de trabajo (h).

2.7.5.8 Tiempo de riego de parcela

Indica el tiempo que se gastará el sistema de riego en irrigar en su totalidad el terreno sembrado, depende de los turnos que se pueden regar en un día y el turno necesario para regar la parcela (Cifuentes, 2006).

$$TRP = \frac{TuRP}{TuRDia}$$

Dónde:

TRP= tiempo de riego para la parcela en días (d).

2.7.5.9 ¿Alcanzara a regarse toda la parcela?

Éste es el punto clave, donde se compara si la frecuencia de riego es igual o mayor que el tiempo necesario para regar. Para que se cumpla la condición el tiempo de riego de la parcela debe ser menor o igual a la frecuencia de riego (Cifuentes, 2006).

$$TRP \leq FR$$

2.7.6 Dimensionamiento del sistema de riego

En este apartado se muestra el diseño de la tubería principal de acuerdo a las condiciones del terreno y del caudal necesario a conducir, adicional a esto se realiza el chequeo de la velocidad permisible dentro de la tubería de conducción (Cifuentes, 2006).

2.7.6.1 Diámetro de la tubería de conducción:

Es la tubería que llevara toda el agua con la que se va a contar para riego.

$$D = 1,548 * \left(\frac{n * Q}{S^{1/2}} \right)^{3/8}$$

Dónde:

D= diámetro de la tubería (m).

n= coeficiente de rugosidad de manning, depende del material (adimensional).

Q= Caudal total de la conducción (m³/s)

S= pendiente de la tubería de conducción (adimensional).

2.7.6.2 Velocidad en la tubería conducción.

$$V = \frac{Qt}{\pi r^2}$$

Qt= caudal total a conducir por la tubería principal (m³/s).

r= Radio del Tubo a emplear en la conducción principal (m).

2.7.6.3 Grado de aplicación de la unidad de riego.

$$Ga = \frac{(360 * Qur)}{(El * Ep)}$$

Qur= Caudal de unidad de riego (lps).

EL= espaciamiento entre unidades de riego sobre el lateral (m).

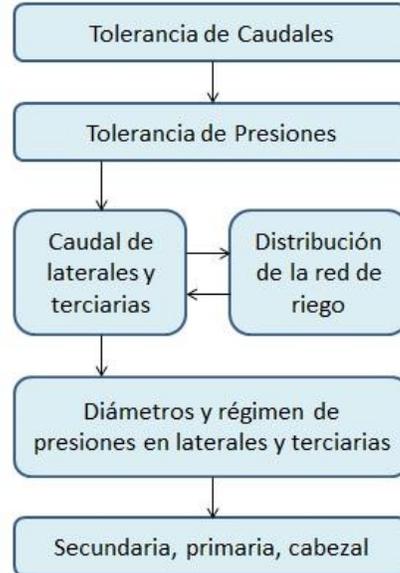
EP= Espaciamiento entre líneas de riego sobre la tubería principal (m).

2.7.7 Diseño hidráulico

El diseño hidráulico tiene como objetivo obtener las necesidades energéticas del sistema de riego, que caudal se va a conducir y que pérdidas se tendrán en la red de riego.

Para realizar el diseño Hidráulico, se tuvo como guía la metodología propuesta en el libro Hidráulica de Tuberías de Saldarriaga (1998).

Figura 4. Secuencia del diseño hidráulico de un sistema de RLAF



Fuente: Saldarriaga (1998)

2.7.7.1 Cálculo de la tolerancia de caudales:

En el primer paso del diseño hidráulico se debe tener en cuenta variables como coeficiente de uniformidad, coeficiente de variación por fabricación, el número de emisores por árbol y el caudal. Para calcular la el caudal de mínima presión se emplea la siguiente ecuación (Saldarriaga, 1998):

$$Q_{mp} = \frac{CU * Q_m}{1 - \frac{1.27CV}{\sqrt{n_e}}}$$

Dónde:

CU= Coeficiente de uniformidad (adimensional).

Q_m= Caudal medio (lps)

CV= Coeficiente constructivo (dado por la empresa) (adimensional).

n_e= número de emisores por planta (adimensional).

2.7.7.2 Cálculo de la tolerancia de presiones:

Luego de que se calcula el caudal de mínima presión se pasa a calcular la presión de mínimo funcionamiento, y se calcula de acuerdo a la ecuación del emisor otorgada por la empresa constructora del emisor (Saldarriaga, 1998). La ecuación tiene la forma de:

$$h = \left(\frac{Q}{k}\right)^{\frac{1}{x}}$$

La diferencia de presión total en el conjunto del submodulo (ΔH) es proporcional a la diferencia entre la altura media y la mínima:

$$\Delta H = M(h_m - h_{mp})$$

Dónde:

M= factor de cambio de diámetro de tubería.

hm= altura media (m).

hmp= altura de mínima presión (m).

La M es un factor que depende del número máximo de diámetros utilizados en una misma tubería, sea múltiple o lateral. Algunas M para según Keller citado por Saldarriaga (1998).

Tabla 5. Valores del factor M.

# de Diámetros	M
1 diámetro	4.3
2 diámetro	2.7
3 diámetro	2.0

Fuente: Saldarriaga (1998).

2.7.7.3 Cálculo hidráulico de los módulos: cálculo de laterales de riego.

Se lleva a cabo el siguiente procedimiento:

- i. En el primer paso se debe escoger el diámetro de manguera que se utilizara en las laterales, teniendo en cuenta las disponibles en el mercado (Cifuentes, 2009) las mangueras de diseño son: 12 mm, 16 mm y 20 mm.
- ii. Escoger el emisor crítico del sistema: puede que para el sistema, el emisor crítico sea el más alejado a la fuente de abastecimiento o el emisor que se encuentre en la parte más alta, para saber esto se debe realizar el cálculo para el más alejado y para el que se encuentra en el lugar más alto de la zona a regar.
- iii. Teniendo el emisor crítico del sistema de riego, se pasa a diseñar la lateral que lo contiene teniendo en cuenta que ésta es una manguera en serie de diámetro. Para realizar el cálculo hidráulico y hallar el gasto energético de la lateral se utiliza la ecuación:

$$h_f = f * \frac{l}{d} * \frac{Q^2}{2gA^2}$$

Dónde:

f= factor de fricción, debido al tipo de flujo.

l= longitud del tramo a evaluar (m).

d= diámetro real de la manguera o tubo (m).

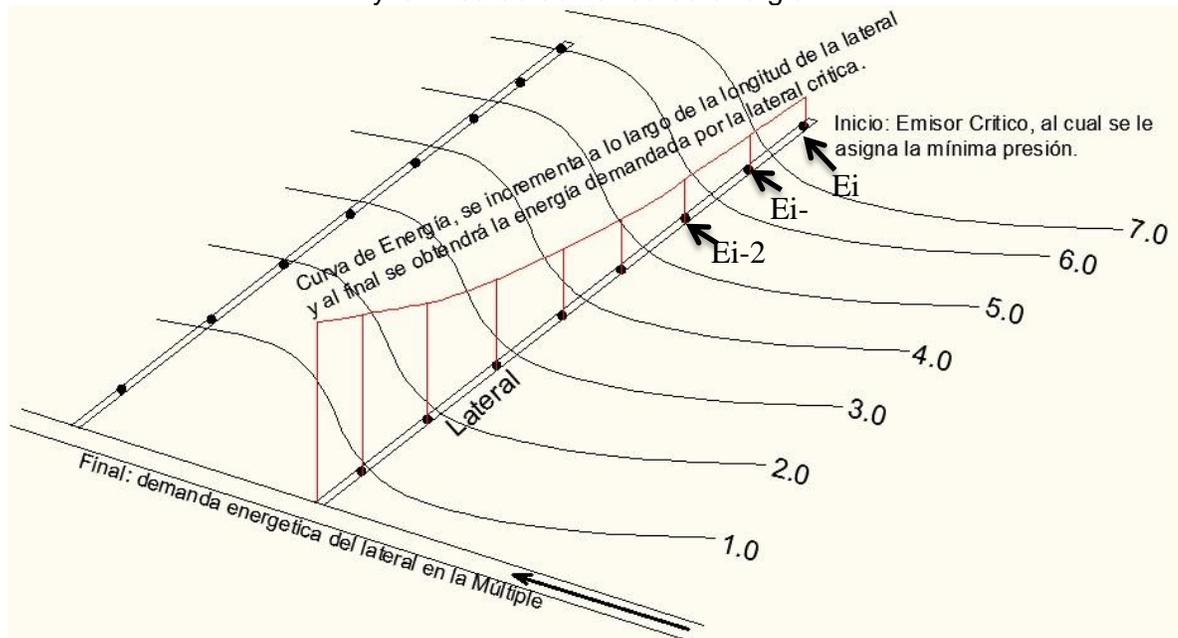
Q= caudal que recorre el tramo de manguera o tubo (m³/s).

g= gravedad (m/s²)

A= área transversal de la manguera o tubo (m²).

En la siguiente figura se indica cómo se inició el cálculo hidráulico:

Figura 5. Esquema de un submódulo de riego; se muestran las curvas de nivel de terreno y la línea de demanda de energía.



Si se observa, en la figura anterior y retomando la ecuación propuesta anteriormente, se puede decir que el caudal que se debe ingresar para el emisor crítico (Ei) debe ser el de mínimo funcionamiento, el cual corresponde al caudal que pasara en el último tramo de la manguera, para el cálculo de pérdidas del tramo anterior entre los emisores (Ei-1 y Ei-2) se debe tener en cuenta el caudal de los emisores siguientes, ósea el caudal de los emisores (Ei-1 y Ei).

En forma matemática la presión del emisor que se está calculando será:

$$h_i = h_{min} + \sum_{j=1}^{i-1} h_{ij}$$

En forma matemática el caudal en cada tramo será:

$$Q_i = \sum_{j=1}^i Q_j$$

Donde los Q_i son los caudales que arroja cada emisor.

Se recuerda que para el cálculo del factor de fricción se debe tener en cuenta que en todos los tramos de la manguera el caudal cambia, por lo tanto cambiara la velocidad, y de esta forma variara el *Número de Reynolds*.

- Calculo de factor de fricción para flujo laminar:

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

Donde Re : *Número de Reynolds*.

- Calculo de factor de fricción para flujo turbulento con la ecuación de *Colebrook – White*:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left(\frac{k_s}{3.7d} + \frac{2.51}{Re\sqrt{f}} \right)$$

- iv. Mediante el procedimiento del punto iii se logra obtener la presión necesaria de funcionamiento en el punto de unión de la lateral crítica y de la múltiple.
- v. Ya calculada la presión en el lateral critico se procede a calcular las perdidas en los siguientes laterales; pero como es un sistema de riego uniforme (igual cantidad de emisores e igual longitud de manguera de 16 mm), entonces se asume que a lo largo de todas los laterales tendrán las mismas perdidas.

2.7.7.4 Pérdidas en el sistema de filtrado

El sistema de filtrado fue diseñado de acuerdo a las condiciones de la fuente abastecimiento (Reservorio), según Jaramillo (2010) cuando la fuente hídrica es estacionaria, tiene contacto con la luz solar y que puede llegar a ser un medio óptimo para el crecimiento de algas, se debe tener en cuenta que el mejor de los sistemas de filtrado que se puede llegar a emplear son: Filtros de arena y Filtros de malla. La relación de estos filtros y la capacidad se halla de acuerdo a la cantidad de agua que se bombea. La metodología empleada Para el diseño y cálculo del sistema de filtrado fue la propuesta por Cifuentes (2006).

2.7.7.5 Pérdidas en la Unidad de Bombeo

Las pérdidas de carga producidas por los accesorios se calculan considerándolas como equivalentes a las siguientes longitudes de tubería:

Tabla 6: Longitud equivalente por accesorios en el sistema de succión I (aspiración)

Accesorio	Pérdidas (m) por longitud equivalente
1 Válvulas de pie	15 m de tubería
1 Codo de 90°	5 m de tubería
1 Cono Excéntrico	5 m de tubería
Tubo de aspiración	5 m de tubería

Fuente: http://www.elriego.com/informa_te/Calculos/bombas/pc-asp-impul.htm

Tabla 7: Longitud equivalente por accesorios en el sistema de succión II (impulsión)

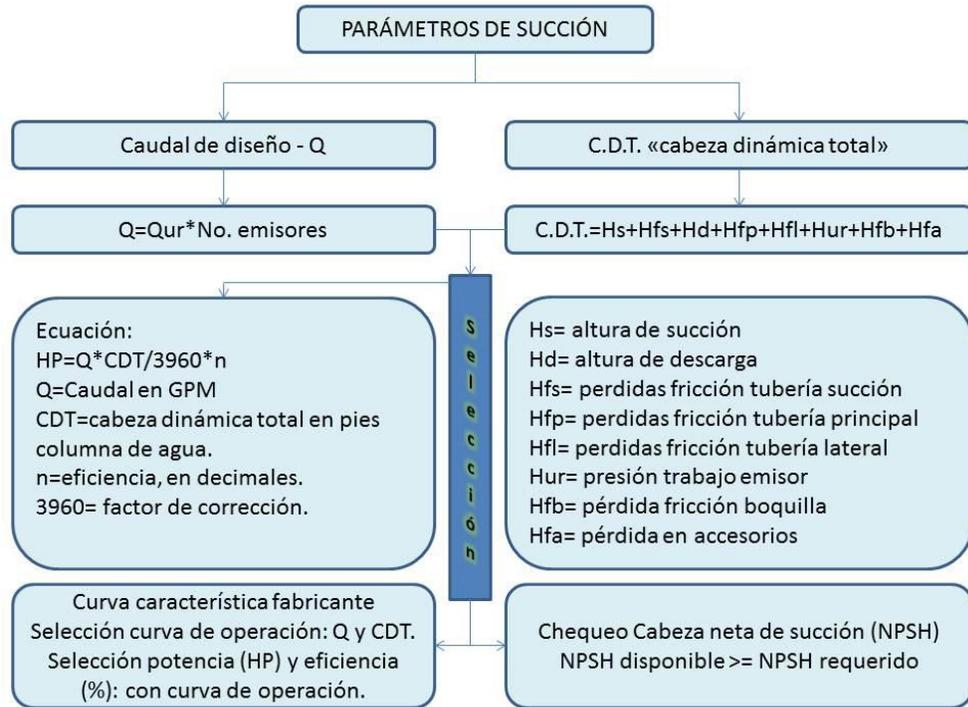
Accesorio	Pérdidas (m) por longitud equivalente
1 Cono concéntrico	5 m de tubería
1 Codo de 90°	5 m de tubería
2 Codos de 45°	10 m de tubería
Válvula de paso	5 m de tubería
Tubo de impulsión	5 m de tubería

Fuente: http://www.elriego.com/informa_te/Calculos/bombas/pc-asp-impul.htm

2.7.7.6 Selección de la Unidad de Bombeo

Según Cifuentes (2006), los parámetros de selección del sistema de bombeo a tener en cuenta son todas las pérdidas por fricción presentes en los diferentes submodulos de la red de riego, la presión necesaria de funcionamiento del emisor a emplear y las alturas presentes en el lugar de bombeo (altura de succión, y altura de descarga).

Figura 6. Parámetros a tener en cuenta en la selección de la unidad de bombeo.



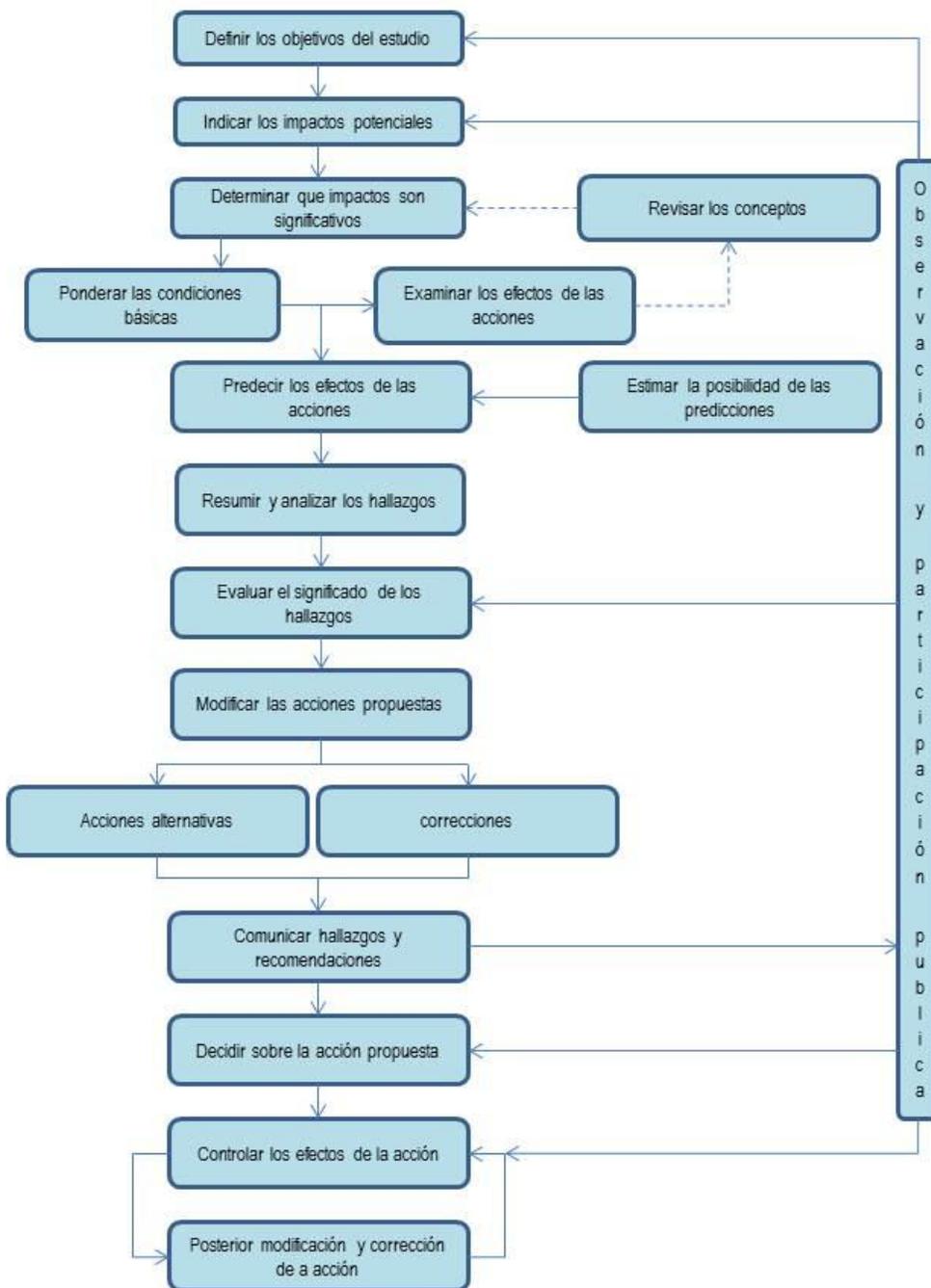
2.7.7.7 Tanque de almacenamiento

El tanque de almacenamiento fue diseñado bajo criterios propios de los autores del proyecto.

2.8 Metodología del impacto ambiental

Se tomó la metodología propuesta por NEPA

Figura 7. Fases de la evaluación de impacto (Westmen, 1985)



Fuente: Canter (1998).

3. RESULTADOS

3.1 Capacidad del reservorio

Se obtuvieron las curvas a nivel a partir de la metodología propuesta, curvas a nivel de todo el terreno a una equidistancia de 0.5 metros. Aplicando el método de las áreas medias, para el cálculo de la capacidad del reservorio se obtiene que:

Tabla 8. Cálculos para elaborar una curva típica Área – Volumen.

Dato	Cota i (m)	Área (m ²)	Suma de áreas (m ²)	Volumen (m ³)	Volumen Acumulado (m ³)	H acumulada (m)
1	478,50	0,025	0,025		0	0
2	479,00	6,653	6,678	1,6695	1,6695	0,5
3	479,50	41,159	47,837	11,953	13,6225	1
4	480,00	118,305	166,142	39,866	53,4885	1,5
5	480,50	275,611	441,753	98,479	151,9675	2
6	481,00	457,678	899,431	183,32225	335,28975	2,5
7	481,50	604,608	1504,039	265,5715	600,86125	3
8	482,00	760,644	2264,683	341,313	942,17425	3,5
9	482,50	934,909	3199,592	423,88825	1366,0625	4
10	483,00	1163,113	4362,705	524,5055	1890,568	4,5
11	483,50	1459,924	5822,629	655,75925	2546,32725	5
12	484,00	1763,807	7586,436	805,93275	3352,26	5,5
13	484,25	1952,299	9538,735	464,51325	3816,77325	5,75
Sumatoria		9538,735	9538,735	3816,77325	3816,77325	5,75

Aplicando la metodología de las áreas medias:

Primero se debe calcular el volumen para las áreas que se encuentran a una equidistancia de 0,5 metros, esto resultara el volumen parcial 1:

$$V1 = 0,5 \left(\frac{(0,025 + 1763,807)}{2} + \sum_{i=2}^{11} (0,025 + 6,653 + \dots + 1163,113 + 1459,924) \right)$$

$$V1 = 0,5(881,916 + 5822,63) = 3352,273 \text{ m}^3$$

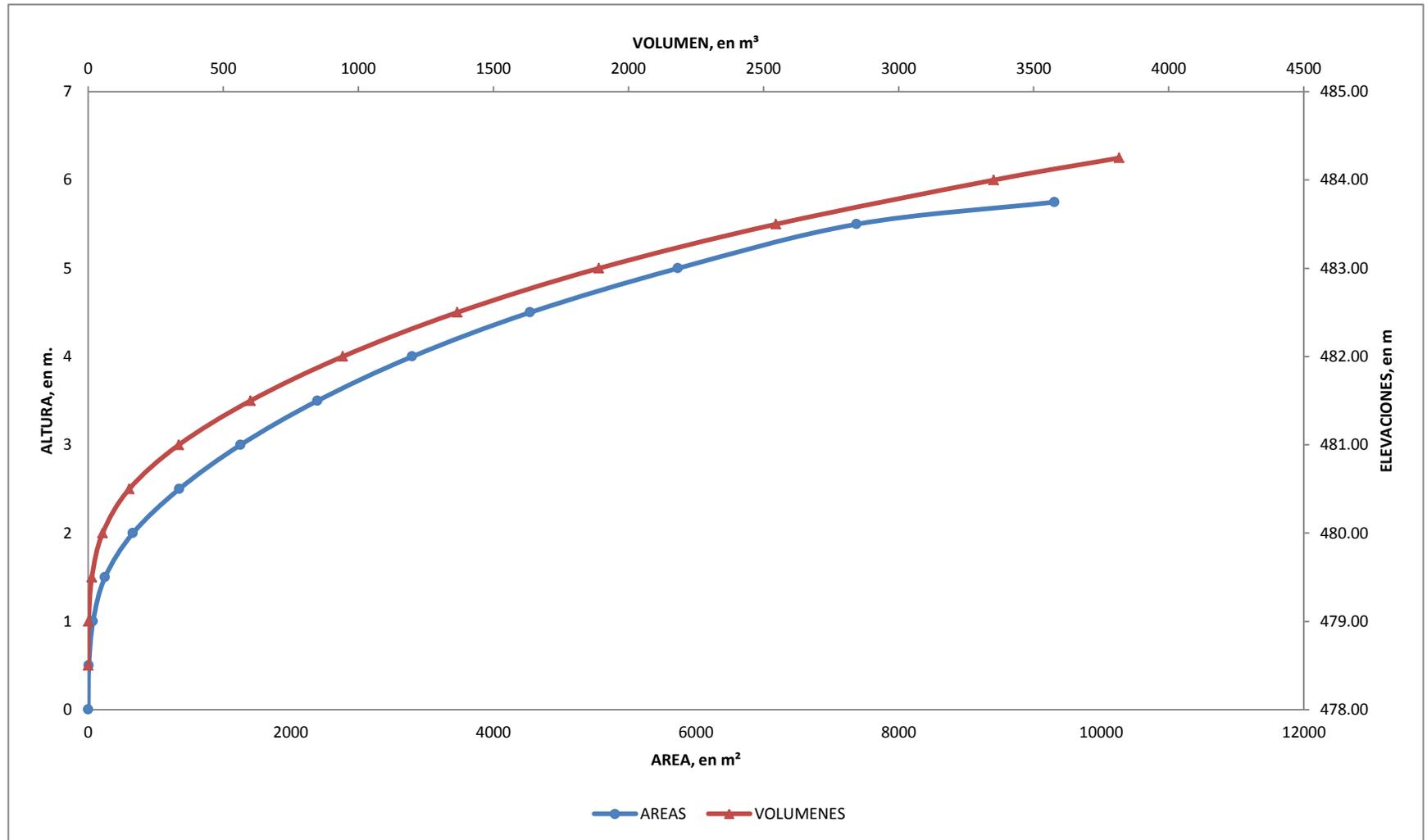
En segundo lugar se calcula el volumen parcial 2 con las dos áreas que se encuentran a una equidistancia de 0,25 metros:

$$V2 = 0,25 \left(\frac{(1763,807 + 1952,299)}{2} \right) = 464,513 \text{ m}^3$$

Y por último se realiza la sumatoria de los dos volúmenes parciales, de donde se obtendrá el volumen total del embalse:

$$Vt = (3352,273 + 464,513) \text{ m}^3 = 3816,786 \text{ m}^3$$

Grafica 3. Curvas de Área – Volumen, de acuerdo a la capacidad total del reservorio.



La anterior grafica se realiza con la tabla 8, donde se muestran los volúmenes y áreas correspondientes según cada elevación. Es necesaria la construcción de estas curvas para la obtención de la altura del muro de contención.

3.2 Calculo volumen útil del reservorio

A partir del *método de demandas variables* y de los registro hidroclimatologicos de la zona de estudio, se encuentra que existe dos épocas de lluvia (marzo - junio) y (septiembre - noviembre), y dos épocas de sequía (diciembre - febrero) y (julio - agosto), cada uno con volúmenes de aportación hídricas variables.

Para el cálculo del volumen útil se debe hallar el agua aportada y las demandas hídricas. Los cuales se presentan en los apartados 3.2.1 y 3.2.2. De acuerdo a esos volúmenes de agua se construye la siguiente tabla:

Tabla 9. Calculo de demanda variables para el año de diseño.

Mes	Volumen aportado m ³	Consumo o demanda m ³	Exceso parcial m ³	Exceso acumulado m ³	Déficit parcial m ³	Déficit acumulado m ³
enero	841,42	912,82			71,4	
febrero	564,47	954,32			389,85	
marzo	4496,735	913,32	3583,415			
abril	866,79	893,32			26,53	
mayo	1494,683	876,32	618,363			487,780
junio	1194,478	1053,32	141,158			
julio	731,486	1094,32		4342,936	362,834	
agosto	80,337	1366,32			1285,983	
septiembre	932,327	1047,32			114,993	
octubre	1448,173	1163,82	284,353			1763,81
noviembre	4993,553	782,32	4211,233			
diciembre	3949,178	698,32	3250,858	7746,444		

Se puede notar, que todos los excesos acumulados son mayores a los déficit acumulados, y de esta forma se puede afirmar, que se está tratando de un caso I, donde el periodo de exceso (4342,936 m³) es mayor al siguiente periodo de déficit (1763,81 m³).

De esta forma el volumen útil será el mayor de los dos déficit, luego el déficit mayor será:

$$V_{util} = 1763,81 m^3$$

3.2.1 Volumen de agua aportada:

Los registros hidroclimáticos de la estación Aeropuerto Benito Salas, muestran que para un tiempo de estudio de veinte (20) años (1988 - 2007), el periodo más seco, corresponde al mes de agosto del año 2001 con un valor en precipitación de 1021,4 mm.

Con este valor de lluvia y aplicando la metodología propuesta, se realiza la muestra de cálculo para el mes de enero del año 2001:

$$V_{\text{enero}} = (66168,65 \text{ m}^2 * 0,0398 \text{ m} * 0,29) + (1952,30 \text{ m}^2 * 0,0398) = 841,42 \text{ m}^3$$

Siguiendo esta metodología se obtiene la tabla de volúmenes aportados en el año 2001.

Tabla 10. Volúmenes de precipitación aportados mensuales en el año más crítico.

MES	Precipitación (m)	Volumen aportado (m ³)
enero	0,0398	841,42
febrero	0,0267	564,47
marzo	0,2127	4496,73
abril	0,041	866,78
mayo	0,0707	1494,68
junio	0,0565	1194,47
julio	0,0346	731,48
agosto	0,0038	80,33
septiembre	0,0441	932,32
octubre	0,0685	1448,17
noviembre	0,2362	4993,55
diciembre	0,1868	3949,17

3.2.2 Cálculo de las necesidades hídricas o uso consumo

El uso consumo para la zona de estudio, es la suma de las demandas de todas las necesidades hídricas, para ello se calculó la demanda hídrica por consumo humano, y consumo agrícola, los cuales se presentan en los apartados 3.2.2.1, 3.2.2.2, 3.2.2.3, y 3.2.2.4.

Tabla 11. Demandas hídricas (Consumo humano y Agrícola)

MES	Consumo Humano (m ³)	Pastos (m ³)	Limoncillo (m ³)	Moringa (m ³)	Demanda (m ³)
Enero	12	33,33	23,49	844	912,82
Febrero	12	33,33	23,49	885,5	954,32
Marzo	12	33,33	23,49	844,5	913,32
Abril	12	33,33	23,49	824,5	893,32
Mayo	12	33,33	23,49	807,5	876,32

Junio	12	33,33	23,49	984,5	1053,32
Julio	12	33,33	23,49	1025,5	1094,32
Agosto	12	33,33	23,49	1297,5	1366,32
Septiembre	12	33,33	23,49	978,5	1047,32
Octubre	12	33,33	23,49	1095	1163,82
Noviembre	12	33,33	23,49	713,5	782,32
Diciembre	12	33,33	23,49	629,5	698,32

3.2.2.1 Consumo Humano y Recreación

Para el cálculo mensual de la demanda por consumo humano y recreación, se tuvo en cuenta datos experimentales de Villamizar (1989), donde indica que la demanda hídrica de una persona es de 2,4 m³/mes, el cálculo se realizara para 5 personas permanentes en la finca:

$$V_{con\ humano} = 2,4\ m^3 * 5 = 12\ m^3$$

3.2.2.2 Uso consumo para Gramíneas

Según Villamizar (1989), afirma que las necesidades hídricas de las gramíneas se encuentran alrededor de 8000 m³/ha/año.

Realizando las conversiones debidas y teniendo en cuenta que el área sembrada es de 5000 m², y que se debe realizar el cálculo para un mes, entonces el consumo hídrico del pasto mensualmente es de:

$$V_{gramineas} = 33,33\ m^3$$

3.2.2.3 Uso consumo para Swinglea glutinosa

El consumo de agua en volumen, anual por hectárea del Swinglea glutinosa en la zona de estudio según Villamizar (1989) es de 8000 m³. Teniendo en cuenta que se va a sembrar el perímetro del predio correspondiente, a 880,8 m, y a un ancho de acción de la raíz de 0,4 m, los cuales quieren decir que se regara un área 352,32 m², se realiza el mismo procedimiento que se hizo para el cálculo de las demandas hídricas de Gramíneas.

$$V_{swinglea} = 23,49\ m^3$$

3.2.2.4 Uso consumo para *Moringa oleífera*

Según el cálculo del balance hídrico para la *Moringa oleífera* que se realizó con la metodología propuesta por Blaney – Criddles, se llegó a la conclusión, que se

necesitan 21860 m³ para regar una hectárea de moringa, anualmente. Según el propietario del predio se van a cultivar tan solo media hectárea (1/2 ha), lo cual da un volumen de:

$$V_{moringa} = 10930 \text{ m}^3$$

Este valor es la demanda hídrica anual, pero como se necesita mensualmente, no bastaría con dividirlo en 12, ya que para esta planta es más importante el cálculo de las necesidades hídricas mensuales por incidencia de evaporación y condiciones vegetativas del cultivo (Evapotranspiración), para los meses críticos de año (junio, julio, agosto y septiembre (IDEAM 2010)).

3.3 Curva de masas en el dimensionamiento del Reservorio

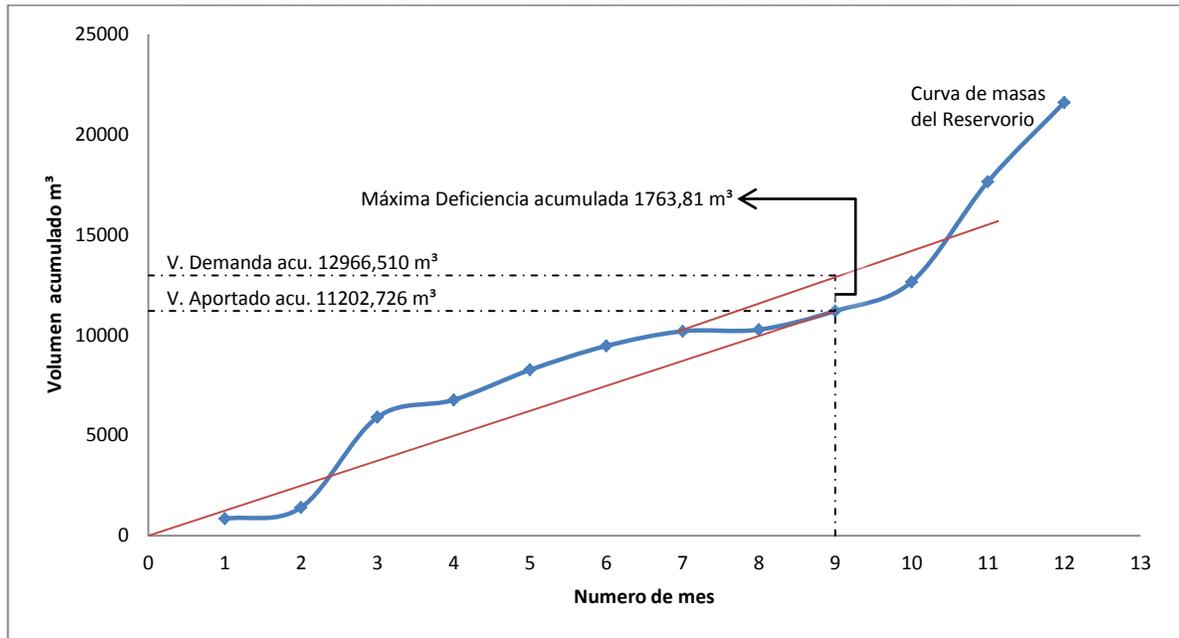
Se debe tener en cuenta lo hallado con anterioridad (volumen aportado y volumen de demanda), a partir de estos dos datos se calcula las restantes columnas, y consiguiente se encuentra la máxima demanda acumulada.

Tabla 12. Cálculo y dimensionamiento del volumen útil por el método de Curvas de Masas.

CURVA DE MASAS						
Mes	Volumen apor. M ³	Volumen apor. acumulado m ³ (V)	Consumo o demanda m ³ (D)	D - V (m ³)	D - V (m ³), positivos	
enero	841,42	841,42	912,82	71,4	71,4	
febrero	564,47	1405,89	954,32	389,85	461,25	
marzo	4496,735	5902,625	913,32	-3583,415		
abril	866,79	6769,415	893,32	26,53	26,53	
mayo	1494,683	8264,098	876,32	-618,363		
junio	1194,478	9458,576	1053,32	-141,158		
julio	731,486	10190,062	1094,32	362,834	362,834	
agosto	80,337	10270,399	1366,32	1285,983	1648,817	
septiembre	932,327	11202,726	1047,32	114,993	1763,81	Máximo
octubre	1448,173	12650,899	1163,82	-284,353		
noviembre	4993,553	17644,452	782,32	-4211,233		
diciembre	3949,178	21593,63	698,32	-3250,858		

Con la anterior tabla se procede a trazar las líneas de demanda y la curva de masa, de esta forma la curva de masas se traza con las columnas (Mes y Volumen aportado acumulado m³), y la línea de demanda, se toma como referencia el punto cero – cero (0-0) el mes de setiembre ya que es de máxima demanda “acumulada”, solo se traza la segunda línea de demanda paralela de esta donde se encuentre el mayor cambio de pendiente.

Grafica 4. Curva de masas en el dimensionamiento del reservorio



La diferencia entre las dos curvas de demandas corresponde al volumen útil que debe tener el reservorio para suplir las necesidades hídricas del predio, entonces de esta forma el volumen útil por Curva de masas, del embalse es de:

$$V_{util} = 1763,81 \text{ m}^3$$

3.4 Calculo de volumen muerto del Reservorio

Como ya se obtuvo el volumen útil del reservorio, el cual equivale a 1763,81 m³ y es necesario determinar el volumen muerto, la metodología tomada indica que el volumen muerto equivale al 8% del volumen útil del reservorio, entonces:

$$V_{muerto} = 1763,81 \text{ m}^3 * 8\% = 141,1048 \text{ m}^3$$

3.5 Calculo de Volumen Total del Reservorio

Es la suma del volumen útil y muerto que se encuentran en el dimensionamiento del reservorio.

$$V_{total} = 1763,81 \text{ m}^3 + 141,10 \text{ m}^3 = 1904,91 \text{ m}^3$$

3.6 Garantía del Volumen útil

Según la metodología escogida se debe hallar el volumen de agua evaporada mensualmente y el volumen de agua infiltrada es este mismo tiempo. La permeabilidad en la zona de estudio es alta (> 5.0 cm/hora), por tal motivo se debe impermeabilizar el área a humedecer, y por ende la permeabilidad cambiaría, entonces se considera que los suelos del reservorio quedaría con permeabilidad regular ($2.0 - 2.5$ cm/hora) después de la impermeabilización.

Y según la tabla 1 de Perdidas por filtraciones en embalses de la metodología de Villamizar (1989), el porcentaje es de 1.5%

Los resultados de la evaluación mensual se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 13. Evaluación del volumen útil para el año 1999

Periodo	Volumen aportado (m ³)	Volumen acumulado (m ³)	Volumen infiltrado (m ³)	Área superficie del agua (ha)	Volumen evaporado (m ³)	Volumen final (m ³)
Enero	271.84	271.84	4.08	0.039	51.91	215.86
Febrero	1245.37	1461.23	21.92	0.098	93.20	1346.11
Marzo	148.59	1494.71	22.42	0.099	166.72	1305.57
Abril	145.52	1451.09	21.77	0.095	145.45	1283.88
Mayo	160.69	1444.57	21.67	0.097	147.05	1275.85
Junio	87.73	1363.58	20.45	0.093	144.06	1199.07
Julio	11.33	1210.40	18.16	0.087	181.57	1010.67
Agosto	16.89	1027.57	15.41	0.079	183.83	828.32
Septiembre	430.04	1258.36	18.88	0.089	140.89	1098.59
Octubre	633.53	1732.13	25.98	0.109	169.82	1536.32
Noviembre	481.68	2018.00	30.27	0.122	156.65	1831.08
Diciembre	453.07	2284.16	34.26	0.134	190.95	2058.94

Con este balance se demuestra que el volumen útil del reservorio con el que se cuenta en el periodo de mayor precipitación es de 2058,94 m³, el cual servirá para suplir las demandas de agua de la zona de estudio.

De igual forma se puede notar que se tiene un excedente de agua entre volúmenes útiles de 295,13 M³, lo cual da para el criterio de diseño de estructuras de control de volúmenes (Aliviadero).

3.7 Calculo de Altura útil y muerta del Reservorio

Teniendo el valor del Volumen total, se puede retomar la tabla 8, para hallar la profundidad o altura correspondiente a esta cantidad de volumen. Realizando una

interpolación entre los volúmenes acumulados de los datos 10 y 11 de la tabla 8, se obtiene una altura:

$$H_{muerta+util} = 4,51 \text{ m}$$

La cual correspondería a la altura de volumen muerto, mas, la altura del volumen útil.

3.8 Calculo del borde libre

Depende de diferentes variables como: altura de carga, altura por oleaje, y altura libre, de esta forma el borde libre está dado por:

$$Bl = Hd + Ho + Hl.$$

Los cálculos de estas componentes se encuentran en los apartados 3.8.1, 3.8.2, y 3.8.3. Reemplazando se tiene que el borde libre es:

$$Bl = 0.25m + 0.05m + 0.2m.$$

$$Bl = 0.50 \text{ m}$$

3.8.1 Altura de Carga (Hd)

Se debe realizar el análisis estadístico de las precipitaciones para un tiempo de estudio correspondiente a 20 años, este análisis estadístico se realiza según la distribución de Gumbel, y se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 14. Precipitación máxima en 24 horas estimada para periodos de retorno

Periodo de retorno T (años)	$F_{(x)}=1-(1/T)$	Precipitación máxima en 24 hr (mm)
5	0.80	110.43
10	0.90	125.76
15	0.93	134.41
20	0.95	140.47
25	0.96	145.14
50	0.98	159.51
100	0.99	173.78

Donde $F_{(x)}$, es la probabilidad (en decimal) que ocurra ese evento para estos periodos de retorno. La precipitación estimada para un periodo de retorno de 20 años es de 145.14 mm en 24 horas (precipitación de diseño). Como no se tiene la intensidad de la lluvia para calcular el caudal pico cuando el reservorio este lleno se debe calcular el tiempo de concentración, el coeficiente de escorrentía del área aportante y el caudal máximo que esta área pueda aportar al vaso almacenador, estos cálculos se presentan en los apartados 3.8.1.1, 3.8.1.2 y 3.8.1.3

Para calcular la carga máxima sobre el nivel de aguas normales se decide trabajar con un vertedero de cresta ancha, con una longitud de la cresta de 1 metro (criterio de los diseñadores), y se emplea la ecuación de Francis, así:

$$0.23 = 1.84 * 1.00 * Hd^{3/2}$$

$$Hd = 0.25m$$

3.8.1.1 Tiempo de concentración y precipitación crítica

La mayor distancia que se presenta de un punto cual quiera del área aportante al reservorio equivale a 182 metros, la cual corresponde a la longitud de la corriente principal, y adicional a esto la diferencia topografía entre el sitio más alejado de la cuenca y la salida es igual a 27.5 metros. Reemplazando valores se tendría que:

$$T_c = 0.02 \frac{182^{1.15}}{27.5^{0.38}} = 2.26 \text{ min.}$$

Sin embargo debido a que el tiempo de concentración de la cuenca es menor de una hora, la precipitación de diseño se debe estimar como un 30% de la precipitación máxima diaria (Villamizar, 1989). De esta manera, la precipitación crítica es:

$$P_c = 145.14 * 0.30 = 43.54 \text{ mm/hora}$$

3.8.1.2 Calculo del coeficiente de escorrentía del área aportante (C)

El área aportante se divide según los parámetros que se presentan en la tabla 15:

Tabla 15. Caracterización de uso de suelo del área aportante.

Cobertura del suelo	Área (m ²) (A)	Pendiente (%)	Tipo de suelo	C	A*C
Pastos	17541.62	8.84	Permeable	0.25	4385.41
Pastos	2215.54	33.33	Permeable	0.3	664.66
Vegetación Ligera	8963.3	13.1	Semipermeable	0.25	2240.83
Pastos	20636.38	19.38	Permeable	0.25	5159.10
Pastos	6114.83	27.76	Permeable	0.3	1834.45
Pastos	30.8	45.83	Permeable	0.3	9.24
Vegetación Ligera	4831.4	18.23	Semipermeable	0.45	2174.13
Vegetación Ligera	3164.46	27.08	Semipermeable	0.5	1582.23
Vegetación Ligera	2235.06	24.60	Semipermeable	0.5	1117.53
Vegetación Ligera	134.11	23.47	Semipermeable	0.5	67.06
Vegetación Ligera	301.15	45.83	Semipermeable	0.5	150.58
Área total	66168.65				

Aplicando la ecuación para el cálculo del coeficiente de escorrentía promedio se tendría:

$$C = \frac{[4385.41 + 664.66 + 2240.83 + 5159.1 + 1835.45 + 9.24 + 2174.13 * 1582.23 + 1117.53 + 67.06 + 150.58]}{66168.65}$$

$$C_{\text{area aportante}} = 0.29$$

3.8.1.3 Calculo del caudal máximo

Para hallar el caudal máximo se necesita el anterior dato del cálculo del coeficiente de escorrentía promedio de la zona de estudio (0.29), la precipitación crítica (43.54 mm/h) y la cantidad de área aportante de la zona (6.62 ha).

$$Q_{\text{max}} = \frac{0.29 * 43.54 \text{ mm/h} * 6.62 \text{ ha}}{360} = 0.23 \text{ m}^3/\text{s}.$$

3.8.2 Altura por oleaje (Ho)

Se considera la velocidad del viento 45 Km/hr (asumido), también la distancia máxima en línea recta que existe entre la presa y el punto del embalse más alejado de la misma la cual corresponde a 0.105 Km. Reemplazando en la ecuación propuesta en la metodología se obtiene:

$$H_o = [(0.005 * 45) - 0.068] * \sqrt{0.105} = 0.05 \text{ m}$$

3.8.3 Altura libre (HI)

Para el diseño del reservorio se tomó una altura libre de 0.2 m. la cual fue a criterio de los diseñadores.

3.9 Diseño del muro de contención

Para el diseño del muro de contención se tuvo en cuenta el estudio de suelo que determinó la capacidad portante del terreno, y el estudio topográfico, el cual arrojó la longitud del muro.

Cota del suelo de cimentación= 478,5 (Anexos D)

Cota máxima del muro= 483,5 (Anexos D)

Longitud del muro= 15.83m \approx 16m (Anexos D)

Capacidad portante del suelo= 1,70Kg/cm² (Anexos – B.6)

Aplicando la metodología propuesta se obtiene:

$$A_{muro} = 483.5 \text{ m} + 1 \text{ m} - 478.5$$

$$A_{muro} = 6 \text{ m}$$

Se realizaron diferentes diseños de muros con el fin de tomar la vía más eficiente de acuerdo al factor económico, a continuación se presentan los tres (3) diseños.

3.9.1 Muro de contención en concreto ciclópeo

El siguiente diseño del muro está evaluado por metro lineal, y no se tuvo en cuenta el empuje pasivo, ya que de esta forma da mayor seguridad a la estructura.

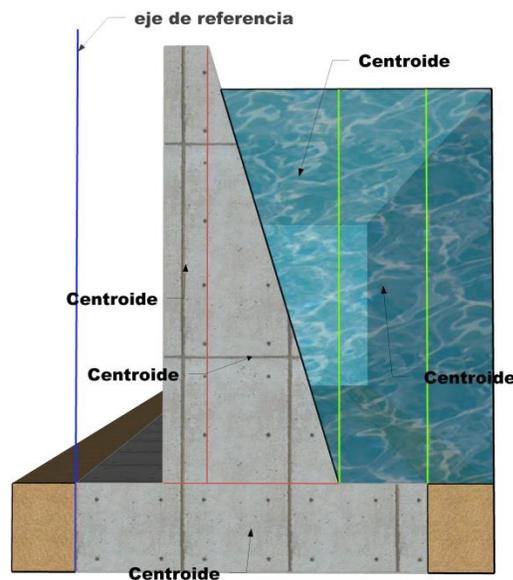
Lo pesos específicos con que se trabajaron para el siguiente diseño son:

Concreto ciclópeo= 2200 Kg/m³

Agua = 1000 Kg/m³

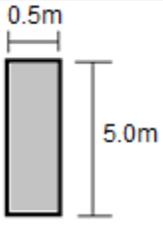
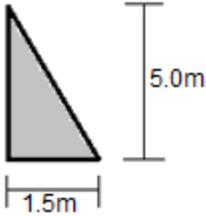
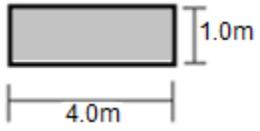
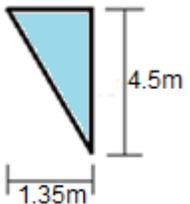
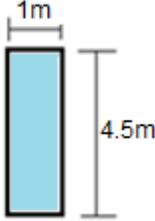
El área de la sección transversal del muro fue dividida en tres figuras geométricas y su eje de referencia fue ubicado en la parte izquierda, como se muestra en la figura 8, y el diseño se realizó cuando el reservorio esta es su máxima capacidad, debido al empuje que presenta el agua represada.

Figura 8. División de la sección transversal del muro en figuras geométricas con su centroide.



Se realizaron los respectivos tanteos y el diseño que se propone para la construcción del muro es el que se muestra a continuación (tabla 16):

Tabla 16. Dimensionamiento del muro en concreto ciclópeo

Figura	Área (m ²)	W (kg/m)	\bar{X} (m)	$W\bar{X}$
	2.5	5500	1.25	6875
	3.75	8250	2	16500
	4	8800	2	17600
	3.0375	3037.5	2.55	7745.63
	4.5	4500	3.5	15750

$$\sum W = 30087.5 \quad \sum W\bar{X} = 64470.63$$

Dónde:

\bar{X} =Distancia desde el eje de referencia y el centroide de la figura (m).

$\sum W$ =El peso total del muro (kg/m) en un metro lineal.

$\sum W\bar{X}$ = Momento del muro en punto del eje de referencia (kg por metro lineal).

Se calcula el empuje del agua:

$$E_{\text{agua}} = \frac{\frac{1000\text{kg}}{\text{m}^3} * (4,5\text{m})^2}{2} = 10125\text{kg/m}$$

Como el empuje total del agua está ubicado en el centroide del triángulo (h/3) entonces el centroide del triángulo = $4,5 / 3 = 1,5\text{m}$

$$E_{\text{Total del agua}} = 10125\text{Kg/m} * 1,5\text{ m} = 15187,5\text{kg}$$

Se evalúa la resultante del agua y el muro en momento:

$$\bar{X} = \frac{64470,63 - 15187,5}{30087,5} = 1,64\text{m}$$

Se debe cumplir que \bar{X} debe ser mayor que $\frac{1}{3}h$, menor que $\frac{2}{3}h$

En donde:

h=el ancho de la cimentación en metros

Se hace el chequeo de la condición

$$1,33 < 1,64 < 2,67 \quad \text{OK}$$

Se calcula la excentricidad:

$$e = \frac{4\text{m}}{2} - 1,64 = 0,36\text{m}$$

Se evalúa el esfuerzo máximo y mínimo:

$$\sigma = \frac{30087,5}{40000} \left(1 \pm \frac{6(0,36)}{6} \right)$$

$$\sigma_{\text{max}} = 1,02\text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{min}} = 0,48\text{kg/cm}^2$$

El esfuerzo máximo no puede superar la capacidad portante del estudio de suelos (Anexos – B.6). Se cumple esta condición.

$$\sigma_{\text{minimo de estudio}} = 1,70\text{kg/cm}^2$$

3.9.1.1 Análisis de estabilidad al volcamiento

$$\text{Factor de seguridad al volcamiento} = \frac{64470.63}{15187.5}$$

$$\text{Factor de seguridad al volcamiento} = 4,24 > 2 \quad OK$$

3.9.1.2 Análisis de estabilidad al deslizamiento

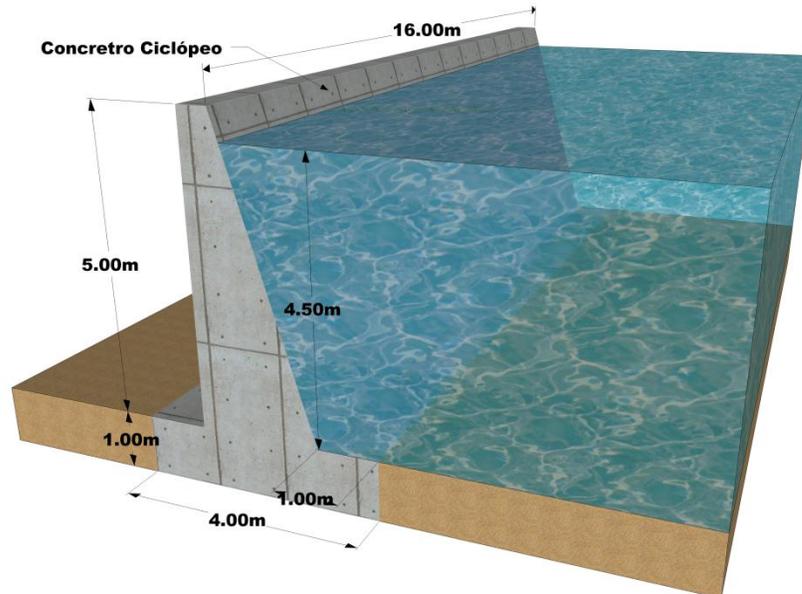
El coeficiente de fricción (n) entre el suelo y el material del muro. Según los resultados del apique se decidió trabajar con el coeficiente de las arenas y concreto que está en un rango de 0.45 a 0.65 (Ferdinand, et al, 2007), del cual se utilizó 0.55.

$$\text{Factor de seguridad del deslizamiento} = \frac{30087.5 * 0,55}{10125}$$

$$\text{Factor de seguridad deslizamiento} = 1,63 \geq 1,5 \quad OK$$

El muro de contención no tendrá ningún problema de inestabilidad, y se necesitan 10.25m^3 por cada 1ml, y tendrá las siguientes medidas como se representa en la figura 9.

Figura 9. Vista general del muro de contención en concreto ciclópeo con sus respectivas medidas.



3.9.2 Muro de contención en tierra

Es la estructura principal del proyecto y se planea construir en parte con material de la misma área a embalsar, con el objetivo de reducir los costos. Para el diseño del muro de tierra se tuvieron en cuenta los resultados obtenidos en el ensayo de proctor modificado (Anexos – B.2), que determinó la humedad óptima para la compactación del suelo del 9%, y la densidad seca máxima de 121.3 lb/pie³ equivalentes a 1947 Kg/m³.

Los pesos específicos con los que se trabajaron para el siguiente diseño son:

Peso específico del suelo= 1947Kg/m³

Peso específico del agua = 1000Kg/m³

Altura de la presa= 6m

3.9.2.1 Corona de la presa

El ancho de la corona de la presa se determinó en función de la altura máxima de diseño, el material del dique y las características hidrológicas de la región. Utilizando la metodología planteada se obtiene que:

$$C = 3 + (6.00/5) = 3.6 \text{ metros}$$

3.9.2.2 Diseño de los taludes

Como la altura de la presa es de 6m, y el material es arenoso con buena capacidad de compactación, se trabajó con las condiciones más críticas. El talud aguas arriba con inclinación de 4:1, (horizontal a vertical) y aguas abajo de 3:1. Para obtener estas condiciones se debe re-direccionar a la tabla 4.

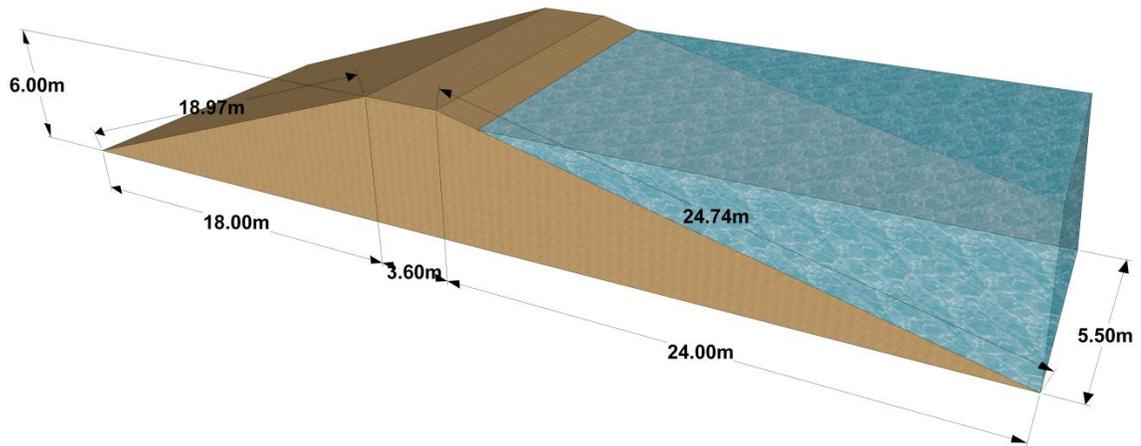
3.9.2.3 Volumen del material de la presa

El volumen total requerido para la construcción de la presa será:

$$V_{Total} = \left[(3.6 * 6 * 16) + \left(\frac{18 * 6}{2} * 16 \right) + \left(\frac{24 * 6}{2} * 16 \right) \right] m^3$$

$$V_{Total} = 2361.6m^3$$

Figura 10. Vista general del muro de contención en tierra con sus respectivas dimensiones.



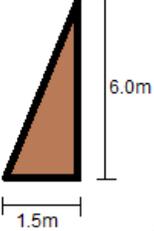
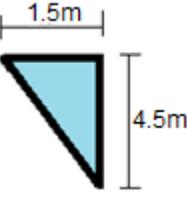
No se cuenta con el volumen del material suficiente para la construcción de la presa, y si se construyera reduciría la capacidad de almacenamiento del reservorio.

3.9.3 Diseño del muro revestido con concreto 245 Kg/cm²

Para reducir el volumen de la presa sin, tener en cuenta el ángulo de los taludes, pero con un buen revestimiento para evitar problemas de inestabilidad, se propone el siguiente diseño:

Tabla 17. Dimensionamiento del muro en tierra

Figura	Área (m ²)	W (kg/m)	\bar{X} (m)	$W\bar{X}$
	6	11682	2	23364
	6	11682	3.16	36915.12

	4.5	8761.5	1	8761.5
	3.375	3375	3.67	12386.25
$\Sigma W = 30087.5$		$\Sigma W\bar{X} = 64470.63$		

Dónde:

\bar{X} =Distancia desde el eje de referencia y el centroide de la figura (m).

ΣW =El peso total del muro (kg/m) en un metro lineal.

$\Sigma W\bar{X}$ = Momento del muro en punto del eje de referencia (kg por metro lineal).

Se calcula el empuje del agua:

$$E_{agua} = \frac{\frac{1000kg}{m^3} * (4,5m)^2}{2}$$

$$E_{agua} = 10125kg/m$$

Como el empuje total del agua está ubicado en el centroide del triángulo (h/3) entonces: Centroide del triángulo= 4,5 / 3=1.5m

$$E_{Total\ del\ agua} = 10125\ kg/m * 1.5\ m$$

$$E_{Total\ del\ agua} = 15187.5kg$$

Se evalúa la resultante del muro, haciendo momento:

$$\bar{X} = \frac{81426.87 - 15187.5}{35500.5}$$

$$\bar{X} = 1,86m$$

Se debe cumplir que \bar{X} debe ser mayor que $\frac{1}{3}h$, menor que $\frac{2}{3}h$

Dónde:

h=el ancho de la cimentación en metros
Se hace el chequeo de la condición

$$1.5 < 1.86 < 3.0 \quad \text{OK}$$

Se calcula de la excentricidad de la resultante:

$$e = \frac{4.5m}{2} - 1.86 = 0.38m$$

Se evalúa el esfuerzo máximo y mínimo:

$$\sigma = \frac{36625.5}{45000} \left(1 \pm \frac{6 (0,38)}{6} \right)$$

$$\sigma_{max} = 1,09 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{min} = 0,49 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo máximo no puede superar la capacidad portante del estudio de suelos (Anexos – B.6). Se cumple esta condición.

$$\sigma_{minimo \text{ de estudio}} = 1,70 \text{ kg/cm}^2$$

3.9.3.1 Análisis de estabilidad al volcamiento

$$\text{Factor de seguridad al volcamiento} = \frac{81426.87}{15187.5}$$

$$\text{Factor de seguridad al volcamiento} = 5,36 > 2 \quad \text{OK}$$

3.9.3.2 Análisis de estabilidad al deslizamiento

Como el coeficiente de fricción entre tierra y tierra varia de 0.2 a 1 se tomó el promedio para realizar los cálculos (0.5) re-direccionarse a la tabla 3.

$$\text{Factor de seguridad al deslizamiento} = \frac{35500.5 * 0,5}{10125}$$

$$\text{Factor de seguridad al deslizamiento} = 1,75 \geq 1,5 \quad \text{OK}$$

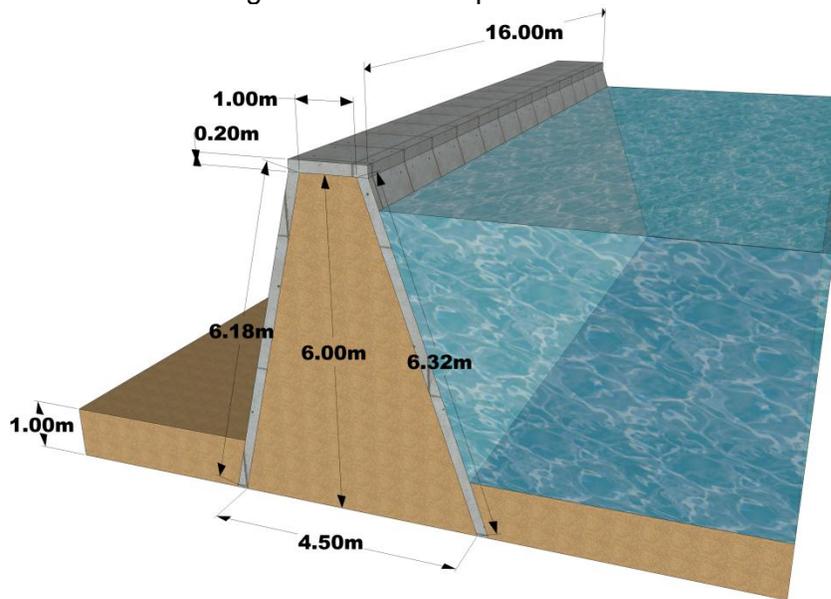
Según el anterior diseño se necesitan 16.5m³ por cada 1ml, dando como resultado un muro de contención con 264m³.

Para la construcción del anterior diseño de la presa se contará con el material obtenido de la excavación del vertedero de excesos, (aliviadero) y los cortes del área del reservorio. El material deberá estar libre de toda materia orgánica, y tener la humedad óptima de compactación y deberá ser rellenado y compactado en capas de 25 cm.

3.9.3.3 Revestimiento con una capa de concreto de 245 Kg/cm².

Debido a la pendiente de los taludes y al pequeño ancho de la corona el mejor revestimiento para la presa es en concreto de 245 Kg/cm² con un espesor de 0.20m, moldeándola por piezas separadas (2m x 2m) y colocando entre las dos partes adyacentes material elástico (goma de 0.02m de ancho), para evitar roturas de la placa por la retracción del cemento, reforzada con varillas de 3/8" espaciadas cada 0.2m. (Figura 11).

Figura 11. Vista general del muro de contención en tierra revestido en concreto de 245Kg/cm² con sus respectivas dimensiones.



3.10 Diseño hidráulico del Vertedero de excesos.

La obra de excesos consiste en un canal de sección transversal (vertedero de cresta ancha), el cual entregará sus aguas al mismo cauce del cual se beneficia el reservorio 17 metros aguas abajo del dique. Dicho cauce entrega sus aguas a canal de drenaje de la zona.

De acuerdo al cálculo de la carga máxima sobre el aliviadero (H_d), el caudal de máxima avenida ($0.23 \text{ m}^3/\text{s}$ para un periodo de retorno de 25 años).

La sección transversal estimada del canal fue un 1m de base por una altura de la lámina de agua (H_d) de 0.25m (Ver diseño de borde libre).

Efecto de la velocidad: en este punto se debe cumplir la condición de cargas hidráulicas, para que la velocidad sea despreciable.

$$H_a = \left(\frac{h}{H_d} \right) \gg 1.33$$

Dónde:

H_a = carga de la velocidad (m)

h = altura del dique hasta la cresta del vertedero (m)

H_d = altura del agua sobre la cresta del vertedero (m)

Remplazando se tiene:

$$\left(\frac{4\text{m}}{0.25\text{m}} \right) = 18 \gg 1.33$$

Como el efecto de la velocidad es despreciable entonces:

$$H_e = H_d$$

Dónde:

H_e = carga total sobre el vertedero (m)

$$H_e = 0.25\text{m}$$

Velocidad del flujo: la que se presenta en la cresta del vertedero, aplicando la ecuación de continuidad:

$$V = \frac{0.23 \text{ m}^3/\text{s}}{(1\text{m} * 0.25\text{m})}$$

$$V = 0.92\text{m/s}$$

Altura crítica y la velocidad crítica: para determinar el tipo del flujo en el vertedero:

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{(0.23 \text{ m}^3/\text{s})^2}{(9.81 \text{ m/s}) * 1 \text{ m}}}$$

$$Y_c = 0.175\text{m}$$

A partir de la altura crítica se calcula la velocidad

$$V_c = \sqrt{9.81\text{m/s} * 0.175\text{m}}$$

$$V_C = 1.31\text{m/s}$$

Como $Y_C < h$, y $V_C > V$ (calculada en el vertedero), el flujo es de tipo lento o sub crítico. Condiciones óptimas para el flujo de agua en el vertedero.

3.10.1 Borde libre del vertedero de excesos

Calculado con la metodología propuesta y teniendo en cuenta que la altura de la lámina de agua en la cresta del vertedero es de 0.25 m calculada con anterioridad y la cual es equivalente a 0.82 ft, se procedió a estimar el borde libre, teniendo en cuenta que el coeficiente C de acuerdo a su capacidad se puede tomar 1.5 por capacidad menor a 20 ft³/s (Chow, 1994).

:

$$F = \sqrt{(1.5) * (0.82)}$$

$$F = \sqrt{1.23}$$

$$F = 1.11\text{pies} \approx 0.34\text{m}$$

Para disminuir el borde libre del vertedero se propone que sea del 50% de la profundidad del flujo (Chow, 1994):

$$Bl = 0.25\text{m} * 0.5$$

$$Bl = 0.13\text{m}$$

La altura total del vertedero es:

$$h = 0.25\text{m} + 0.13\text{m}$$

$$h = 0.38\text{m} \approx 0.40\text{m}$$

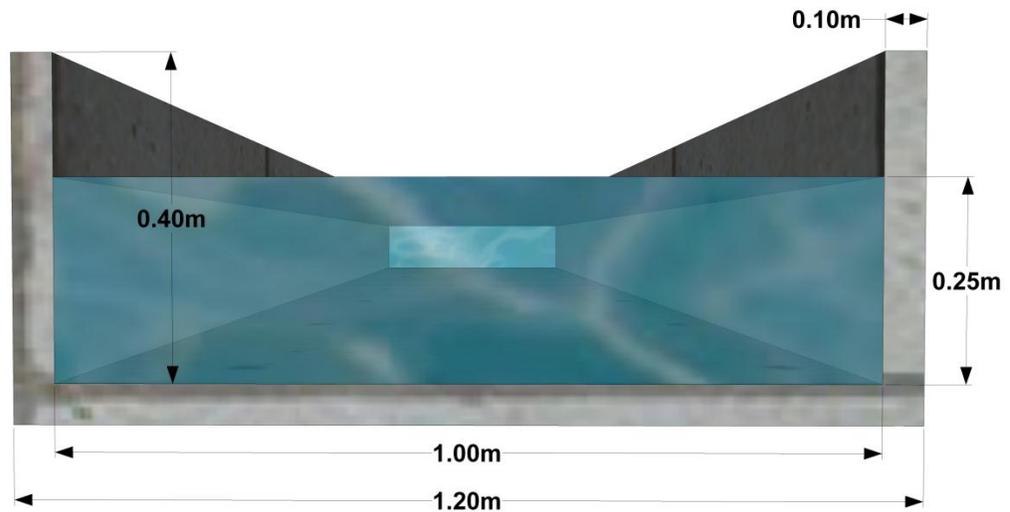
El radio hidráulico es igual a:

$$R = \frac{0.25\text{m}^2}{1.5\text{m}}$$

$$R = 0.167\text{m}$$

El aliviadero tendrá una altura total de 0.4m en cada uno de sus tramos, ver figura 12.

Figura 12. Vista general del canal de excesos (Aliviadero)



3.10.2 Material de revestimiento del vertedero de excesos

El vertedero de excesos descarga sus aguas 17 metros abajo del centro del dique y está dividido en cinco tramos, con diferentes coeficientes de rugosidad, con el propósito de disminuir energía potencial al agua, debido a las fuertes pendientes.

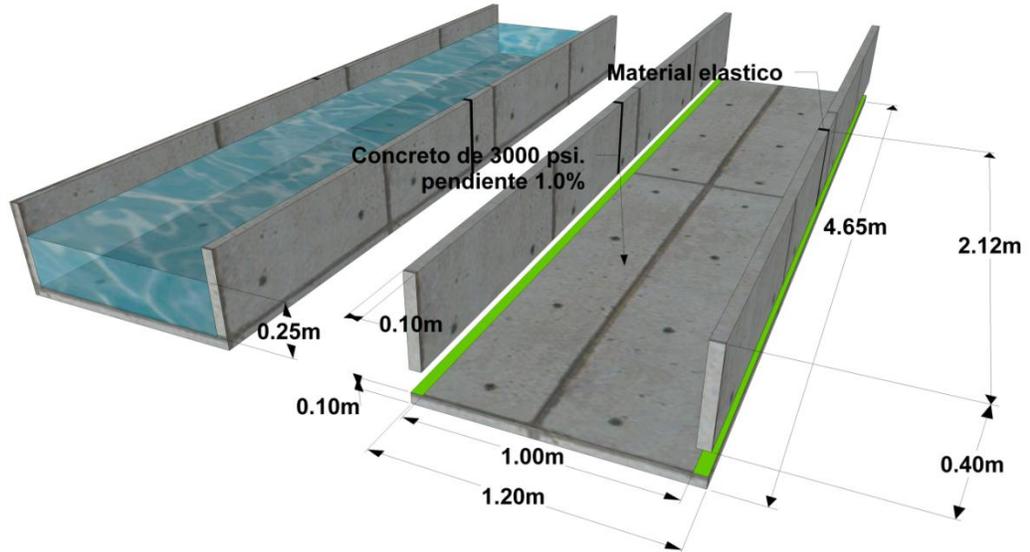
Evaluación de la velocidad en cada tramo: se evalúa cambiando el material de revestimiento con el objetivo de disminuir la energía al agua, y tener velocidades permisibles en los canales, y se realizó con la metodología propuesta (ecuación de Manning).

El primer tramo (Figura 13) tiene una longitud de 4.65m y una pendiente del 1%, y un coeficiente de rugosidad de 0.014 (canal revestido en concreto) (Villamizar, 1989); teniendo esto en cuenta y los datos calculados con anterioridad, se aplica la ecuación:

$$V = \frac{1}{0.014} * (0.167)^{2/3} * (0.01)^{1/2}$$

$$V = 2.21m/s$$

Figura 13. Vista general del tramo # 1 del canal de excesos

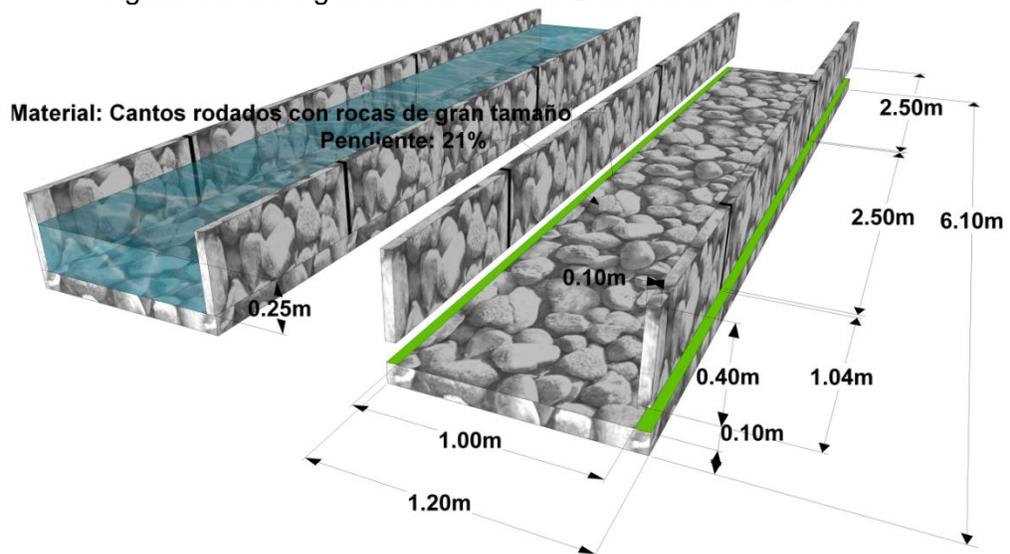


El segundo tramo (Figura 14) tiene una longitud de 6.1m, y una pendiente del 21%, dada por la topografía de la zona, y un coeficiente de rugosidad alto del 0.05, para reducir la velocidad del fluido (fondo: cantos rodados con grandes rocas) (Chow, 1994).

$$V = \frac{1}{0.05} * (0.167)^{2/3} * (0.21)^{1/2}$$

$$V = 2.84m/s$$

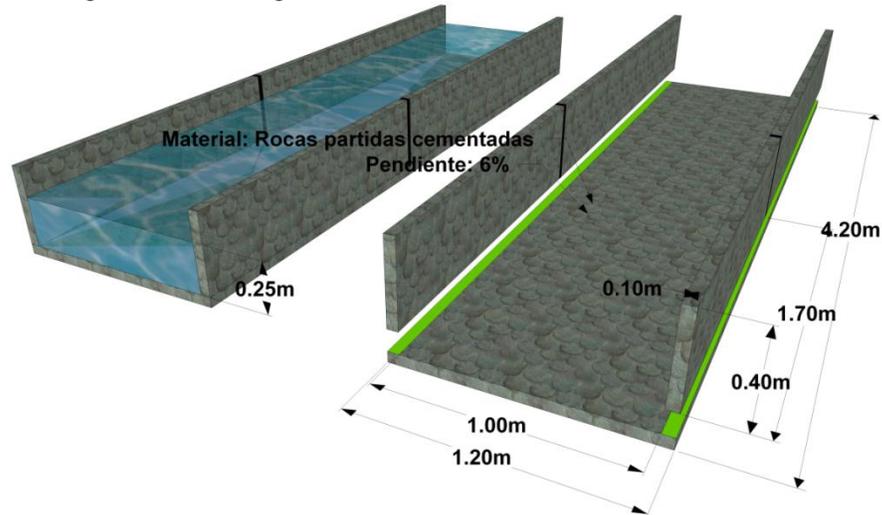
Figura 14. Vista general del tramo # 2 del canal de excesos



El tercer tramo (Figura 15) tiene una longitud de 4.2m y una pendiente del 6%, y un coeficiente de rugosidad de 0.03 (piedras partidas cementadas) (Chow, 1994).

$$V = \frac{1}{0.03} * (0.167)^{2/3} * (0.06)^{1/2} = 2.53m/s$$

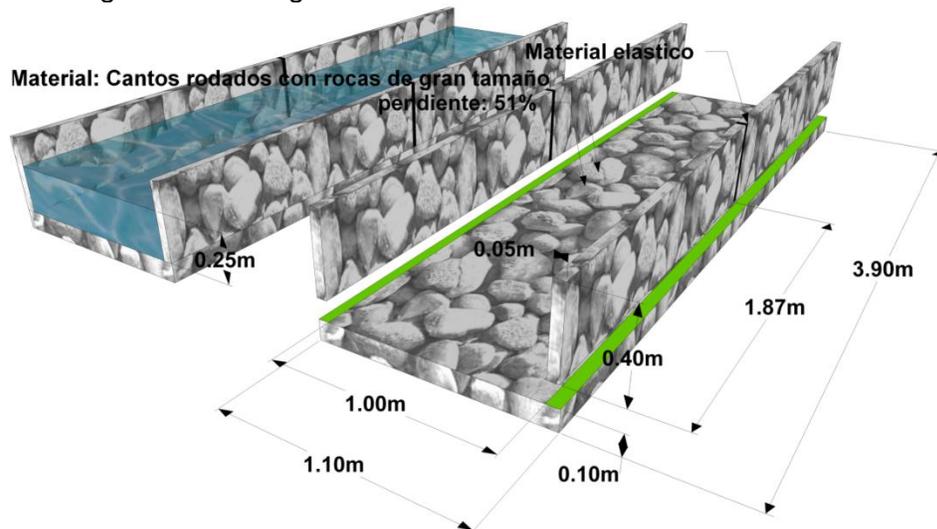
Figura 15. Vista general del tramo # 3 del canal de excesos



El cuarto tramo (Figura 16) tiene una longitud de 3.90 m y una pendiente del 51%, y un coeficiente de rugosidad alto del 0.05, para reducir la velocidad del fluido (fondo: cantos rodados con grandes rocas) (Chow, 1994).

$$V = \frac{1}{0.05} * (0.167)^{2/3} * (0.51)^{1/2} = 4.43m/s$$

Figura 16. Vista general del tramo # 4 del canal de excesos

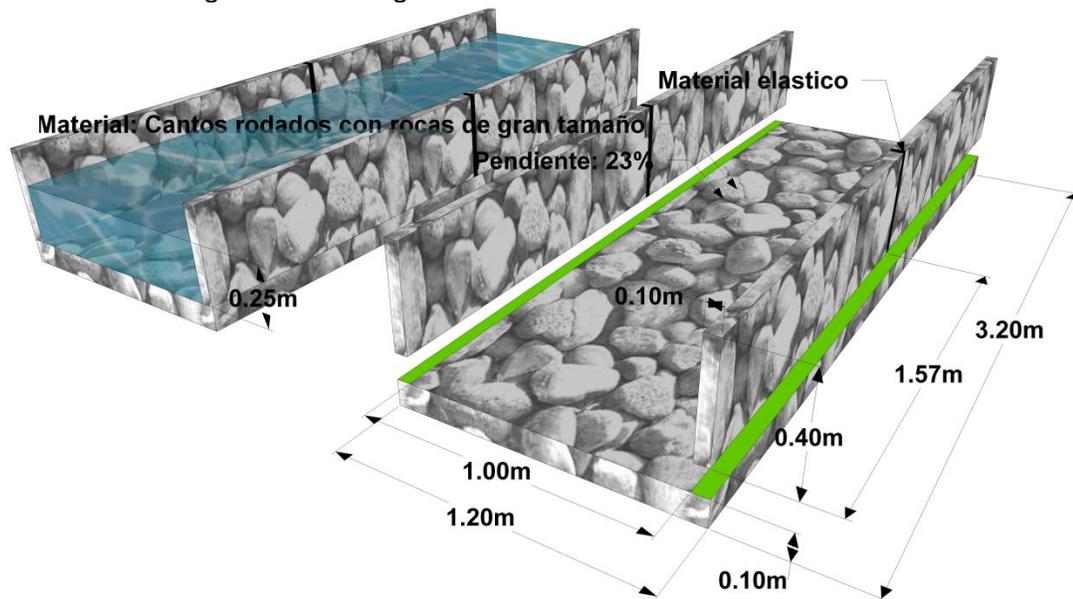


El último tramo (Figura 17) del vertedero posee una longitud de 3.2m y una pendiente promedio del 23%, y un coeficiente de rugosidad alto del 0.05, para reducir la velocidad del fluido (fondo: cantos rodados con grandes rocas) (Chow, 1994).

$$V = \frac{1}{0.05} * (0.167)^{2/3} * (0.23)^{1/2}$$

$$V = 2.97m/s$$

Figura 17. Vista general del tramo # 5 del canal de excesos



3.11 Diseño del pozo de amortiguación

Para el diseño se calcula la velocidad en pie de la presa:

$$V = \sqrt{2 * (9.81 m/s) * (4m - (0.5 * 0.25m))}$$

$$V = 8.72m/s$$

Se procede a calcular la altura del agua a la salida o pie de la presa (Y_1), con un Q_{max} para 25 años (m^3/s) y una base del vertedero de 1 m:

$$Y_1 = 0.23m/s * (8.72m/s * 1m)$$

$$Y_1 = 0.026m$$

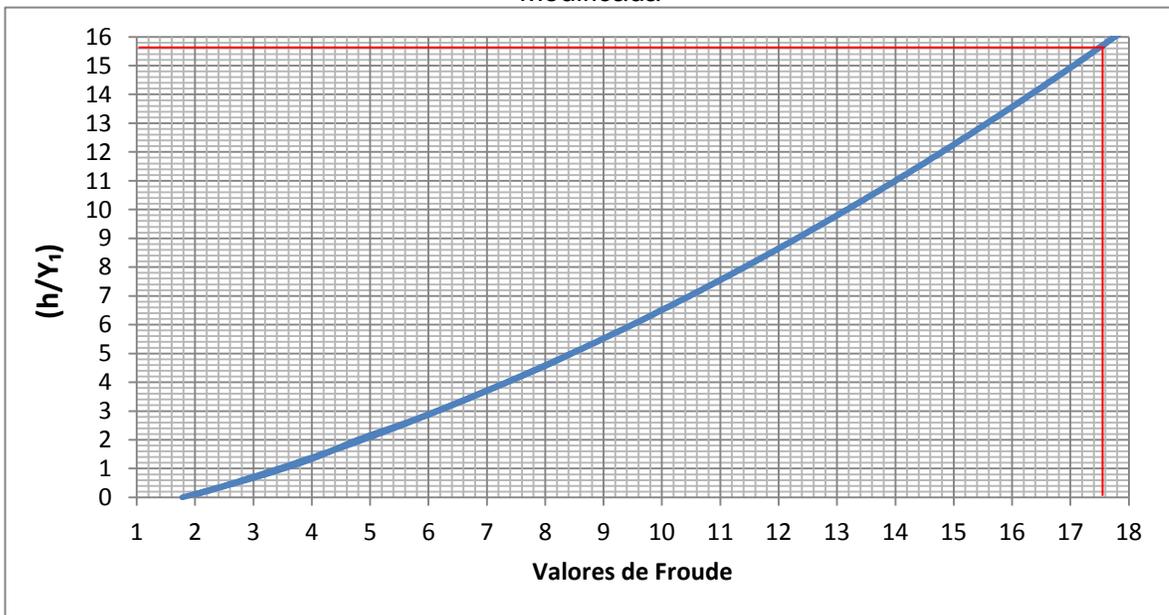
Con el valor de esta altura se calcula el número de Froude:

$$F_1 = \frac{8.72 \text{ m/s}}{\sqrt{9.81 \text{ m/s}^2 * 0.026 \text{ m}}}$$

$$F_1 = 17.14$$

Con el número de Froude se procede a determinar la relación (h/Y_1) , en la siguiente grafica recomendada por Foster y Skrinde, con el cual se deduce la altura del diente (h):

Grafica 5. Relaciones analíticas entre F y h/Y_1 , para un vertedero de cresta ancha. Modificada



Fuente: Modificada de (Materón, 1997)

La grafica anterior fue modificada, porque el valor de Froude calculado no se encontraba en el rango.

Para un Froude de 17.14 se tiene que $h/Y_1=15.2$

De donde:

Y_1 = altura del agua a la salida (m)

h= altura del diente del dique (m)

Remplazando se obtiene:

$$h = 15.2 (Y_1) = 15.2 * (0.026 \text{ m}) = 0.40 \text{ m}$$

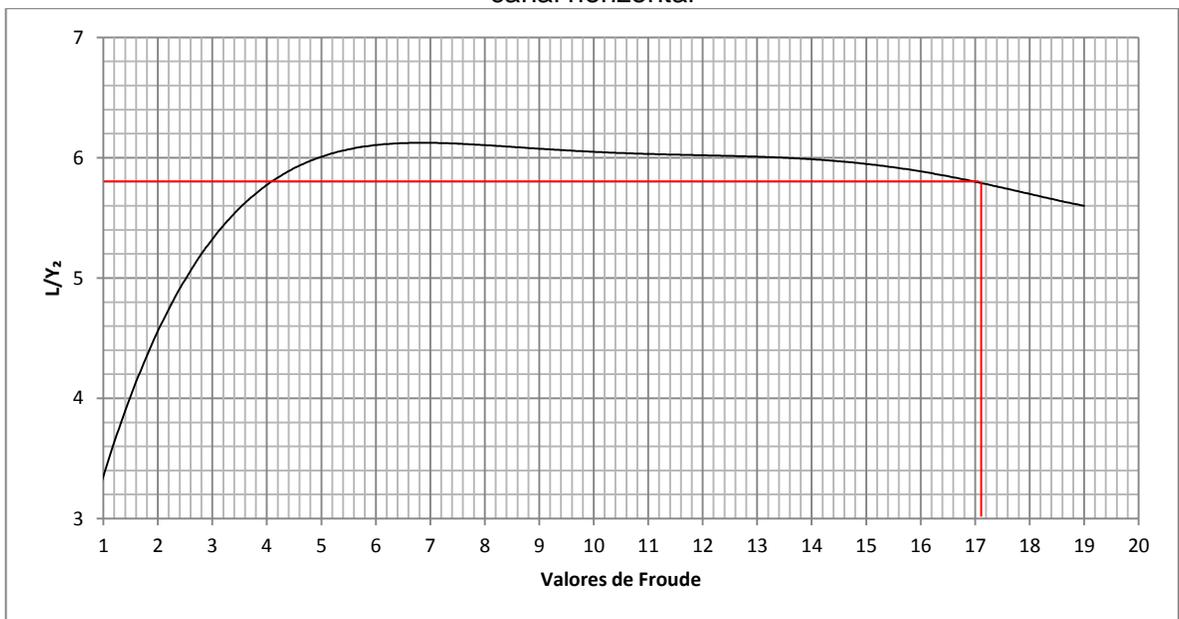
Se calcula la altura secuente del resalto hidráulico (Y_2):

$$Y_2 = (0.026m) * \left(\frac{1}{2}\right) * \left[\sqrt{1 + 8 * (17.14)^2} - 1\right]$$

$$Y_2 = 0.63m$$

Se procedió a estimar la relación $\left(\frac{L}{Y_2}\right)$ con base en la gráfica 6, recomendada por Bureau:

Grafica 6. Longitud en términos de la altura secuente Y_2 de un resalto hidráulico en un canal horizontal



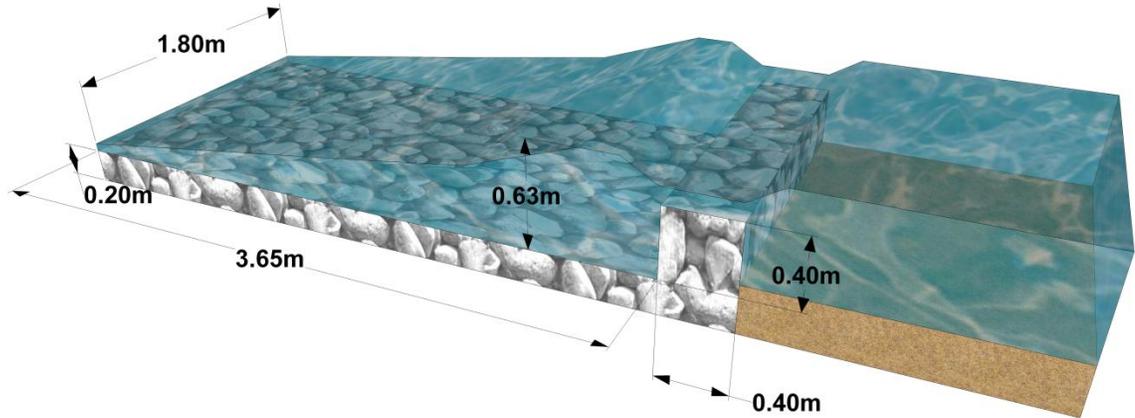
Fuente (Materón, 1997)

Se ingresa a la gráfica con un valor de Froude de 17.14 y se toma la lectura $\left(\frac{L}{Y_2}\right) = 5.79$, se procede a calcular la longitud del pozo de amortiguación:

$$L = 5.79(0.63m)$$

$$L = 3.65m$$

Figura 18. Vista general del pozo de amortiguación con sus respectivas dimensiones



3.12 Diseño de la tubería de vaciado del reservorio

La ubicación de la tubería, se asegurará colocando un borde de roca recubierto con una capa de concreto de 0.05m, posteriormente como la presa es alta se recomienda a la aplicación de una cubierta de concreto de 0.5m de ancho, 4.5m de largo (ancho del dique), y con un espesor de 0.05m, que ayudara a estabilizar y proteger el conducto, lo que permitirá que durante la compactación del dique no se produzcan daños por los golpes y por el propio peso sobre la tubería.

Con el propósito de prevenir la socavación que pueda hacer el agua cuando sea abierta la válvula de la tubería de vaciado, se propone revestir con piedras pañetadas, el canal de drenajes de la zona, hasta el pozo de amortiguación del vertedero de excesos.

3.12.1 Tiempo de vaciado del reservorio

Para calcular el tiempo de vaciado del reservorio que tiene una capacidad útil de 1763.81m³ y una altura máxima de la lámina de agua donde está ubicada la tubería de 4.5m de longitud.

El área promedio del depósito fue calculada dividiendo el volumen útil del reservorio sobre la altura, ya que no tiene sección geométrica definida.

$$t = \frac{391.96m^2}{(\pi * 0.1016^2)m^2} \sqrt{\frac{2 * 4.5m}{9.81m/s^2}}$$

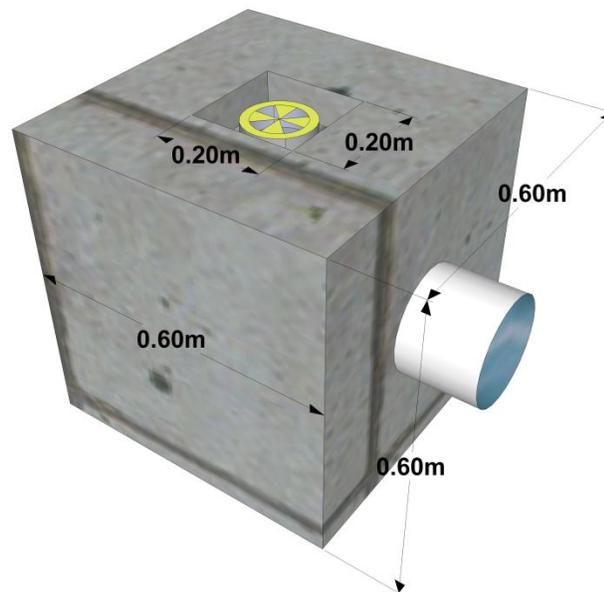
$$t = 11577\text{seg} \approx 3.22\text{hrs}$$

La tubería es de 4", ya que se puede evacuar el reservorio cuando este en el máxima capacidad de almacenamiento en 3.22hrs.

3.12.2 Diseño de la cajilla para la válvula

La forma que tiene la caja de seguridad es cuadrada de 0.6m, tiene una tapa metálica, la cual presenta un dispositivo de seguridad para la colocación de un candado. En la figura 19 se muestra un esquema de la cajilla.

Figura 19. Vista general de la cajilla para la válvula de evacuación con sus respectivas dimensiones

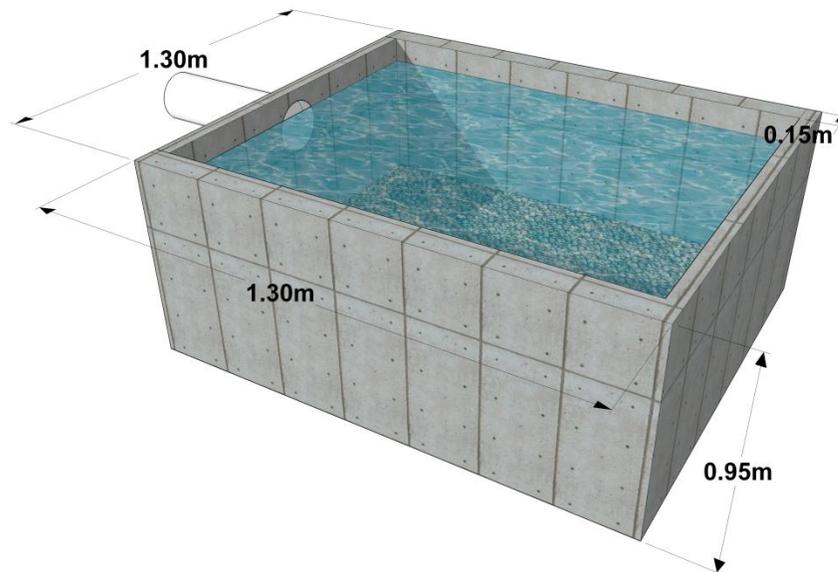


3.12.3 Diseño de la trampa de sedimentos

Se ubica dentro del embalse, a un 1 metro de distancia del espaldón interno, a nivel de la tubería de salida del agua (ras de suelo). Para evitar un ingreso directo de los sedimentos a la trampa, esta se construirá con un borde libre de 0.2 metros.

La trampa tiene las siguientes dimensiones de 1 metro de ancho y de largo y 0.8 metros de altura (en su interior), con un espesor de 0.15 metros en las paredes. En la figura 20 se muestra un esquema de la trampa de sedimentos. Su construcción se realizará usando ladrillo tolete con concreto simple.

Figura 20. Vista general de la trampa de sedimentos de la tubería de vaciado con sus respectivas dimensiones



3.12.4 Trampa de sedimentos (Aguas arriba)

Cálculo del volumen de la trampa de sedimentos: se efectúa teniendo en cuenta el caudal a tratar, la velocidad de sedimentación y el tiempo de retención recomendado. El tiempo de retención se toma bajo, debido a que el caudal tiene un factor de seguridad (tiempo de retorno de 25 años), y para reducir el tamaño de la estructura.

$$V = 0.23m^3/s \times 30s$$

$$V = 6.9m^3$$

Debido a que el tiempo de retención hidráulica es muy pequeño, no se eliminan la totalidad de los sedimentos, pero se ayuda a reducir los aportados al reservorio.

Calculo del área de la trampa de sedimentos: Para el cálculo del área se toma como profundidad de la estructura 1.2 m, según criterio propio de los diseñadores.

$$A = \frac{6.9m^3}{1.2m}$$

$$A = 5.75m^2$$

Según la topografía del terreno se ubicó de la trampa de sedimentos en la parte baja del área aportante, donde tiene un ancho de 2.3m.

$$L = \frac{A(m^2)}{a(m)}$$

$$L = 2.5m$$

La construcción de la trampa de sedimentos se hace en concreto con una hilada de tolete con aditivos que garanticen su impermeabilidad, para evitar el deterioro de la estructura. En las figuras 21 y 22 se muestra un esquema de la trampa de sedimentos y el despiece de la misma.

Figura 21. Aplicación y funcionamiento de la trampa de sedimentos “aguas arriba”

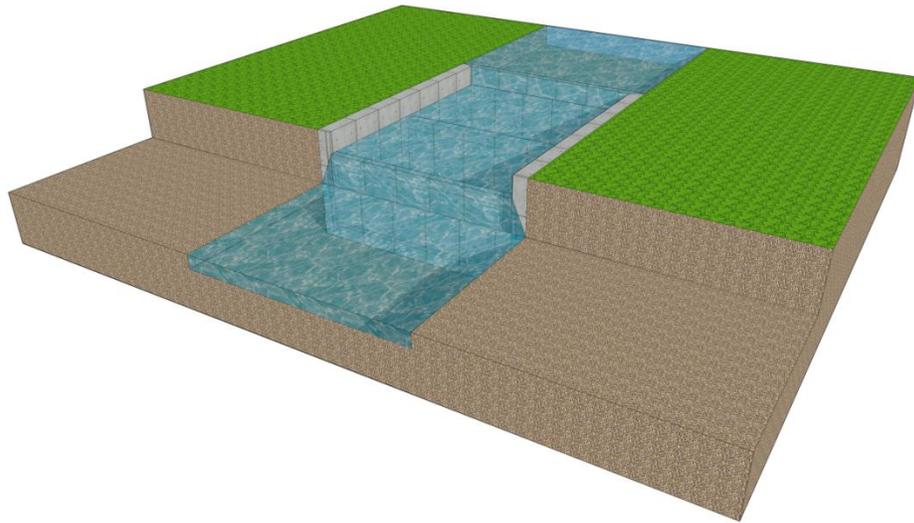
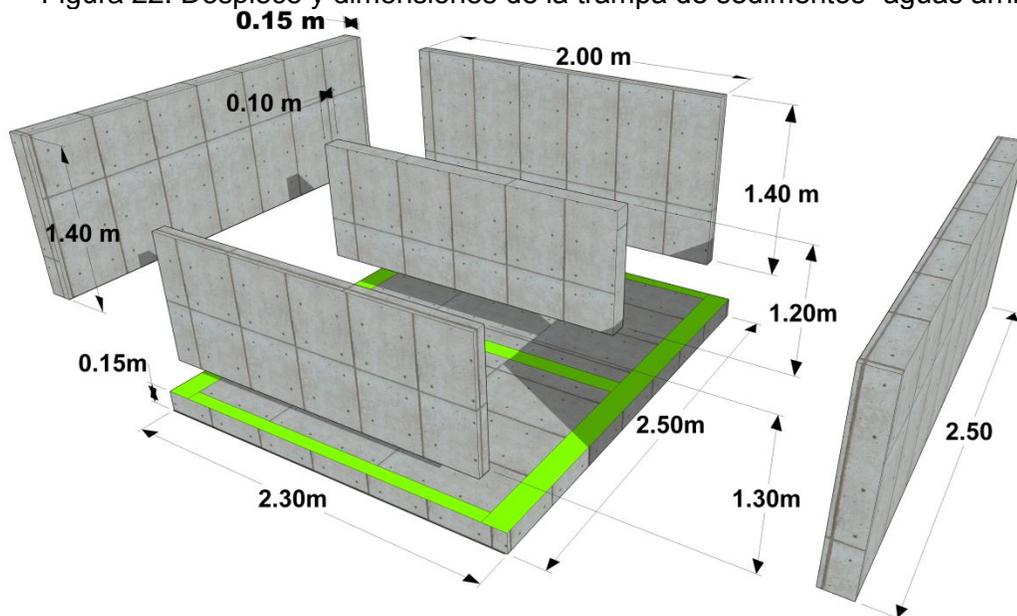


Figura 22. Despiece y dimensiones de la trampa de sedimentos “aguas arriba”



3.13 Diseño Agrícola del sistema de riego - Evapotranspiración:

Se calculó la evapotranspiración con la ecuación propuesta por (Blaney – Criddle):

Calculo de Evapotranspiración:

$$ETC_{enero} = 168.8 \text{ mm/mes} * 1$$

$$ETC_{enero} = 168.8 \text{ mm/mes}$$

$$ETC_{1^\circ \text{ enero}} = 5.45 \text{ mm/dia}$$

Según lo anterior:

Tabla 18. Valores de evaporación del año 2001 Décadas/Mensuales (Enero – Junio)

año	Década	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.
2001	1	57.0	58.3	53.4	54.4	45.2	56.8
	2	53.1	73.9	63.3	50.1	59.4	56.5
	3	58.7	44.9	52.2	60.4	56.9	83.6
suma		168.8	177.1	168.9	164.9	161.5	196.9

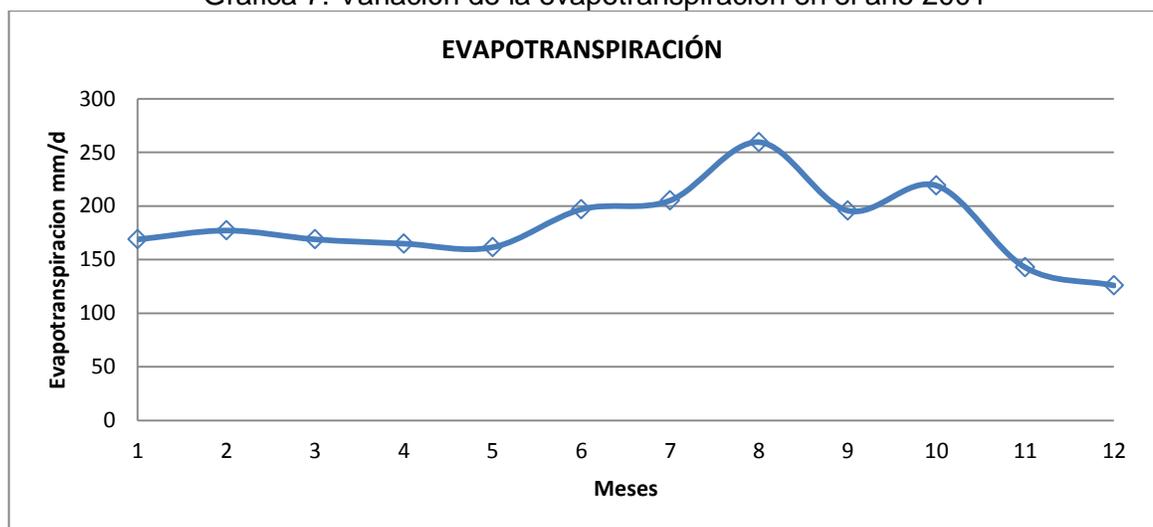
Fuente: IDEAM (2010)

Tabla 19. Valores de evaporación del año 2001 Décadas/Mensuales (Julio – Diciembre)

año	Década	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.	Total
2001	1	70.2	81.3	63.9	75.9	44.9	43.8	705.1
	2	51.8	89.9	62.2	77.4	51.8	40.8	730.2
	3	83.1	88.3	69.6	65.7	46.0	41.3	750.7
suma		205.1	259.5	195.7	219.0	142.7	125.9	2186

Fuente: IDEAM (2010)

Grafica 7: Variación de la evapotranspiración en el año 2001



Realizando los cálculos, se obtuvo que la máxima evapotranspiración se encuentra presente en el mes de Agosto con una totalidad mensual de 259.5 mm/mes y diaria de 8,37mm/día.

3.13.1 Calculo de la Lámina Neta:

- Capacidad de campo (C.C.): 14% (Anexos D.)
- Punto de marchitez permanente (P.M.P.): 5.88% (Anexos D.)
- El agotamiento de la humedad disponible en el suelo: Na: 50%
- La profundidad radicular efectiva (PRE): 100 cm.
- Densidad aparente (Da): 1,52 gr/cm³ (Anexos D.)

$$LN = \frac{(14,00\% - 5,88\%)}{100\%} * 1.52 \frac{\text{gr}}{\text{cm}^3} * 1000 \text{ mm} * 0.5$$

$$LN = 61,71 \text{ mm}$$

3.13.2 Calculo de la Lámina Bruta:

$$LB = \frac{61,71 \text{ mm}}{0.9}$$

$$LB = 68,57 \text{ mm}$$

3.13.3 Calculo de la Frecuencia de Riego

$$FR = \frac{61,71 \text{ mm}}{8,37 \text{ mm/día}}$$

$$FR = 7,40 \text{ días}$$

3.13.4 Tiempo por unidad de riego

En el diseño del sistema de riego se plantea utilizar un gotero INTERLINE PC (Agrifim), el cual es un emisor en línea autocompensado, de flujo turbulento. Este gotero contiene un diafragma que permite regular el caudal independiente de la presión aplicada.

Tiene las siguientes características:

Qur = 2×10^{-3} m³/hr.

Radio húmedo = 40 cm

Presión de Trabajo = 10 PSI o 7,03 m.c.a.

$$Tur = \frac{(\pi * R^2 * LB)/1000}{Qur}$$

$$Tur = \frac{(\pi * 0.4m^2 * 68,57mm)/1000}{2x10^{-3}m^3/hr}$$

$$Tur = 17,23 \text{ hr}$$

3.13.5 Posiciones de Riego por turno

$$PRtu = \frac{1 \text{ lps}}{5,60x10^{-4}lps}$$

$$PRtu = 1786 \text{ posiciones}$$

3.13.6 Turnos de riego

$$TuRP = \frac{476 \text{ posiciones}}{1786 \text{ posiciones/turno}}$$

$$TuRP = 0,26 \text{ Turnos}$$

3.13.7 Turnos de riego por Día

Diseño se escogió como tiempo de operación 9 horas.

$$TuRDia = \frac{9 \text{ hr}}{17,20 \text{ hr}}$$

$$TuRDia = 0,52 \text{ Turnos/día}$$

3.13.8 Tiempo de riego de Parcela

$$TRP = \frac{0,26 \text{ turnos}}{0,52 \text{ turnos/día}}$$

$$TRP = 0,50 \text{ Días}$$

3.13.9 ¿Alcanzara a regarse toda la parcela?:

$$0,50 \text{ dias} < 7 \text{ dias} \quad \mathbf{ok}$$

De acuerdo a lo anterior se puede concluir que se debe regar durante 2 jornadas (9 horas) con un gotero por cada planta, o se puede regar 1 jornada de riego, pero con dos goteros por planta, y esperar 7 días para volver a regar.

3.14 Dimensionamiento del sistema de riego - Diámetro de la tubería de conducción

Se diseña para las siguientes condiciones:

n = coeficiente de rugosidad de Manning, depende del material $n=0,009$

Q = Caudal total de la conducción. $Q= 1$ lps

S = pendiente de la tubería de conducción. La tubería principal presenta pendientes del 35%, 8%, y 10%. Se decide trabajar con pendiente de 10%, ya que la mayoría de la tubería se extiende en esta pendiente.

$$D = 1,548 * \left(\frac{0,009 * 0,001 \text{ m}^3/\text{s}}{0,10^{1/2}} \right)^{3/8}$$

$$D = 0,030 \text{ m.}$$

$$D = 1,5 \text{ in.}$$

3.14.1 Velocidad en la tubería conducción.

Se calcula con las siguientes condiciones:

Q_t = caudal total a conducir por la tubería principal. $Q_t=0.001 \text{ m}^3/\text{s}$.

r = Radio del Tubo a emplear en la conducción principal. $r= 0,01905 \text{ m}$.

$$V = \frac{0,001 \text{ m}^3/\text{s}}{\pi * 0,01905 \text{ m}^2}$$

$$V = 0,88 \text{ m/s}$$

3.15 Grado de Aplicación de la Unidad de riego.

Se calcula con las siguientes condiciones:

Q_{ur} = Caudal de unidad de riego (LPS). $Q_{ur}= 0.00056$ lps

EL = espaciamiento entre unidades de riego sobre el lateral (m). $EL= 3\text{m}$

EP = Espaciamiento entre líneas de riego sobre la tubería principal (m). $EP=3\text{m}$

$$Ga = \frac{(360 * 0,00056 \text{ lps})}{(3 \text{ m} * 3 \text{ m})}$$

$$Ga = 0,02$$

Corrección por pendiente del terreno %. $S=8\%$

$$Gac = 0,04 * pendiente$$

$$Gac = 0,04 * (8\%) = 0,002$$

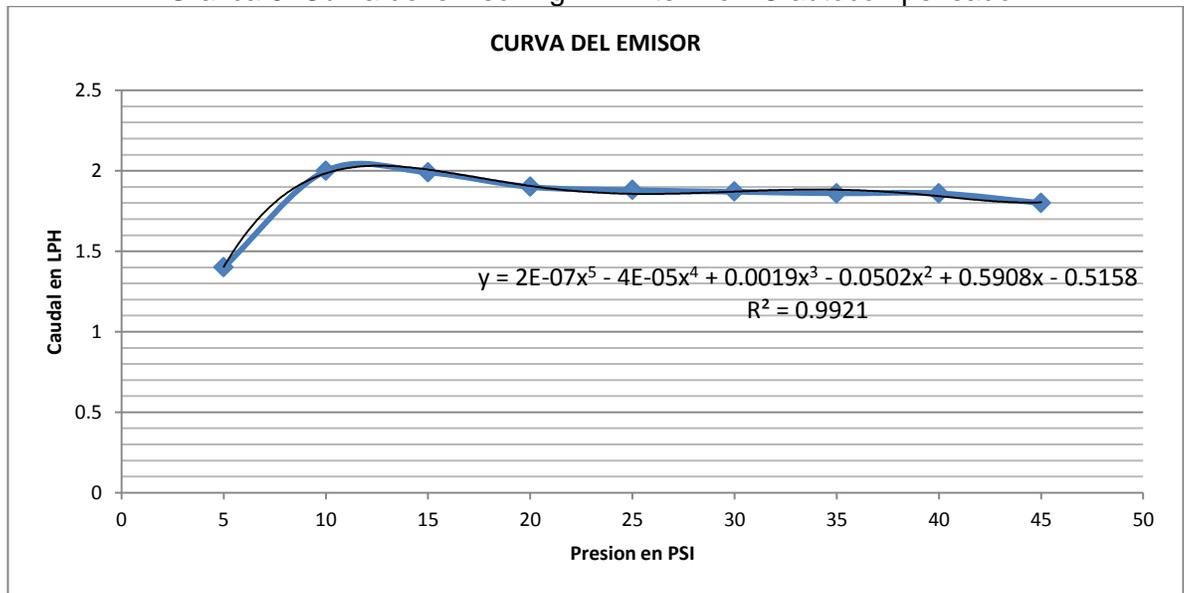
Condición a cumplir:

$$Gac \leq ib \text{ (ideal)} \leftrightarrow 0,002 \leq 7,70 \text{ cm/hr}$$

3.16 Diseño hidráulico del sistema de riego - Calculo de la tolerancia de caudales & Calculo de la tolerancia de presiones

Como en el diseño agronómico se escogió un emisor autocompensado, entonces el cálculo de tolerancia de caudales y de presiones se omite, para esto se muestra la curva del emisor, donde indica el caudal y la presión de mínimo funcionamiento:

Grafica 8. Curva del emisor Agrifim Interline PC autocompensado.



3.16.1 Calculo hidráulico de los módulos: cálculo de laterales de riego, múltiple y principal.

- vi. Según el fabricante del emisor (Agrifim), el diámetro de la manguera más recomendado para los gotero autocompensado Interline pc es la manguera de 16 mm.

- vii. A este emisor se le asigna la presión de mínimo funcionamiento, que para el caso de proyecto es 10 PSI y el emisor crítico es el último emisor del lateral número 17.
- viii. Teniendo en cuenta que ésta es una manguera en serie de diámetro conocido y definido anteriormente en el paso 1 (manguera 16 mm). El caudal que se debe ingresar para el emisor crítico debe ser el de mínimo funcionamiento (2 lph), el cual corresponde al caudal que pasara en el último tramo de la manguera de 16 mm

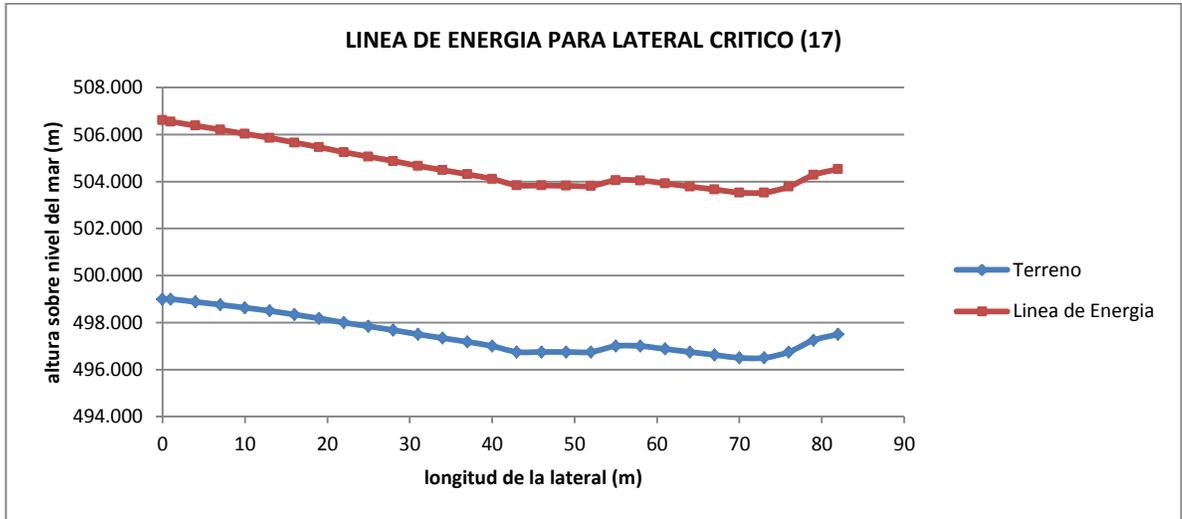
Tabla 20. Pérdidas de energía en el lateral numero 17 (lateral Critico)

PÉRDIDAS EN LA LATERAL							
ARBOL A	D	Q(m³/s)	Reynolds	Long.	f	Hf (m)	Pérdidas
28	1	5.56E-07	42.30584	3	1.5127934	0.0001426	
27	2	1.11E-06	84.64552	3	0.7560943	0.0002854	
26	3	1.67E-06	126.9852	3	0.5039957	0.0004281	
25	4	2.22E-06	169.3249	3	0.3779716	0.0005709	
24	5	2.78E-06	211.6646	3	0.3023651	0.0007136	
23	6	3.34E-06	254.0043	3	0.2519642	0.0008564	
22	7	3.89E-06	296.3439	3	0.2159652	0.0009992	
21	8	4.45E-06	338.6836	3	0.1889669	0.0011419	
20	9	5.00E-06	381.0233	3	0.1679687	0.0012847	
19	10	5.56E-06	423.3630	3	0.1511705	0.0014274	
18	11	6.12E-06	465.7026	3	0.1374267	0.0015702	
17	12	6.67E-06	508.0423	3	0.1259737	0.0017129	
16	13	7.23E-06	550.3821	3	0.1162828	0.0018557	
15	14	7.78E-06	592.7217	3	0.1079764	0.0019985	
14	15	8.34E-06	635.0614	3	0.1007776	0.0021412	
13	16	8.90E-06	677.4011	3	0.0944787	0.0022840	
12	17	9.45E-06	719.7407	3	0.0889209	0.0024267	
11	18	1.00E-05	762.0804	3	0.0839806	0.0025695	
10	19	1.06E-05	804.4201	3	0.0795604	0.0027123	
9	20	1.11E-05	846.7598	3	0.0755822	0.0028550	
8	21	1.17E-05	889.0995	3	0.0719829	0.0029978	
7	22	1.22E-05	931.4392	3	0.0687108	0.0031405	
6	23	1.28E-05	973.7789	3	0.0657233	0.0032833	
5	24	1.33E-05	1016.118	3	0.0629847	0.0034261	
4	25	1.39E-05	1058.458	3	0.0604653	0.0035688	
3	26	1.45E-05	1100.797	3	0.0581396	0.0037116	
2	27	1.50E-05	1143.137	3	0.0559862	0.0038543	
1	28	1.56E-05	1185.477	3	0.0539866	0.0039971	
MULTIPLE							0.0579570

**Hf: Energía requerida en el emisor

Según la tabla anterior, las pérdidas que se genera en la manguera de 16 mm son de 0.058 m.c.a. Sumando la presión necesaria para que los emisores funcionen (7.032 m.c.a.), se tendría que en el punto de unión entre la manguera (lateral) y el tubo de conducción se necesitaría 7.09 m.c.a., pero como el terreno no es uniforme y según la siguiente grafica se necesitaría un total de energía de 7.612 m.c.a.

Grafica 9. Comportamiento de la línea de energía en el lateral crítico con respecto al terreno.



Para lograr graficar las anteriores curvas se tomó como referencia la siguiente tabla:

Tabla 21. Comportamiento de la energía de acuerdo al terreno del lateral crítico.

LATERAL 17 "CRITICO"							
LAT	GOT	LON	Hf	Hf	cota del	Hf acumulado + Hmp	Hf en los
17		0		0.05795	499.000	506.611905290	7.61190529
	1	1	0.00399	0.05795	499.000	506.553948204	7.55394820
	2	4	0.00385	0.05395	498.880	506.379988264	7.49998826
	3	7	0.00371	0.05010	498.760	506.209882711	7.44988271
	4	10	0.00356	0.04639	498.630	506.033488787	7.40348878
	5	13	0.00342	0.04282	498.500	505.860663732	7.36066373
	6	16	0.00328	0.03939	498.340	505.661264786	7.32126478
	7	19	0.00314	0.03611	498.180	505.465149190	7.28514919
	8	22	0.00299	0.03297	498.000	505.252174184	7.25217418
	9	25	0.00285	0.02997	497.840	505.062197011	7.22219701
	10	28	0.00271	0.02712	497.680	504.875074909	7.19507490
	11	31	0.00256	0.02440	497.500	504.670665120	7.17066512
	12	34	0.00242	0.02184	497.340	504.488824885	7.14882488
13	37	0.00228	0.01941	497.180	504.309411444	7.12941144	

14	40	0.00214	0.01712	497.000	504.112282038	7.11228203
15	43	0.00199	0.01498	496.750	503.847293908	7.09729390
16	46	0.00185	0.01298	496.750	503.834304294	7.08430429
17	49	0.00171	0.01113	496.750	503.823170437	7.07317043
18	52	0.00157	0.00942	496.750	503.813749577	7.06374957
19	55	0.00142	0.00785	497.000	504.055898956	7.05589895
20	58	0.00128	0.00642	497.000	504.049475814	7.04947581
21	61	0.00114	0.00513	496.875	503.919337392	7.04433739
22	64	0.00099	0.00399	496.750	503.790340930	7.04034093
23	67	0.00085	0.00299	496.625	503.662343669	7.03734366
24	70	0.00071	0.00214	496.500	503.535202850	7.03520285
25	73	0.00057	0.00142	496.500	503.533775713	7.03377571
26	76	0.00042	0.00085	496.750	503.782919499	7.03291949
27	79	0.00028	0.00042	497.250	504.282491450	7.03249145
28	82	0.00014	0.00014	497.500	504.532348805	7.03234880

**Hmp= altura de mínima presión.

- ix. la presión necesaria de funcionamiento en el punto de unión de la lateral crítica y de la múltiple es de 7.612 m.c.a.
- x. representado en cálculos matemáticos sería de la siguiente forma las pérdidas totales en la múltiple serán:

- Pérdidas en la lateral crítica

$$hf_{emisor+manguera+Topografía} = (7.0323 + 0.0580 + 0.5217)m.c.a = 7.612 m.c.a.$$

- Pérdidas del tramo A – B

$$hf_{A-B} = 0.124 m.c.a.$$

- Energía requerida en el punto B

$$hf_B = (7.612 + 0.124)m.c.a. = 7.7361 m.c.a.$$

- Pérdidas acumuladas en el punto C: se toma el anterior dato y se suma las pérdidas en el tramo B – C.

$$hf_C = (7.7361 + 0.0064)m.c.a. = 7.7425 m.c.a.$$

- Energía disponible en el último emisor del lateral 16 (lateral unión en punto C): a las pérdidas acumuladas en el punto C se le resta diferencia por topografía y las pérdidas en la manguera.

$$hf_B = (7.7425 - 0.5217 - 0.0580)m. c. a. = 7.1628 m. c. a.$$

Entonces para calcular las pérdidas en el punto D se repite el 3° punto, pero sumando las pérdidas de los tramos correspondientes. La siguiente tabla resume todos los pasos:

Tabla 22. Valores de presión a través de la tubería de conducción y las presiones disponibles en el último emisor de cada lateral.

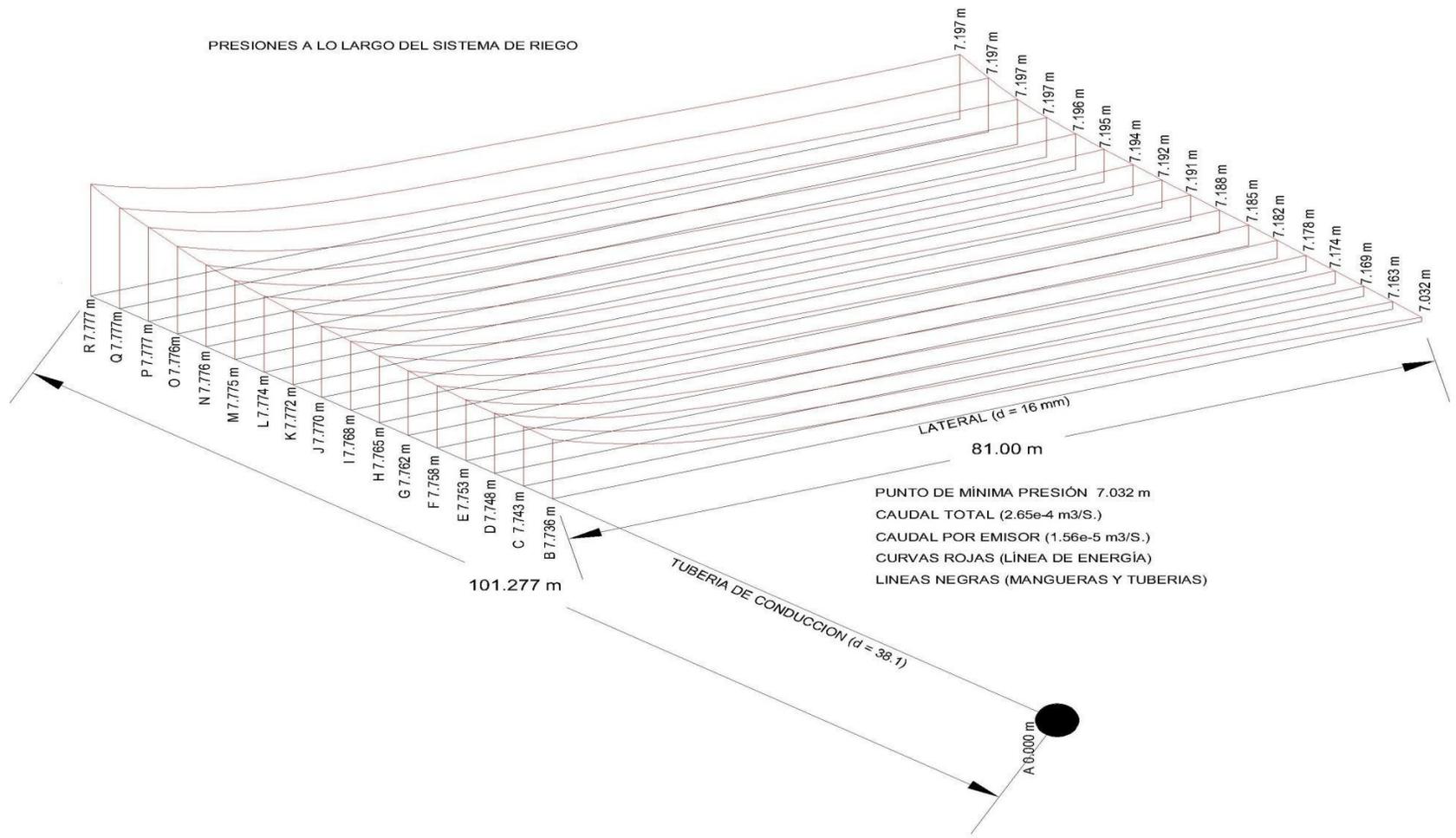
TRAMO	LONGITUD (m)	CAUDAL (m³/s)	Hf en el tramo (m)	Hf en el punto (m)	Energía requerida en el último emisor (m)
A - B	52.48	0.000264649	0.1241	0	0
B - C	3	0.000249082	0.0064	7.736	7.032
C - D	3	0.000233514	0.0057	7.743	7.163
D - E	3	0.000217946	0.0051	7.748	7.169
E - F	3	0.000202379	0.0045	7.753	7.174
F - G	3	0.000186811	0.0039	7.758	7.178
G - H	3	0.000171244	0.0034	7.762	7.182
H - I	3	0.000155676	0.0028	7.765	7.185
I - J	3	0.000140108	0.0024	7.768	7.188
J - K	3	0.000124541	0.0019	7.770	7.191
K - L	3	0.000108973	0.0015	7.772	7.192
L - M	3	9.34056E-05	0.0012	7.774	7.194
M - N	3	7.7838E-05	0.0009	7.775	7.195
N - O	3	6.22704E-05	0.0004	7.776	7.196
O - P	3	4.67028E-05	0.0003	7.776	7.197
P - Q	3	3.11352E-05	0.0002	7.777	7.197
Q - R	3	1.55676E-05	0.0001	7.777	7.197
R - *	0	0	0	7.777	7.197

Se puede observar que desde el tramo A – B hasta el tramo M – N, el flujo es turbulento, esto es debido a caudal q pasa a lo largo de la tubería de 1.5 pulgadas, y desde el tramo N – O hasta Q – R el flujo se convierte en laminar, ya que la tubería de 1.5 pulgadas ha dejado caudal en su recorrido a las diferentes laterales.

Adicional a lo anterior se debe notar que la presión de mínimo funcionamiento solo debe aparecer en el lateral crítico, y no puede existir un lateral con una presión más baja que a la que se le asigna la hmp, y si esto sucediera, se debería tomar como lateral crítico el lateral donde se presente el problema (mínima presión).

Para comprender de una mejor forma lo realizado anteriormente se presenta la figura 23:

Figura 23. Líneas de energía a través de los laterales y de la tubería de conducción, “después del tanque de almacenamiento.”



Según lo calculado anteriormente es necesario que la energía de la cual se dispone debido a la topografía sea superior a la energía requerida en cualquier punto de toda la red de riego. Esto se debe cumplir para todas las secciones que se encuentran después del tanque de almacenamiento.

Por gasto de energía:

Mayor demanda de energía (1) en la red de riego: 7.777 m.

Cota de punto (R) de mayor demanda de energía: 496.250 m.

Cota del tanque de almacenamiento: 507.000 m.

Energía Disponible: (507.000 – 496.250) m. = 10.750 m.

Verificar si energía disponible es mayor que la energía demanda= 10.750 m > 7.777m. Ok

Por Topografía:

Mayor demanda de energía (2) en la red de riego: 7.736 m.

Cota de punto (B) de mayor demanda de energía: 499.000 m.

Cota del tanque de almacenamiento: 507.000 m.

Energía Disponible: (507.000 – 499.000) m. = 8.000 m.

Verificar si energía disponible es mayor que la energía demanda= 8.000 m > 7.736 m. Ok

En conclusión la energía disponible por topografía cubre todas las demandas de energía de la red de riego.

En cuanto a la tubería que se encuentra entre el tanque de almacenamiento y la bomba hidráulica, se le debe calcular las pérdidas, y se diseñara la bomba solo para que garantice subir el agua hasta el tanque de almacenamiento y cubrir las pérdidas de energía por conducción, bombeo y por filtrado.

Perdidas de la tubería de conducción (Htc) entre el tanque de almacenamiento y la bomba hidráulica (Tramo O – O’): Se realizó de la misma forma con la que se calculó las pérdidas en el tramo A – B. Como primera medida se calcula el Reynolds, para saber qué tipo de flujo se tiene. Como el tipo de flujo encontrado fue turbulento entonces se halla el factor de fricción (f) por procesos de iteración (Colebrook – White). Y luego se ingresa este factor de fricción, junto con la longitud del tramo, el diámetro real, el caudal a conducir, el área transversal del tubo y la gravedad, en la ecuación:

$$h_f = f * \frac{l}{d} * \frac{Q^2}{2gA^2}$$

Para finalmente obtener las pérdidas por conducción del tramo O – O’.

Tabla 23. Perdidas en el tramo O - O’, tramo situado entre la succión y el tanque de almacenamiento.

TRAMO	LONGITUD (m)	CAUDAL (m³/s)	Hf en el tramo (m)
O - O'	180.36	0.000264649	0.4264

$H_{tc} = 0.426$

3.16.2 Pérdidas en el sistema de filtrado

Se tuvieron en cuenta las siguientes características:

Caudal de diseño: 1 lps (15.85 gpm)

Relación de filtrado: 1:1

Descripción de la unidad de filtrado: un filtro de arena por un filtro de malla.

Capacidad total de agua filtrada: 1 lps (15.85 gpm).

Capacidad del filtro de arena: 0.83 lps – 5 lps

Capacidad del filtro de malla: 3.15 lps (50 gpm)

Modelo de filtros: Filtro de arena de 20" (Crepinas) Empresa REGABER

Filtro de malla, 120 MESH, Conexión 1 1/2"

Para hallar las pérdidas de la unidad de filtrado Pizarro (1996) afirma que a medida de que se van colmatando las unidades de filtrado, la pérdida de carga aumenta y llegan al orden de 4 – 6 m.c.a., Cifuentes (2006) corrobora que las pérdidas en las unidades de filtrado es de 5 m.c.a, esto lo encuentra debido a sus experiencias con el diseño y construcción de macro y micro sistemas de riego.

$H_{uf} = 5 \text{ m.c.a.}$

3.16.3 Pérdidas en la Unidad de Bombeo

Longitud Equivalente por accesorios: 60 metros

Las pérdidas se calculan mediante la siguiente ecuación:

Todo con tubería de 1.5"

$$h_f = f * \frac{l}{d} * \frac{Q^2}{2gA^2}$$

Tabla 24. pérdidas en la unidad de bombeo.

TRAMO	LONGITUD (m)	CAUDAL (m³/s)	Hf en el tramo (m)
Unidad de Bombeo	60	0.000264649	0.1419

$H_{ub} = 0.142 \text{ m.c.a}$

3.16.4 Selección de la Unidad de Bombeo

El diseño del sistema de riego consta de dos partes, la primera inicia desde el lugar de bombeo hasta el tanque de almacenamiento y la segunda parte inicia desde el tanque de almacenamiento hasta el último emisor de la red de riego, la cual no interviene en la selección de bomba ya que con la diferencia topográfica que existe entre el tanque de almacenamiento y la red de riego basta para cubrir todas las demandas de presiones y de pérdidas de energía.

Entonces para la selección de la bomba solo se debe tener en cuenta: la diferencia topográfica entre el lugar de bombeo y el tanque de almacenamiento; las pérdidas por conducción del tramo O – O'; las pérdidas por filtrado y las pérdidas por bombeo y se realiza el cálculo con la ecuación:

$$C.D.T. = H_{uf} + H_{ub} + H_{tc} + \Delta H$$

H_{uf} = Perdidas en la unidad de filtrado (m).

H_{ub} = Perdidas en la unidad de bombeo (m).

H_{tc} = Perdidas en la tubería de conducción (m).

ΔH = Diferencia topográfica (m).

$$C.D.T. = (5.000 + 0.142 + 0.426 + 24.000) = 29.568 \text{ m.c.a.}$$

Necesidades a cubrir por la bomba hidráulica.

$C.D.T. = 30 \text{ m.c.a.}$

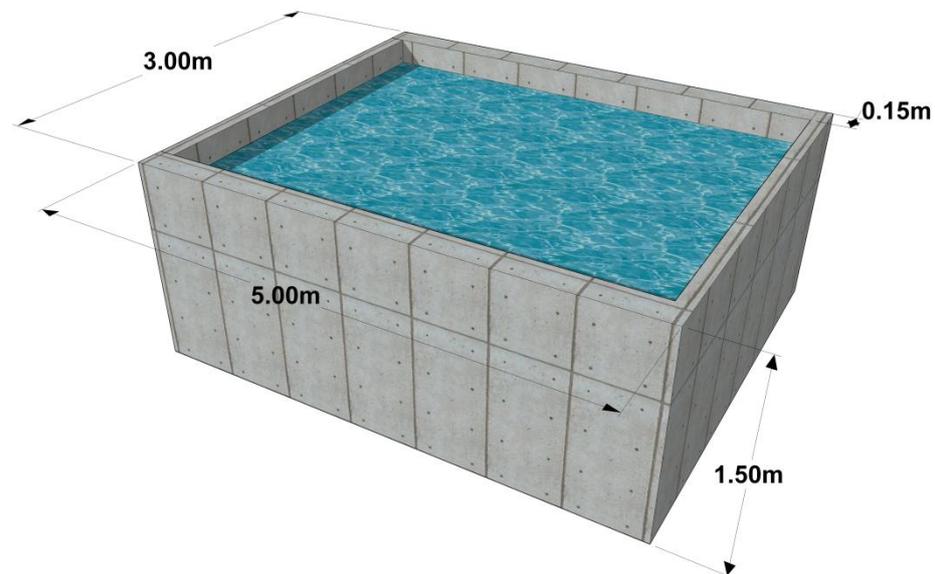
$Caudal = 1 \text{ lps}$

Se decide en utilizar una bomba centrífuga tipo caracol referencia H-215, con una potencia de 1.5 HP, 3.450 R.P.M. con diámetro de succión de 1" y diámetro de descarga de 1", construida por la empresa Barnes de Colombia S.A.

3.16.5 Tanque de almacenamiento

El tanque de almacenamiento quedará ubicado en la parte más alta de la zona de estudio y servirá como fuente de abastecimiento del sistema de riego. El tanque tendrá una altura de 1.5m, un ancho de 3m y un largo de 5m. Los materiales utilizado para su fabricación son ladrillos tolete, mortero de pegue relación 1:3 y mortero 1:4 con aditivos que garantice la impermeabilización.

Figura 24. Vista general del tanque de almacenamiento con sus respectivas dimensiones



3.17 Principales efectos ambientales debido a la construcción y operación del reservorio

Los impactos originados por el represamiento deben ser analizados considerando la respuesta del ecosistema durante las fases de construcción del proyecto y de operación del reservorio. Los principales impactos durante las fases son:

3.17.1 Fase de construcción

Desecho de sedimentos provenientes de la construcción de la presa y de las obras complementarias del proyecto.

Descarga de agentes químicos contaminantes, por la construcción en concreto que altera los ecosistemas.

Contaminación del aire con partículas sólidas en suspensión, debido al movimiento de tierra que se tiene que hacer en el proyecto.

Aumento del ruido como consecuencia de la utilización de maquinaria y de las diversas operaciones necesarias para la construcción de las obras.

Alteraciones en la morfología del cauce, en la red de drenaje y en el paisaje.

3.17.2 Fase de operación del reservorio

Los principales impactos ocasionados en esta fase, se presentan en la zona a inundar del reservorio:

Pérdida de recursos edáficos y especies nativas, al quedar inundado el vaso hidrográfico.

Aporte de residuos al reservorio por actividades recreativas en un futuro.

Sedimentación en el embalse, disminuyendo el volumen útil y ocasionando la posible obstrucción a la tubería de vaciado, para poder realizar las obras de extracción de los sedimentos.

Cambio en el paisaje como consecuencia de la desaparición de algunos de sus elementos característicos, o de su modificación por la introducción de obras ajenas al medio.

Alteraciones sobre el nivel freático.

Alteraciones de la fauna y de la vegetación por modificaciones en su hábitat natural.

Evaporación de embalses e incremento en la humedad atmosférica.

3.18 Medidas para la protección del reservorio

A continuación se presentaran algunas recomendaciones para optimizar el buen funcionamiento del reservorio:

- Colocar cubierta vegetal sobre el área aportante del reservorio para amortiguar el impacto de la lluvia, y disminuir la erosión.
- Cultivar las laderas en faja, para retardar el escurrimiento y mermar la erosión de la microcuenca con el fin de reducir el aporte de sedimentos al reservorio.
- Recubrir el canal de drenaje con piedras aguas arribas del reservorio, para disminuirle la sedimentación del embalse.
- Construir pequeñas presas, para controlar sedimentos en el reservorio.
- Desmontar y limpiar el vaso si la sedimentación del embalse no permite almacenar el volumen necesario para satisfacer el déficit de la finca.

3.19 Manual de operación y mantenimiento

Para que el reservorio de aguas lluvias de la Hacienda Santa Barbará trabaje de una forma continua, almacenado el volumen útil necesarios para suplir el déficit, y no se presente obstrucción en las obras complementarias, se recomienda hacer unas inspecciones previas y mantenimiento (Tabla 25).

Tabla 25. Inspección y mantenimiento del reservorio.

UNIDAD	INSPECCION	MANTENIMIENTO
Trampa de sedimentos	Se debe realizar una vez se presenten aportes de aguas al reservorio, ya que en esta unidad quedarán retenidos sedimentos.	Se debe remover todos los sedimentos retenidos en esta unidad, aumentando así la eficiencia de retención de esta unidad.
Vaso (zona inundada)	Se debe realizar visitas en épocas de invierno, previniendo la sedimentación de esta.	Se debe remover el agua del reservorio y extraer el material que ha sido arrastrado hasta esta zona.
Muro de contención (presa)	Se debe realizar una vez se hayan presentado aportes de volumen de agua al vaso, para revisar que en los lloraderos no	Vaciar parte del agua almacenada hasta encontrar las fisuras en el recubrimiento, que están ocasionando la

<p>Tubería de vaciado</p>	<p>existan fugas que colocan en peligro la estabilidad de la unidad.</p> <p>Se debe realizar una vez cada mes, para evitar obstrucciones en la válvula o en la tubería.</p>	<p>inestabilidad del muro y recubrirlas con concreto con aditivos impermeabilizantes.</p> <p>Se debe abrir la válvula y dejar evacuar un poco el agua para que elimine materiales sedimentables depositados en esta unidad.</p>
<p>Vertedero de excesos (aliviadero)</p>	<p>Se debe realizar cuando el reservorio este llegando a su máxima capacidad, para revisar que no existan obstrucciones y el estado de la unidad.</p>	<p>Se debe remover todo material que obstruya el paso del caudal de excedencias por esta unidad.</p>
<p>Pozo de amortiguación</p>	<p>Esta se debe realizar anualmente para ver el estado de esta unidad.</p>	<p>Se debe remover todos los sedimentos, y ver el estado de los materiales.</p>

4. PRESUPUESTO

El presupuesto general del proyecto fue dividido en; en el presupuesto del reservorio y el presupuesto del sistema de riego.

4.1.1 Presupuesto del reservorio

El presupuesto del reservorio cuenta con todas las actividades necesarias para la construcción de las estructuras, como también la impermeabilización del mismo. A continuación se presenta el presupuesto general de la obra.

PRESUPUESTO DE OBRA RESERVORIO DE AGUAS LLUVIAS

Ítem	Descripción	Und	Cantidad	V/ Unitario	V/ Total
1.	PRELIMINARES				
1.1	Campamento de 9m ²	Und	1	\$ 770,889	\$ 770,889
1.2	Descapote y nivelación manual	m ²	118	\$ 15,179	\$ 1,791,122
1.3	Replanteo y localización	m ²	118	\$ 2,630	\$ 310,340
1.4	Excavación a mano	m ³	101	\$ 18,567	\$ 1,875,267
	Total capítulo				\$ 4,747,618
2.	CIMENTACION				
2.1	Solado con mortero 1:7 (espesor 0.05m)	m ²	101	\$ 18,567	\$ 1,875,267
	Total capítulo				\$ 1,875,267
3.	DESAGUES E INSTALACIONES				
3.1	Tubería de desagüe en PVC 4"	ML	6	\$ 21,244	\$ 127,464
3.2	Cajilla para la válvula de concreto de 140Kg/cm ²	Und	1	\$ 530,453	\$ 530,453
	Total capítulo				\$ 657,917
4.	ESTRUCTURA				
4.1	Suelo compactado	m ³	265	\$ 26,190	\$ 6,940,350
4.2	Placa de concreto de 180Kg/cm ² , espesor de 0.1m	m ²	46.2	\$ 87,918	\$ 4,061,812
4.3	Placa de concreto de 245Kg/cm ² espesor de 0.2m	m ²	223	\$ 166,976	\$ 37,235,648
4.4	Placa de concreto de 180Kg/cm ² espesor de 0.2m	m ²	7.38	\$ 156,545	\$ 1,155,302
	Total capítulo				\$ 49,393,112
5.	MAMPOSTERIA				
5.1	Muro en ladrillo tolete	m ²	16.3	\$ 94,897	\$ 1,546,821
5.2	Viga de concreto de 180Kg/cm ²	ML	1.8	\$ 86,095	\$ 154,971
	Total capítulo				\$ 1,701,792
6.	PAÑETES				
6.2	Pañete liso sobre muro (mortero de 1:5)	m ²	16.3	\$ 12,467	\$ 203,212
	Total capítulo				\$ 203,212
7.	IMPERMEABILIZACIÓN				
7.1	Geomembrana HDPE 40mils y Geotextil NT 1600	m ²	4747	\$ 9,787	\$ 46,458,889
	Total capítulo				\$ 46,458,889
	COSTO DIRECTO				\$ 105,037,807

ADMINISTRACION	15%	\$ 15,755,671
IMPREVISTOS	5%	\$ 5,251,890
UTILIDADES	5%	\$ 5,251,890
IVA SOBRE 5 % DE UTILIDADES	16%	\$ 840,302
TOTAL PRESUPUESTO		\$ 132,137,561

4.1.2 Presupuesto del sistema de riego

El presupuesto del sistema de riego modalidad gotero, cuenta con todas las actividades necesarias para su construcción, como también la construcción del tanque de almacenamiento de 20m³. A continuación se presenta el presupuesto de la obra.

PRESUPUESTO DE OBRA SISTEMA DE RIEGO MODALIDAD GOTERO

Item	Descripción	Und	Cantidad	V/ Unitario	V/ Total
1.	PRELIMINARES				
1.1	Replanteo y localización	ha	0.5	\$ 145,059	\$ 72,530
1.2	Excavación a mano	m ³	39.45	\$ 18,567	\$ 732,505
	Total capitulo				\$ 805,035
2.	TAPADO DE TUBERIA				
2.1	Tapado de tubería (0.35x0.4)m	ML	281.8	\$ 300	\$ 84,540
	Total capitulo				\$ 84,540
3.	INSTALACION DE TUBERIA Y ACCESORIOS				
3.1	Tubería de PVC 1 1/2"	m	282.3	\$ 6,635	\$ 1,873,061
3.2	Codo de 45° de 1 1/2"	Und	4	\$ 3,257	\$ 13,028
3.3	Tapón de lavado de 1 1/2"	Und	1	\$ 6,258	\$ 6,258
3.4	Silleta de 16mm	Und	17	\$ 698	\$ 11,866
3.5	Microconector de 16mm	Und	17	\$ 698	\$ 11,866
3.6	Manguera de polietileno original de 16mm	m	1394	\$ 998	\$ 1,391,212
3.7	Gotero INTERLINE PC	Und	476	\$ 628	\$ 298,928
3.8	Unidad de bombeo	Glb	1	\$ 828,213	\$ 828,213
3.9	Unidad de filtrado	Glb	1	\$ 1,990,747	\$ 1,990,747
3.10	Unidad de fertirrigación	Glb	1	\$ 861,989	\$ 861,989
	Total capitulo				\$ 7,287,168
4.	ESTRUCTURA				
4.1	Placa de concreto(unidad de filtrado) espesor 0.1m	m ²	2	\$ 111,703	\$ 223,406
4.2	Placa de concreto de 210Kg/cm ² espesor de 0.1m	m ²	15	\$ 125,429	\$ 1,881,435
	Total capitulo				\$ 2,104,841
5.	MAMPOSTERIA				
5.1	Muro de tanque de almacenamiento en ladrillo tolete	m ²	24	\$ 94,897	\$ 2,277,528
	Total capitulo				\$ 2,277,528
6.	PAÑETES				
6.1	Pañete liso sobre muro (mortero de 1:5)	m ²	24	\$ 16,716	\$ 401,184
	Total capitulo				\$ 401,184

COSTO DIRECTO		\$ 12,960,295
ADMINISTRACION	5%	\$ 518,412
IMPREVISTOS	10%	\$ 1,296,030
UTILIDADES	3%	\$ 388,809
IVA SOBRE 3 % DE UTILIDADES	16%	\$ 62,209
TOTAL PRESUPUESTO		\$ 15,225,755

Para la realización de los presupuesto, se hicieron los respectivos análisis de precios unitarios, donde se especificaron los materiales, herramienta y equipo y mano de obra necesaria para su construcción (Anexos A.)

CONCLUSIONES

- La construcción del proyecto sería una muy buena alternativa, ante la problemática del déficit hídrico de la zona.
- Del análisis de las demandas hídricas de la zona de estudio del proyecto, se obtiene que para satisfacer las necesidades de agua se deben almacenar un volumen útil de 1763.81 m³.
- Por medio del métodos de las áreas medias se determinó que la capacidad máxima del reservorio del reservorio de 3817m³, pero se decidió almacenar lo necesario para satisfacer el déficit hídrico del proyecto.
- En el diseño de muro de contención se evaluaron tres alternativas, la primera en concreto ciclópeo, la segunda en suelo compactado característico de la zona, y la tercera con suelo compactado con revestimiento en concreto debido a la inclinación, basado en criterios técnicos y económicos se evaluaron y se decidió que la mejor opción sería esta última.
- El muro con suelo compactado y revestido en concreto no tendrá problemas de inestabilidad ya que los factores de seguridad están por encima de lo recomendados.
- El canal de drenaje de la zona, fuente de abastecimiento del reservorio, arrastra grandes volúmenes de material granular, motivo por la cual se optó por el diseño de una trampa de sedimentos, para disminuir los aportes.
- Para evitar problemas de sedimentación del embalse se optó por diseñar un sistema que permitiera regular el agua almacenada en el reservorio, para disminuir el volumen y poder evacuar los sedimentos aportados.
- Los valores de velocidad en las tuberías del sistema de riego, están por debajo de las velocidades permisibles dadas por el fabricante, lo cual indica un diseño, cálculo de tuberías y diámetros acertados.
- La energía disponible en el sistema de riego es de 8.0m, y su mayor demanda de energía en la red es de 7.736m, teniendo en cuenta la energía requerida por el emisor, lo cual indica que el diseño es acertado.

RECOMENDACIONES

Debido a las características del suelo se recomienda la impermeabilización del embalse para evitar problemas de un ascenso en el nivel freático, y garantizar que el déficit hídrico de la zona puede ser suplido.

Para la construcción del muro en tierra, se recomienda trabajar con la humedad óptima de compactación del material 9%, el material más grueso deberá ir en la sección de la corona. Para lograr una compactación más eficiente, se deben colocar capas horizontales de aproximadamente de 25 cm de grosor, de manera que el aire y el agua se eliminen con facilidad.

Como el volumen a compactar en la presa es pequeño se recomienda la utilización de una apisonadora de percusión o una placa de vibración, ya que la construcción de la presa se haría en poco tiempo comparado con la compactación manual.

Para prevenir problemas de socavación producido por la apertura de la válvula de vaciado del reservorio se recomienda cubrir con piedras el canal de drenaje desde el talud seco hasta el pozo de amortiguación.

Debido a que el tiempo de retención hidráulica en la trampa de sedimentos aguas arribas del reservorio es pequeño, no se eliminan la totalidad de los sedimentos, pero se ayuda a reducir los aportados al reservorio.

Se recomienda hacer reforestación del área aportante, como también recubrir el cauce de las aguas lluvias, con barreras vivas o piedras para retener parte de los materiales arrastrado. Se debe hacerles mantenimiento después de cada precipitación, para aumentar la eficiencia en la reducción de sedimentos.

Se recomienda que se realicen las respectivas inspecciones y labores necesarias para el buen funcionamiento de las estructuras hidráulicas del reservorio.

Debido a que la frecuencia de riego es de 7.4 días se debe dividir la dosis en dos turnos de 8.62hr cada 3.7 días, para evitar problemas de déficit hídrico en la planta.

BIBLIOGRAFIA

- Almonox, J; 2010. Métodos para el cálculo de la Evaporación. Sin Editor. P. 1-12
- Barret & Therivel; 1991. Sistemas de Evaluación de Impacto Ambiental "SEIA". P. 33-52
- Benítez, C.; Arias, W. & Quiroz, J; 1980. Manual de conservación de suelos y aguas. Ministerio de agricultura y alimentación. Dirección general de aguas y suelos. Lima (Perú). P 13.
- Canter, L; 2006. Manual de evaluación de impacto ambiental. Segunda edición; Mc Graw Hill. P. 15-17
- Chow, V; 1994. Hidráulica de canales abiertos. Editorial Mc Graw Hill interamericana S.A. P 417.
- Cifuentes, M; 2006. Instalación, Administración, Operación y Mantenimiento, Proyectos de irrigación a Pequeña escala. Ingeniería de riegos y obras civiles LTDA. P. 01-44.
- Cruz, Y; Ordoñez, P; Jacabo, U; Camiloaga, F, 2008. Cosecha de agua, una práctica ancestral "manejo sostenible de las pradera". Centro de estudios y promoción del desarrollo del Perú. P 14-16, 19, 20.
- Ferdinand, B; Johnston, R; 2007. Mecánica vectorial para ingenieros "Estática". Octava edición. Editorial Mc Graw Hill. Universidad la sallé ciudad de México. P 217.
- Gavande S. 1972; Fisca de suelos. Principios y aplicaciones Ed. Limusa Wiley. P. 199-232
- Jaramillo, J; 2010. Diseño de sistemas de riego. Universidad Nacional de Colombia Sede Palmira. P. 30-45.
- Kostiakov, L; 1932. Determinación de la ecuación de infiltración. SCS – USDA. P. 120.
- Materón, H; 1997. Obras hidráulicas rurales. Editorial Universidad del Valle. Santiago de Cali. P 9-11, 15, 16, 27, 32, 35, 145-149.
- Moya, T; 2006. Riego localizado y fertirrigacion. Ediciones Mundi – Prensa. P. 74, 392
- Njock, J. 2003. Mechanics of the slow draining of a large tank under gravity. Am. J. Phys. P 1204-1207.

Novak, P; Moffat, A; Naulluri, C. 2001. Estructuras hidráulicas. Segunda edición. Editorial Mc Graw Hill. P 4, 6, 9, 10, 16, 17.

Pizarro, F; 1996. Riegos Localizados de alta frecuencia - goteo, microaspersión, y exudación 3rd edición. Mundi-prensa. Madrid. P 435-512.

Saldarriaga, J; 1998. Hidráulica de tuberías. Universidad de los Andes P.453 - 510

Valencia, E; 1997. Generalidades sobre saneamiento rural. Universidad Surcolombiana. P 17, 19.

Villamizar, A; 1989. Diseño de presas de tierra para pequeños almacenamientos "Programa lagos". Ministerio de agricultura. Instituto Colombiano de hidrología, meteorología y adecuación de tierras "HIMAT". P 1, 14, 18, 20-22, 30-33, 53,57, 63-65.

Yagüe, J. 1998. Cursos de riegos para regantes. Mundi Prensa Libros S.A.

Páginas Web:

Coche, A; Muir, J; Laughlin, T. 1997. Construcción de estanques para la piscicultura en agua dulce "Construcción de estanques de tierra". Cuarto manual sobre métodos sencillos para la acuicultura (FAO). Disponible en la página web :
http://books.google.com/books?id=uyFC_A5UYqqC&pg=PA2&lpg=PA2&dq=construcci%C3%B3n+de+estanques+para+la+piscicultura+en+agua+dulce&source=bl&ots=i09DYITxP_&sig=hitz9hmODbHqAqdLeHq_FmDXOTLw&hl=es&ei=5iyzTZGnKNLSgQe03PTGCw&sa=X&oi=book_result&ct=result&resnum=3&sqi=2&ved=0CCgQ6AEwAg#v=onepage&q&f=false. Última visita el día 10 de abril del 2011. P 4, 52, 260.

Guevara, M; 1999. Estructuras hidráulicas. Embalses. Consultado por última vez el 13 de abril del 2011. Disponible en la página web: <http://artemisa.unicauca.edu.co/~hdulica/embalse.pdf>. Última visita el día 3 de abril del 2011. P 1-4, 9, 13.

IDEAM 2010. Consultado por última vez el 23 de octubre. Disponible en: http://intranet.ideam.gov.co:8080/openbiblio/catalogo_virtual/Index.php

Lepe, J; 1989. Presas pequeñas de concreto. Edición española. Noriega editores. Editorial Limusa. Universidad de Guadalajara de México. P 11, 40.

Mera, E; Ovalle, F; Eastman, C; 2009. Superficies prediales y servicios ambientales de la Comunidad Ecológica de Peñalolén. Disponible en: http://comunidadecologicapenalolen.bligoo.com/media/users/1/88810/files/9953/ANEXO_3_SUPERFICIES_PREDIALES.1.pdf. Universidad de Chile. P 17.

Ministerio del medio ambiente de Colombia; 2001, Manejo de residuos líquidos. Disponible en: www.minambiente.gov.co/documentos/GUIA_~1F.DOC_2001_ P 64, 65.

Palermo-Huila 2011, "Por el camino del progreso" disponible en: <http://www.palermo-huila.gov.co/nuestromunicipio.shtml?apc=l-xx-1-&s=m&m=l>. Ultima visita el día 10 de abril del 2011.

Tenreiro, R. 2003. Pequeños embalses de uso agrícola. Ediciones Mundi-Prensa. Ultima visita el día 29 de abril del 2011. Disponible en la página web : http://books.google.com/books?id=rrgowCJVlrgC&printsec=frontcover&dq=peque%C3%B1os+embalse+de+uso+agr%C3%ADcola&hl=es&ei=b2e7TZqILcrUgQeb6qXcBq&sa=X&oi=book_result&ct=result&resnum=1&ved=0CCkQ6AEwAA#v=onepage&q&f=false . P 61.

ANEXO A. ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANEXOS A.1 ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS DEL CONCRETO

Ítem: Concreto Simple 140Kg/cm²

Unidad: m³

No.	Materiales / Descripción	Unidad	Cantidad	V. Unitario	V. Parcial
1	Arena gruesa de rio	m ³	0.555	60,000	33300
2	Gravilla	m ³	0.92	75,000	69000
3	Cemento gris	Kg.	230	500	115000
4	Agua	L	175	1	175
	Mano de Obra		Rendimiento		
1	Cuadrilla 1	Día	0.5	98,000	49,000
	Equipos Herramientas				
1	Mezcladora	Día	0.5	50,000	25,000
2	Herramienta Menor	Día	0.06	125,000	7,500
Subtotal					\$298,975

Ítem: Concreto Simple 180Kg/cm²

Unidad: m³

No.	Materiales / Descripción	Unidad	Cantidad	V. Unitario	V. Parcial
1	Arena gruesa de rio	m ³	0.52	60,000	31,200
2	Gravilla	m ³	0.94	75,000	70,500
3	Cemento gris	Kg.	260	500	130,000
4	Agua	L	150	1	150
	Mano de Obra		Rendimiento		
1	Cuadrilla 2	Día	0.45	146,866	66,090
	Equipos Herramientas				
1	Mezcladora	Día	0.4	60,000	24,000
2	Herramienta Menor	Día	0.02048	125,000	2,560
Subtotal					\$324,500

Ítem: Concreto Simple 210Kg/cm²

Unidad: m³

No.	Materiales / Descripción	Unidad	Cantidad	V. Unitario	V. Parcial
1	Arena gruesa de rio	m ³	0.515	60,000	30,900
2	Gravilla	m ³	0.9	75,000	67,500
3	Cemento gris	Kg.	320	500	160,000
4	Agua	L	170	1	170
	Mano de Obra		Rendimiento		
1	Cuadrilla 3	Día	0.45	146,866	66,090
	Equipos Herramientas				
1	Mezcladora	Día	0.5	60,000	30,000
2	Herramienta Menor	Día	0.0568	125,000	7,100
Subtotal					\$361,760

Ítem: Concreto Simple 245Kg/cm²

Unidad: m³

No.	Materiales / Descripción	Unidad	Cantidad	V. Unitario	V. Parcial
1	Arena gruesa de rio	m ³	0.67	60,000	40,200
2	Gravilla	m ³	0.67	75,000	50,250
3	Cemento gris	Kg.	420	500	210,000
4	Agua	L	190	1	190
	Mano de Obra		Rendimiento		
1	Cuadrilla 2	Día	0.55	146,866	80,776
	Equipos Herramientas				
1	Mezcladora	Día	0.5	50,000	25,000
2	Herramienta Menor	Día	0.06	125,000	7,500
Subtotal					\$413,916

Ítem: Mortero 1:4 "Pegue de Ladrillo"

Unidad: m³

No.	Materiales / Descripción	Unidad	Cantidad	V. Unitario	V. Parcial
1	Arena gruesa de peña	m ³	1.16	60,000	69,600
2	Cemento gris	Kg.	364	500	182,000
3	Agua	L	180	1	180
	Mano de Obra		Rendimiento		
1	Cuadrilla 1	Día	0.5	98,000	49,000
	Equipos Herramientas				
1	Mezcladora	Día	0.5	50,000	25,000
2	Herramienta Menor	Día	0.06	125,000	7,500
Subtotal					\$333,280

Ítem: Mortero 1:5 "Pañete"

Unidad: m³

No.	Materiales / Descripción	Unidad	Cantidad	V. Unitario	V. Parcial
1	Arena gruesa de peña	m ³	1.18	60,000	70,800
2	Cemento gris	Kg.	302	500	151,000
3	Agua	L	175	1	175
	Mano de Obra		Rendimiento		
1	Cuadrilla 2	Día	0.5	98,000	49,000
	Equipos Herramientas				
1	Mezcladora	Día	0.5	50,000	25,000
2	Herramienta Menor	Día	0.06	125,000	7,500
Subtotal					\$303,475

Ítem: Mortero 1:7 "Para Solado"

Unidad: m³

No.	Materiales / Descripción	Unidad	Cantidad	V. Unitario	V. Parcial
1	Arena gruesa de peña	m ³	1.25	60,000	75,000
2	Cemento gris	Kg.	228	500	114,000
3	Agua	L	130	1	130
	Mano de Obra		Rendimiento		
1	Cuadrilla 3	Día	0.5	98,000	49,000
	Equipos Herramientas				
1	Mezcladora	Día	0.5	50,000	25,000
2	Herramienta Menor	Día	0.06	125,000	7,500
Subtotal					\$270,630

Anexos A.2 Análisis de precios unitarios del reservorio

CAPITULO 1: PRELIMINARES

Ítem: 1,1 Campamento de 9m²

Unidad: Und

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT	V/r UNITARIO	V/r PARCIAL
MATERIALES				\$ 562,378.35
Polín (madera)	ML	42.1	1500	63150
Tabla común	ML	103	1750	180250
Puntilla 2"	Lb	2.21	810	1790.1
Gancho teja eternit	Und	15.25	510	7777.5
Teja ondulada eternit	Und	6.55	22500	147375
Bisagra cobrizada 3"	Und	3	4500	13500
Cerraduras candado 4"	Und	1	5000	5000
Recebo	m ³	1.35	14500	19575
Materiales concreto 2000 PSI	m ³	0.57	217475	123960.75
MANO DE OBRA				\$ 208,510.64
Cuadrilla 1	DC	0.47	98,000	208,511
COSTO DIRECTO =				\$ 770,889.00

Ítem: 1,2 Descapote y nivelación a mano
 Unidad: m²

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT	V/r UNITARIO	V/r PARCIAL
EQUIPOS HERAMIENTAS				\$ 2,500.00
Herramienta menor	Día	0.1	25,000.00	2500
MANO DE OBRA				\$ 12,679.00
Cuadrilla 1	H/C	1	12,679	12,679
COSTO DIRECTO = \$				15,179.00

Ítem: 1,3 Replanteo y localización
 Unidad: m²

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT	V/r UNITARIO	V/r PARCIAL
MATERIALES				\$ 982.00
Durmiente ord. 3m	Und	0.1	5,000.00	500
Repisa ord. 3m	Und	0.1	4,000.00	400
Puntilla 2"	lb	0.02	2,000.00	40
Alambre Negro	Kg	0.015	2,800.00	42
MANO DE OBRA				\$ 1,648.27
Cuadrilla 1	H/C	0.13	12,679	1,648
COSTO DIRECTO = \$				2,630.00

Item: 1,4 Excavación manual
 Unidad: m³

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT	V/r UNITARIO	V/r PARCIAL
MATERIALES				\$ 5,000.00
Herramienta menor	Día	0.2	25,000.00	5000
MANO DE OBRA				\$ 13,566.53
Cuadrilla 1	H/C	1.07	12,679	13,567
COSTO DIRECTO = \$				18,567.00

CAPITULO 2: CIMENTACIÓN

Item: 2,1	Solado con mortero 1:7 (espesor 0.05m)			
Unidad:	m ²			
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT	V/r UNITARIO	V/r PARCIAL
MATERIALES				\$ 13,531.50
Mortero 1:7	m ³	0.05	270,630.00	13,531.50
EQUIPOS Y HERAMIENTAS				\$ 2,500.00
Herramienta menor	Día	0.1	25,000.00	2,500.00
MANO DE OBRA				\$ 2,535.80
Cuadrilla 1	H/C	0.2	12,679	2,535.80
COSTO DIRECTO =				\$ 18,567.00

CAPITULO 3: DESAGUES E INSTALACIONES

Ítem: 3,1	Tubería de desagüe en PVC 4"			
Unidad:	ML			
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT	V/r UNITARIO	V/r PARCIAL
MATERIALES :				\$ 15,547.00
Tubería de PVC de 4"	ML	1	14746.00	14,746.00
Soldadura PVC (1/4" GAL)	Und	0.015	42000.00	630.00
Limpiador PVC (12 ONZ.)	Und	0.015	11400.00	171.00
EQUIPO Y HERRAMIENTAS:				\$ 625.00
Herramienta menor	Glb	0.005	125000.00	625.00
MANO DE OBRA:				\$ 5,071.65
Cuadrilla (1 Ofic + 2 Ayud)	Día	0.050	101433.00	5,071.65
COSTO DIRECTO =				\$ 21,244.00

Ítem: 3,2 Cajilla para la válvula de lavado de concreto de 140Kg/cm²
 Unidad: Und

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT	V/r UNITARIO	V/r PARCIAL
MATERIALES				\$ 504,640.00
Concreto de 140Kg/cm ²	m ³	0.2	298975.00	59795.00
Formaleta	m ²	0.5	15000.00	7500.00
Válvula de compuerta 4"	Und	1	437345.00	437345.00
EQUIPOS HERAMIENTAS				\$ 12,500.00
Herramienta menor	Día	0.5	\$ 25,000.00	12,500.00
MANO DE OBRA				\$ 13,312.95
Cuadrilla 3	H/C	1.05	12,679	13,313
COSTO DIRECTO = \$				530,453.00

CAPITULO 4: ESTRUCTURA

Ítem: 4,1 Suelo compactado
 Unidad: m³

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT	V/r UNITARIO	V/r PARCIAL
MATERIALES				\$ 90.00
Agua	l	90	1.00	90.00
EQUIPOS Y HERAMIENTAS				\$ 6,500.00
Vibrocompactador	Día	0.1	40,000.00	4,000.00
Herramienta menor	Día	0.1	25,000.00	2,500.00
MANO DE OBRA				\$ 19,600.00
Cuadrilla 3	Día	0.2	98,000	19,600
COSTO DIRECTO = \$				26,190.00

Ítem: 4,2 Placa de concreto de 180Kg/cm², espesor de 0.1m
 Unidad: m²

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT	V/r UNITARIO	V/r PARCIAL
MATERIALES				\$ 59,604.99
Concreto simple 180Kg/cm ²	m ³	0.05	324499.70	16224.99
Varilla 3/8"	Kg	13.98	3100.00	43338.00
Alambre Negro	Kg	0.015	2800.00	42.00
EQUIPOS				
HERAMIENTAS				\$ 15,000.00
Herramienta menor	Día	0.6	\$ 25,000.00	\$ 15,000.00
MANO DE OBRA				\$ 13,312.95
Cuadrilla 2	H/C	1.05	12,679	13,313
COSTO DIRECTO = \$				87,918.00

Ítem: 4,3 Placa de concreto de 245Kg/cm² espesor de 0.2m
 Unidad: m²

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT	V/r UNITARIO	V/r PARCIAL
MATERIALES				\$ 141,163.26
Concreto de 245Kg/cm ²	m ³	0.2	413916.30	82783.26
Varilla 3/8"	Kg	13.98	3100.00	43338.00
Formaleta	m ²	1	15000.00	15000.00
Alambre Negro	Kg	0.015	2800.00	42.00
EQUIPOS				
HERAMIENTAS				\$ 12,500.00
Herramienta menor	Día	0.5	\$ 25,000.00	\$ 12,500.00
MANO DE OBRA				\$ 13,312.95
Cuadrilla 2	H/C	1.05	12,679	13,313
COSTO DIRECTO = \$				166,976.00

Ítem: 4,4 Placa de concreto de 210Kg/cm² espesor de 0.2m
Unidad: m²

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT	V/r UNITARIO	V/r PARCIAL
MATERIALES				\$ 130,731.94
Concreto de 210Kg/cm ²	m ³	0.2	361759.70	72351.94
Varilla 3/8"	Kg	13.98	3100.00	43338.00
Formaleta	m ²	1	15000.00	15000.00
Alambre Negro	Kg	0.015	2800.00	42.00
EQUIPOS HERAMIENTAS				\$ 12,500.00
Herramienta menor	Día	0.5	\$ 25,000.00	\$ 12,500.00
MANO DE OBRA				\$ 13,312.95
Cuadrilla 1	H/C	1.05	12,679	13,313
COSTO DIRECTO = \$				156,545.00

CAPITULO 5: MAMPOSTERIA

Ítem: 5,1 Muro de trampa de sedimentos en ladrillo tolete

Unidad: m²

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT	V/r UNITARIO	V/r PARCIAL
MATERIALES				\$ 87,181.60
Ladrillo tolete	Und	33	420.00	13,860.00
MORTERO 1:4	m ³	0.22	333,280.00	73,321.60
EQUIPOS HERRAMIENTAS				\$ 3,750.00
Herramienta Menor	Día	0.03	125,000.00	3,750.00
MANO DE OBRA				\$ 3,965.38
Cuadrilla 2	Día	0.027	146,866	3,965
COSTO DIRECTO = \$				94,897.00

CAPITULO 7: IMPERMEABILIZACIÓN

Ítem: 7,1	Geomembrana HDPE 40mil y Geotextil NT 1600				
Unidad:	m ²				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT	V/r UNITARIO	V/r PARCIAL	
MATERIALES					\$ 9,000.00
Geotextil NT 1600	m ²	1	\$ 2,500	\$ 2,500.00	
Geomembrana HDPE 40mils	m ²	1	\$ 6,500	\$ 6,500.00	
EQUIPO Y HERRAMIENTAS:					\$ 87.50
Herramienta menor	Día	0.0007	\$ 125,000.00	\$ 87.50	
MANO DE OBRA:					\$ 699.70
Cuadrilla (2 oficiales)	Día	0.002	146,866	326	
Cuadrilla (6 ayudantes)	Día	0.002	168,000	373	
COSTO DIRECTO =					\$ 9,787.00

Anexos A.3 Análisis de precios unitarios del sistema de riego modalidad goteo

CAPITULO 1: PRELIMINARES

Ítem: 1,1	Replanteo y localización				
Unidad:	ha				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT	V/r UNITARIO	V/r PARCIAL	
MATERIALES					\$ 54,880
Durmiente ord. 3m	Und	10	\$ 5,000	\$ 50,000	
Repisa ord. 3m	Und	0.3	\$ 4,000	\$ 1,200	
Puntilla 2"	lb	1	\$ 2,000	\$ 2,000	
Alambre Negro	Kg	0.6	\$ 2,800	\$ 1,680	
EQUIPOS Y HERAMIENTAS					\$ 77,500
Equipo de topografía	Día	0.5	\$ 150,000	\$ 75,000	
Herramienta menor	Día	0.1	\$ 25,000	\$ 2,500	
MANO DE OBRA					\$ 12,679
Cuadrilla 1 (cadeneros)	H/C	1	\$ 12,679	\$ 12,679	
COSTO DIRECTO =					\$ 145,059

Ítem: 3,2 Codo de 45° de 1½ "

Unidad: Und

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT	V/r UNITARIO	V/r PARCIAL
MATERIALES :				\$ 2,934.00
Codo de 45° de 1½ "	Und	1	\$ 2,400	\$ 2,400.00
Soldadura PVC (1/4" galón)	Und	0.01	\$ 42,000	\$ 420.00
Limpiador PVC (12 onza)	Und	0.01	\$ 11,400	\$ 114.00
EQUIPO Y HERRAMIENTAS:				\$ 250.00
Herramienta menor	Glb	0.002	\$ 125,000	\$ 250.00
MANO DE OBRA:				\$ 73.43
Cuadrilla (1 Ofic + 1 Ayud)	Día	0.001	\$ 73,433	\$ 73.43
COSTO DIRECTO =				\$ 3,257.00

Ítem: 3,3 Tapón de lavado de 1½ "

Unidad: Und

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT	V/r UNITARIO	V/r PARCIAL
MATERIALES :				\$ 5,935.00
Conector macho de 1½ "	Und	1	\$ 2,300	\$ 2,300.00
Conector hembra de 1½ "	Und	1	\$ 3,100	\$ 3,101.00
Soldadura PVC (1/4" galón)	Und	0.01	\$ 42,000	\$ 420.00
Limpiador PVC (12 onza)	Und	0.01	\$ 11,400	\$ 114.00
EQUIPO Y HERRAMIENTAS:				\$ 250.00
Herramienta menor	Glb	0.002	\$ 125,000	\$ 250.00
MANO DE OBRA:				\$ 73.43
Cuadrilla (1 Ofic + 1 Ayud)	Día	0.001	\$ 73,433	\$ 73.43
COSTO DIRECTO =				\$ 6,258.00

Ítem: 3,4 Silleta de 16mm

Unidad: Und

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT	V/r UNITARIO	V/r PARCIAL
MATERIALES :				\$ 500.00
Silleta de 16mm	Und	1	\$ 500	\$ 500.00
EQUIPO Y HERRAMIENTAS:				\$ 125.00
Herramienta menor	Glb	0.001	\$ 125,000	\$ 125.00
MANO DE OBRA:				\$ 73.43
Cuadrilla (1 Ofic + 1 Ayud)	Día	0.001	\$ 73,433	\$ 73.43
COSTO DIRECTO =				\$ 698.00

Ítem: 3,5 Microconector de 16mm

Unidad: Und

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT	V/r	UNITARIO	V/r	PARCIAL
MATERIALES :					\$	500.00
Microconector de 16mm	Und	1	\$	500	\$	500.00
EQUIPO Y HERRAMIENTAS:					\$	125.00
Herramienta menor	Glb	0.001	\$	125,000	\$	125.00
MANO DE OBRA:					\$	73.43
Cuadrilla (1 Ofic + 1 Ayud)	Día	0.001	\$	73,433	\$	73.43
COSTO DIRECTO =					\$	698.00

Ítem: 3,6 Manguera de polietileno original de 16mm

Unidad: ML

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT	V/r	UNITARIO	V/r	PARCIAL
MATERIALES :					\$	800.00
Manguera de polietileno de 16mm	ML	1	\$	800	\$	800.00
EQUIPO Y HERRAMIENTAS:					\$	125.00
Herramienta menor	Glb	0.001	\$	125,000	\$	125.00
MANO DE OBRA:					\$	73.43
Cuadrilla (1 Ofic + 1 Ayud)	Día	0.001	\$	73,433	\$	73.43
COSTO DIRECTO =					\$	998.00

Ítem: 3,7 Gotero INTERLINE PC (Agrifim) presión de trabajo 7.03 m.c.a

Unidad: Und

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT	V/r	UNITARIO	V/r	PARCIAL
MATERIALES :					\$	430.00
Gotero INTERLINE PC	Und	1	\$	430	\$	430.00
EQUIPO Y HERRAMIENTAS:					\$	125.00
Herramienta menor	Glb	0.001	\$	125,000	\$	125.00
MANO DE OBRA:					\$	73.43
Cuadrilla (1 Ofic + 1 Ayud)	Día	0.001	\$	73,433	\$	73.43
COSTO DIRECTO =					\$	628.00

Ítem: 3,7	Unidad de bombeo			
Unidad:	Und			
DESCRIPCIÓN	UND	CANT	V/r UNITARIO	V/r PARCIAL
MATERIALES :				\$ 719,280.00
Electrobomba Centrífuga tipo caracol referencia H215 de 1.5HP y 3540R.P.M. Diámetro succión y descarga de 1" "Barnes"	Und	1	\$ 44,000	\$ 44,000.00
Válvula de Pie Tipo Granada 1"	Und	1	\$ 21,000	\$ 21,000.00
Manguera para succión 1" Tipo espiral corrugada x 6 mts	Und	1	\$ 140,342	\$ 140,342.00
Manguera de descarga 1" x 3 mts	Und	1	\$ 147,242	\$ 147,242.00
Abrazadera Industrial 1"	Und	8	\$ 4,785	\$ 38,280.00
Válvula de cortina en bronce Napoli 1"	Und	1	\$ 67,583	\$ 67,583.00
Acople en aluminio OPW, pieza C y F 1"	Und	3	\$ 23,542	\$ 70,626.00
Niple Galvanizado 1" de 15 cm	Und	2	\$ 4,143	\$ 8,286.00
Tee HG de 1"	Und	1	\$ 16,378	\$ 16,378.00
Bushing HG de 1" x 1 1/2 "	Und	1	\$ 8,469	\$ 8,469.00
Adaptador Macho 1 1/2 " PVC	Und	1	\$ 2,300	\$ 2,300.00
Adaptador Hembra 1 1/2 " PVC	Und	1	\$ 3,100	\$ 3,100.00
Buje Soldado de 1" X 1 1/2 " PVC	Und	1	\$ 4,275	\$ 4,275.00
Válvula PVC Soldada de 1 1/2 "	Und	1	\$ 4,246	\$ 4,246.00
Manómetro Glicerina 0-100 PSI	Und	1	\$ 40,000	\$ 40,000.00
Sellador	1/8.	1	\$ 31,500	\$ 31,500.00
Limpiador	1/4.	1	\$ 22,168	\$ 22,168.00
Soldadura	1/4.	1	\$ 45,975	\$ 45,975.00
Cinta Teflón	Und	6	\$ 585	\$ 3,510.00
EQUIPO Y HERRAMIENTAS:				\$ 7,500.00
Herramienta menor	Glb	0.06	\$ 125,000	\$ 7,500.00
MANO DE OBRA:				\$ 101,433.00
Cuadrilla (1 Ofic + 2Ayud)	Día	1.000	\$ 101,433	\$ 101,433.00
COSTO DIRECTO =				\$ 828,213.00

Ítem: 3,8	Unidad de filtrado			
Unidad:	Glb			
DESCRIPCIÓN	UND	CANT	V/r UNITARIO	V/r PARCIAL
MATERIALES :				\$ 1,839,314.00
Adaptador macho de 2" PVC	Und	4	\$ 2,713	\$ 10,852.00
Buje Soldado de 2" x 1.1/2" PVC	Und	1	\$ 2,580	\$ 2,580.00
Codo 45° de 2" PVC	Und	2	\$ 5,952	\$ 11,904.00
Codo 90° de 2" PVC	Und	2	\$ 5,460	\$ 10,920.00
Tee 2" PVC	Und	5	\$ 6,941	\$ 34,705.00
Tubería PVC 1.1/2" RDE 26	ML	1	\$ 3,658	\$ 3,658.00
Tubería PVC 2" RDE 41 U.Z	ML	12	\$ 3,013	\$ 36,156.00
Cheque Universal en bronce Napoli de 2"	Und	1	\$ 65,146	\$ 65,146.00
Válvula de Bola de 1.1/2" PVC soldada	Und	1	\$ 7,643	\$ 7,643.00
Válvula de Bola de 2" PVC soldada	Und	5	\$ 11,150	\$ 55,750.00
Filtro de Arena de 35 GPM Metálico, Pintura Interior Epoxica y Exterior Esmalte Martillado, con Arena y Colector	Und	1	\$ 1,200,000	\$ 1,200,000.00
Filtro de malla, 120 mesh, Conexión 1 1/2", Flujo Máximo 50 GPM	Und	1	\$ 400,000	\$ 400,000.00
EQUIPO Y HERRAMIENTAS:				\$ 50,000.00
Herramienta menor	Glb	0.4	\$ 125,000	\$ 50,000.00
MANO DE OBRA:				\$ 101,433.00
Cuadrilla (1 Ofic + 2 Ayud)	Día	1.000	\$ 101,433	\$ 101,433.00
COSTO DIRECTO =				\$ 1,990,747.00

CAPITULO 4: ESTRUCTURA

Ítem: 4,1 Placa de concreto para la unidad de filtrado (espesor 0.1m)
Unidad: m²

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT	V/r UNITARIO	V/r PARCIAL
MATERIALES :				\$ 79,829.97
Listón de madera.10X.025X3	Und	2	\$ 2,000	\$ 4,000.00
Concreto de 180Kg/cm ²	m ³	0.1	\$ 324,500	\$ 32,449.97
Varilla de 3/8"	Kg	13.98	\$ 3,100	\$ 43,338.00
Alambre Negro	Kg	0.015	\$ 2800	\$ 42
EQUIPO Y HERRAMIENTAS:				\$ 2,500.00
Herramienta menor	Día	0.1	\$ 25,000	\$ 2,500.00
MANO DE OBRA:				\$ 29,373.20
Cuadrilla 2	Día	0.2	\$ 146,866	\$ 29,373.20
COSTO DIRECTO =				\$ 111,703.00

Ítem: 4,2 Placa de concreto de 210Kg/cm² PSI espesor de 0.1m (tanque de almace.)
Unidad: m²

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT	V/r UNITARIO	V/r PARCIAL
MATERIALES				\$ 83,555.97
Concreto de 210Kg/cm ²	m ³	0.1	\$ 361,760	\$ 36,176
Varilla 3/8"	Kg	13.98	\$ 3,100	\$ 43,338
Listón de madera.10X.025X3	Und	2	\$ 2,000	\$ 4,000
Alambre Negro	Kg	0.015	\$ 2,800	\$ 42
EQUIPOS HERAMIENTAS				\$ 12,500
Herramienta menor	Día	0.5	\$ 25,000	\$ 12,500
MANO DE OBRA:				\$ 29,373
Cuadrilla 2	Día	0.2	\$ 146,866	\$ 29,373
COSTO DIRECTO =				\$ 125,429.00

CAPITULO 5: MAMPOSTERIA

Ítem: 5,1 Muro de tanque de almacenamiento en ladrillo tolete
Unidad: m²

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT	V/r	UNITARIO	V/r	PARCIAL
MATERIALES						\$ 87,182
Ladrillo tolete	Und	33	\$	420	\$	13,860
MORTERO 1:4	m ³	0.22	\$	333,280	\$	73,322
EQUIPOS HERRAMIENTAS						\$ 3,750
Herramienta Menor	Día	0.03	\$	125,000	\$	3,750
MANO DE OBRA						\$ 3,965
Cuadrilla 2	Día	0.027	\$	146,866	\$	3,965
COSTO DIRECTO =						\$ 94,897.00

CAPITULO 6: PAÑETES

Ítem: 6,1 Liso Sobre Muro 1:5 Exterior/Interior incluye filis y dilataciones
Unidad: m²

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT	V/r	UNITARIO	V/r	PARCIAL
MATERIALES						\$ 8,497
MORTERO 1:5	m ³	0.028	\$	303,475	\$	8,497
EQUIPO Y HERRAMIENTAS:						\$ 875
HERRAMIENTA MENOR	Día	0.007	\$	125,000	\$	875
MANO DE OBRA:						\$ 7,343
Cuadrilla C	Día	0.050	\$	146,866	\$	7,343
COSTO DIRECTO =						\$ 16,716.00

ANEXO B. ESTUDIO DE GEOTÉCNIA

**ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS**

Anexos B.1 perfil estratigráfico - registro de apique

Proyecto de grado: DISEÑO DE RESERVORIO PARA CAPTACION DE AGUAS LLUVIAS CON FINES AGRICOLAS EN LA PARCELACION DE LA HACIENDA SANTA BARBARÁ LOTE N MUNICIPIO DE PALERMO - HUILA

Localización: Municipio de Palermo

Apique No. 1

Descripción	
	<p>HORIZONTE 1: De color 7.5YR 7/6 (amarillo rojizo), con un poco de humedad debido a la capilaridad, por la presencia de nivel freático por agua colgada a 0.80m de profundidad, texturalmente arenas finas con muy pocos limos.</p>
	<p>HORIZONTE 2: De color 7.5YR 7/0 (gris claro), con humedad por el nivel freático a 0,05m, texturalmente por arenas finas con arcillas y limos.</p>
	<p>HORIZONTE 3: De color 7.5YR 7/0 (gris claro), con nivel freático y en presencia de rocas y cantos rodados de diferentes tamaños (hasta de 49,5 pulgadas) arenas finas y gruesas.</p>

OBSERVACIONES:

Toma: Apique cavado para la construcción de un muro de contención en las instalaciones de la granjas Santa Barbará lote N.

Profundidad del apique 1,60 metros.

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

Anexos B.2 Ensayo: proctor modificado

Proyecto de grado: DISEÑO DE RESERVORIO PARA CAPTACION DE AGUAS LLUVIAS CON FINES AGRICOLAS EN LA PARCELACION DE LA HACIENDA SANTA BARBARÁ LOTE N MUNICIPIO DE PALERMO - HUILA

Localización: Municipio de Palermo

Densidad seca

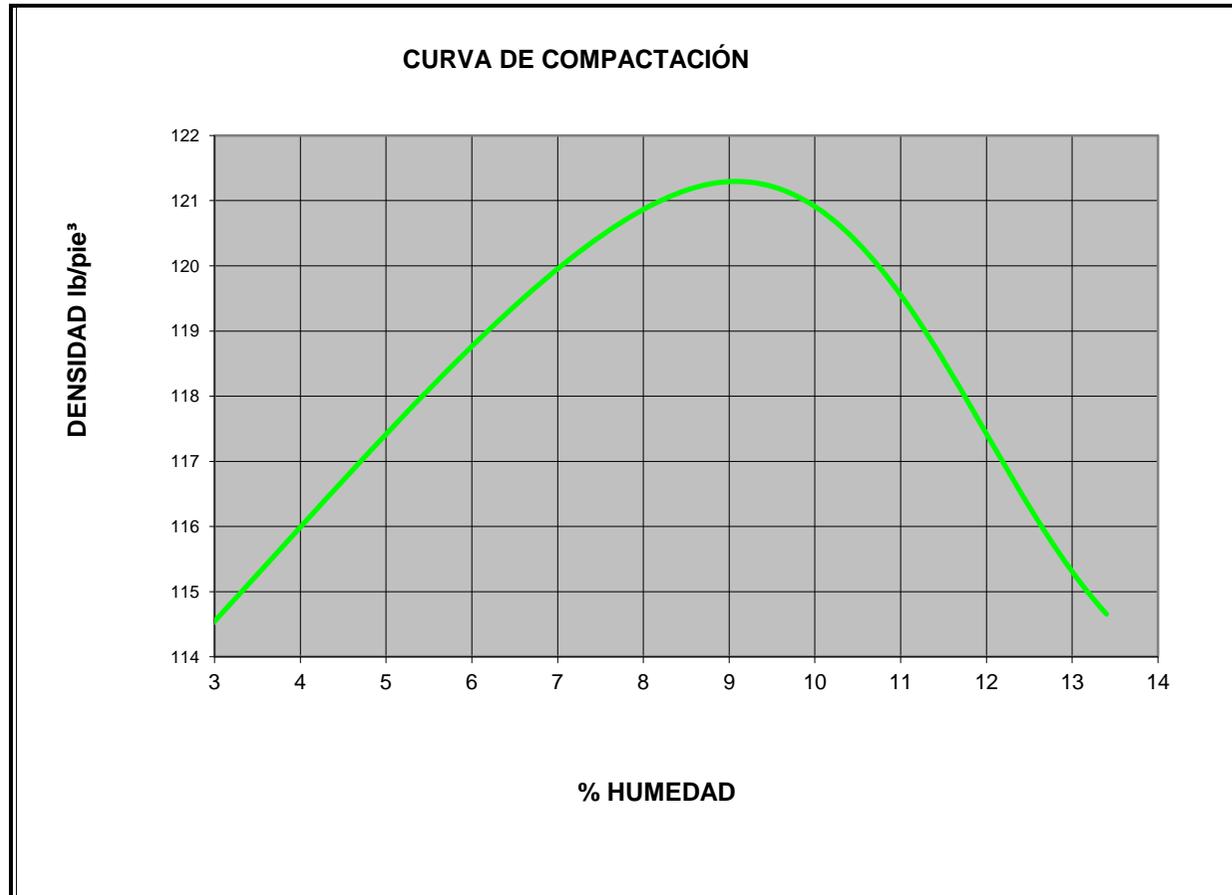
Molde No	UNIDADES	NATURAL	150 ml	300ml
Peso molde + muestra compactada	gr	5940.00	6229.00	6200.00
Peso molde	gr	4230.00	4230.00	4230.00
Peso muestra compactada	gr	1710.00	1999.00	1970.00
Peso muestra compactada	lb	3.76	4.40	4.33
Volumen muestra compactada	lb./pie ³	1/30	1/30	1/30
Densidad húmeda	lb./pie ³	112.86	131.93	130.02
Humedad	%	0.96	8.80	13.40
Densidad seca	lb./pie ³	111.8	121.3	114.7

Humedad

MOLDE No	UNIDADES	A	B	C
W Cápsula + Suelo Húmedo	gr	81.2	79	79
W Cápsula + Suelo Seco	gr	80.7	74.6	72.3
Peso Cápsula	gr	29	29	29
Humedad	%	1.0	8.8	13.4

RESULTADOS DEL ENSAYO

Humedad Optima	9.00%
Densidad Seca Máxima	121.3



Anexos B.3 Ensayo: densidad, método del cono y la arena

Proyecto de grado: DISEÑO DE RESERVORIO PARA CAPTACION DE AGUAS LLUVIAS CON FINES AGRICOLAS EN LA PARCELACION DE LA HACIENDA SANTA BARBARÁ LOTE N MUNICIPIO DE PALERMO – HUILA.

Localización: Municipio de Palermo

DENSIDAD SECA

ITEM	UNIDAD	TOMA 1
Peso frasco + cono + arena inicial	gr	5865
Peso frasco + cono + arena final	gr	1683
Peso arena total usada	gr	4182
Constante del cono	gr	1693
Peso arena en el hueco	gr	2489
Densidad de la arena	gr/cm ³	1.42
Volumen del hueco	cm ³	1752.82
Peso material extraído húmedo	gr	3077
Humedad	%	26.85
Peso material extraído seco	gr	2425.75
Densidad húmeda	gr/cm ³	1.76
Densidad seca	gr/cm ³	1.38
Densidad seca	lb/pie ³	86.36
Compactación	%	68.81

HUMEDAD	Unidad	TOMA 1
Peso tara + suelo húmedo	gr	78.50
Peso tara + suelo seco	gr	67.60
Peso de la Tara	gr	27.00
Humedad	%	26.85

OBSERVACIONES:

Toma: Densidad realizada a 1,60 metros de profundidad del apique

Anexos B.4 Ensayo: granulometría

Proyecto de grado: DISEÑO DE RESERVORIO PARA CAPTACION DE AGUAS LLUVIAS CON FINES AGRICOLAS EN LA PARCELACION DE LA HACIENDA SANTA BARBARÁ LOTE N MUNICIPIO DE PALERMO – HUILA.

Localización: Municipio de Palermo

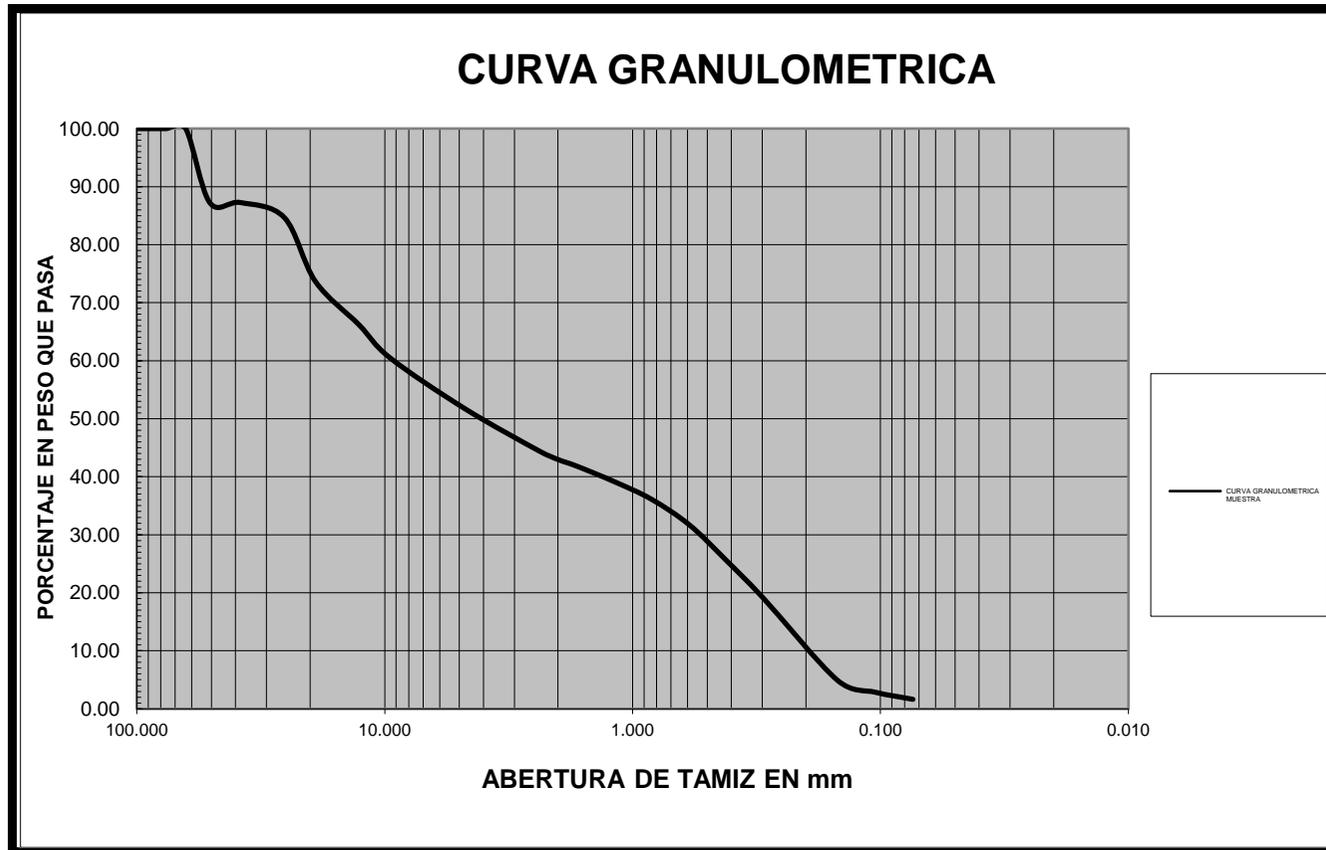
Apique No. 1

Peso: 2873.40g

TAMIZ	APERTURA DEL TAMIZ EN mm	PESO RETENIDO (g)	% RETENIDO	% RET. ACUMULADO	% EN PESO QUE PASA
4"	101.600	0.00	0.00	0.00	100.00
3 1/2"	88.900	0.00	0.00	0.00	100.00
3"	76.200	0.00	0.00	0.00	100.00
2 1/2"	63.500	0.00	0.00	0.00	100.00
2"	50.800	366.30	12.75	12.75	87.25
1 1/2"	38.100	0.00	0.00	12.75	87.25
1"	25.400	74.40	2.59	15.34	84.66
3/4"	19.050	315.80	10.99	26.33	73.67
1/2"	12.700	215.00	7.48	33.81	66.19
3/8"	9.525	163.60	5.69	39.50	60.50
4	4.760	251.30	8.75	48.25	51.75
8	2.380	210.50	7.33	55.58	44.42
10	2.000	42.00	1.46	57.04	42.96
12	1.680	32.80	1.14	58.18	41.82
16	1.190	75.90	2.64	60.82	39.18
20	0.840	87.90	3.06	63.88	36.12
30	0.590	127.30	4.43	68.31	31.69
40	0.420	174.40	6.07	74.38	25.62
50	0.297	188.30	6.55	80.93	19.07
100	0.149	407.30	14.17	95.11	4.89
140	0.105	58.60	2.04	97.15	2.85
200	0.074	35.20	1.23	98.37	1.63
FONDO		46.80	1.63	100.00	0.00
SUBTOTAL		2873.40	100.00		

Apique No. 1

Peso: 2873.40g



GRAVA		ARENAS			LIMOS Y ARCILLAS
GRUESA	FINA	GRUESA	MEDIA	FINAS	
0	0	9	0.48	0.2	45.00

D 60	9	Cu	45.00
D30	0.48	Cc	0.13
D10	0.2	SUELO MAL GRADADO	

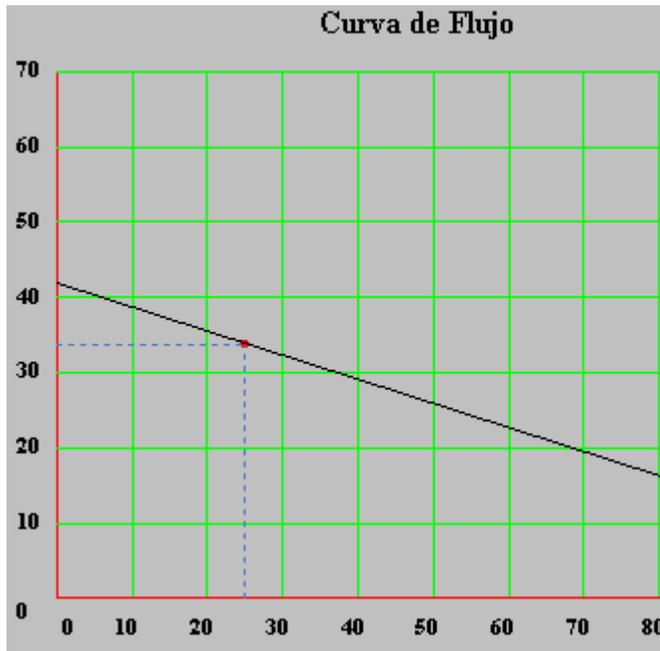
Anexos B.5 Ensayo: límites de Atterberg

LIMITE LÍQUIDO

Tara	Peso Tara	No de golpes	Peso suelo húmedo + Tara (g)	peso suelo seco + Tara (gr)	% de Humedad
A	26.6	11	77.3	63.2	38.52
B	25.2	23	79.9	66	34.07
C	26.5	47	78.8	67.7	26.94

LIMITE PLASTICO

Tara	Peso tara	Peso rollo húmedo + Tara (gr)	Peso rollo seco + Tara (gr)	% de Humedad
A	28.1	40.2	37.9	23.47

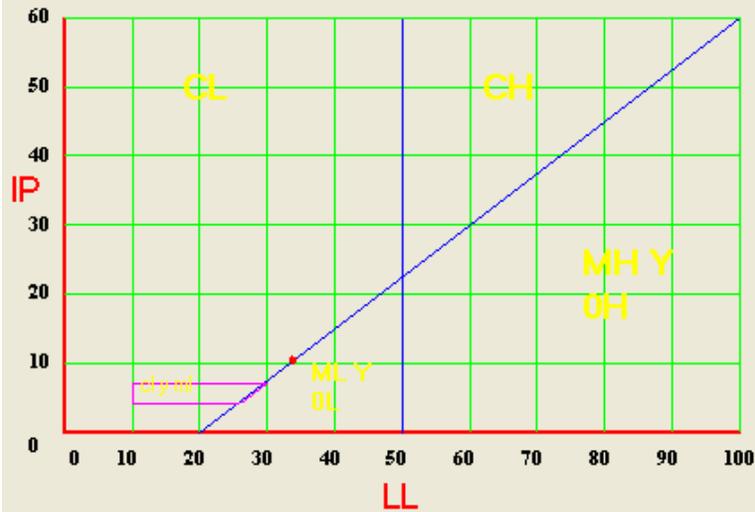


RESULTADOS	
Límite líquido	33,81%
Límite plástico	23,47%
Índice Plástico	10,34%
A. S. S. H. T. O.	A-6
U. S. C.	ML

OBSERVACIONES

TOMA: Muestra extraída a 0.75 mts de profundidad del apique.

Carta de Plasticidad de Casagrande para clasificación unificada



ML -> Limos orgánicos, arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillas con ligera plasticidad

OL -> Limos orgánicos, arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad

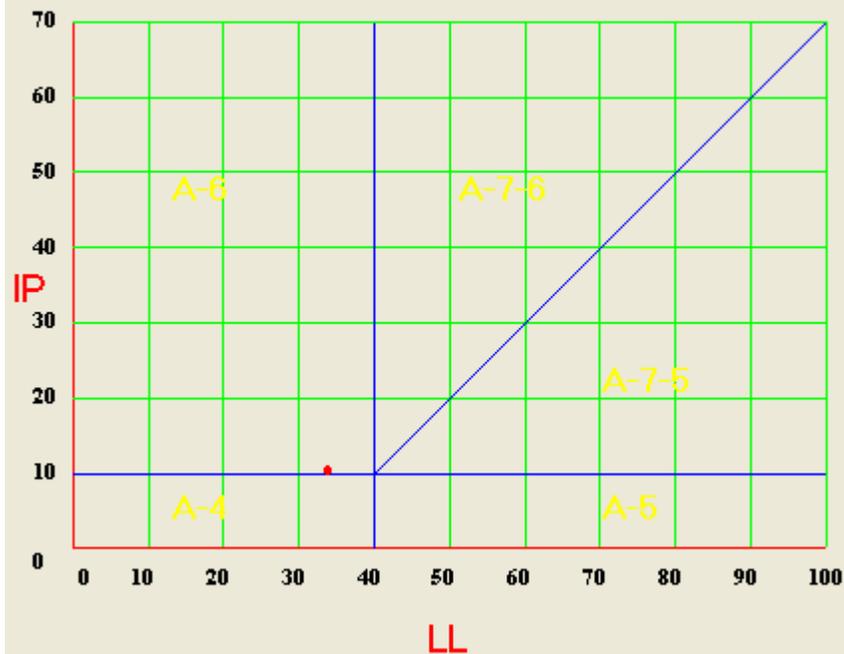
CL -> Arcillas inorgánicas de plasticidad baja o media, arcillas con cascajo, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras

MH -> Limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos finos, micáceos o diatomáceos, limos elásticos

CH -> Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas grasa

OH -> Arcillas orgánicas de plasticidad media a alta

Carta de Plasticidad para clasificación ASSHTO



**Anexos B.6 Ensayo resistencia in situ
METODO DEL CONO DE PENETRACION**

Profundidad: 0,40 mts

LECTURA MANOMETRO 0,40 m	KILOGRAMOS FUERZA	RESISTENCIA Kgf/cm ²
50	31.2	13.68
49	30.8	13.51
50	31.2	13.68
50	31.2	13.68
50	31.2	13.68
51	31.6	13.86
50	31.2	13.68

Resistencia promedio 13.68
 Resistencia promedio con penetrometro F.S=3 2.28
Resistencia promedio del suelo 2.28Kgf/cm²

Profundidad: 0.60 mts

LECTURA MANOMETRO 0,60 m	KILOGRAMOS FUERZA	RESISTENCIA Kgf/cm ²
51	31.6	13.86
49	30.8	13.51
49	30.8	13.51
51	31.6	13.86
50	31.2	13.68
50	31.2	13.68
50	31.2	13.68

Resistencia promedio 13.68
 Resistencia promedio con penetrometro F.S=3 2.28
Resistencia promedio del suelo 2.28Kgf/cm²

Profundidad: 0.75 mts

LECTURA MANOMETRO 0,75 m	KILOGRAMOS FUERZA	RESISTENCIA Kgf/cm ²
29	22.8	10.00
31	23.6	10.35
29	22.8	10.00
31	23.6	10.35
30	23.2	10.18
30	23.2	10.18
30	23.2	10.18

Resistencia promedio 10.18
 Resistencia promedio con penetrometro F.S=3 1.70
Resistencia promedio del suelo 1.70Kgf/cm²

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Los suelos presenta una granulometría mal gradada, lo que hace que se presente porosidad de media a alta, los límites de Atterberg dan como resultados suelos de bajo límite líquido y bajo índice de plasticidad, lo que hace que los suelos sean percolables.

Al ser compactados alcanzan una densidad seca máxima de 121.3 lb/pie³ que es igual a 1947Kg/m³, densidad alta, lo que hace que sea viable el muro de contención sea construido con ese tipo de suelo.

Debido a estas características que presenta el suelo, se hace necesario mejorarlo para tener y garantizar la estanquidad en el reservorio; para ello sería recomendable una de las siguientes propuestas:

- Aplicar una capa de arcilla de alta plasticidad en toda la superficie de aproximadamente 10 cm de espesor, compactándola al proctor modificado del material.
- Aplicar geotextil PVC termo fusionado con una geomembrana de 40 mils, que garantiza la estanquidad del reservorio.
- aplicando suelo cemento en proporción 1:10 para la capa superficial expuesta al agua.

ANEXO C. PRUEBAS DE INFILTRACION

DATOS OBTENIDOS EN CAMPO:

Como el terreno presenta una gran variedad textural de suelo, se decidió hacer **12 ensayos** en lugares estratégicos para obtener una mayor aproximación a la realidad.

ECUACIONES PARA CALCULOS NUMERICOS:

$Lamina = K * T^n$: Función exponencial que es recta en el papel logarítmico.

$Log Lam = Log(K * T^n)$

$Log Lam = Log K + Log T^n$

$Log Lam = (b) + n * Log T$

Que la ecuación de la recta $Y = mX + b$

Dónde:

$Y = Log Lam$

$X = Log T$

$m = pendiente (n)$

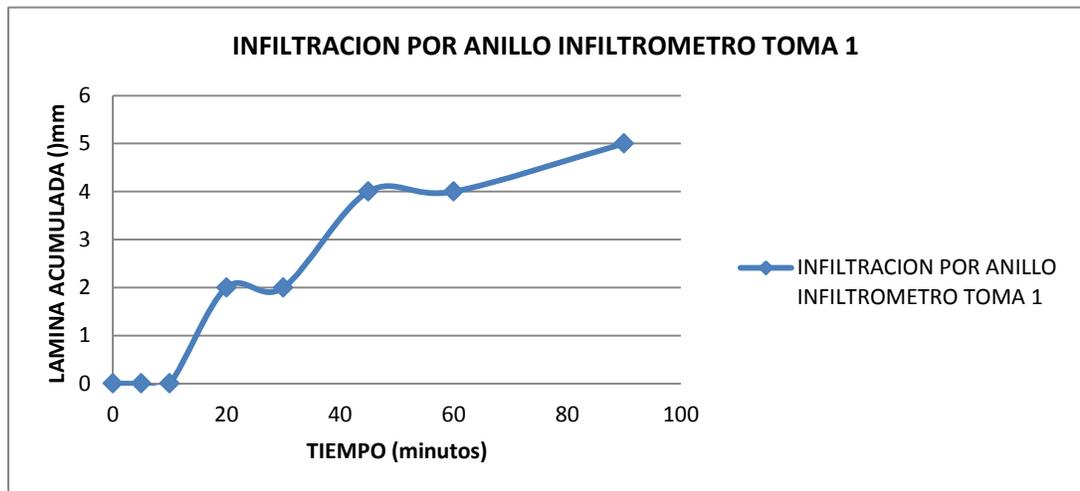
$b = Log K \rightarrow K = antiLog b$

K y $n = constantes del suelo$

Para hallar n que es la pendiente de la recta hay que ajustar la recta por el método de los mínimos cuadrados.

TOMA 1

PRUEBAS DE INFILTRACION				
TOMA 1 COORDENADAS: E= 859.873 m; N= 815.988 m.				
Características: anillo a 10 cm de profundidad, altura de columna de agua 11 cm				
TIEMPO (min)	LECTURA ESCALA (cm)	LAMINA INFILTRADA (mm)	LAMINA ACUMULADA (mm)	
0	11	0	0	
5	11	0	0	
10	11	0	0	
20	10,8	2	2	
30	10,8	0	2	
45	10,6	2	4	
60	10,6	0	4	
90	10,5	1	5	



METODO MINIMOS CUADRADOS TOMA 1				
TIEMPO (min)	X (Log T)	Y (Log Lam)	X ² (Log T) ²	XY
20	1,301029996	0,301029996	1,69267905	0,391649054
30	1,477121255	0,301029996	2,181887201	0,444657805
45	1,653212514	0,602059991	2,733111616	0,995333112
60	1,77815125	0,602059991	3,161821869	1,070553726
90	1,954242509	0,698970004	3,819063786	1,365956895
N= 5	Σ= 8,163757524	Σ= 2,505149978	Σ= 13,58856352	Σ= 4,26815092

Para ajustar la recta por el método de mínimos cuadrados y obtener la pendiente de la recta que es n se realiza el siguiente procedimiento:

$$\bar{X} = \text{promedio de } X = \frac{8,163757524}{5} = 1,633$$

$$\bar{Y} = \text{promedio de } Y = \frac{2,505149978}{5} = 0,501$$

$$(\bar{X})^2 = (1,633)^2 = 2,67$$

$$n = \frac{\sum XY - N(\bar{X}\bar{Y})}{\sum X^2 - N(\bar{X})^2} = \frac{4,2682 - 5(1,633 * 0,501)}{13,5886 - 5(2,67)} = 0,7441$$

$$b = \bar{Y} - n\bar{X} = 0,501 - 0,7441 * 1,633 = -0,71$$

$$K = \text{antiLog } b$$

$$K = \text{antiLog } -0,71$$

$$K = 0,195$$

De lo anterior se deduce que la lámina de agua infiltrada en función del tiempo es:

$$\text{Lamina} = K * T^n \rightarrow \text{lamina en mm.}$$

$$\text{Lamina} = 0,195 * T^{0,7441} \rightarrow T \text{ en minutos}$$

Velocidad de infiltración (I):

$$I \text{ promedio} = \frac{\text{lamina}}{T} = \frac{0,195T^{0,7441}}{T} = 0,195T^{0,7441} * T^{-1} = 0,195T^{-0,2559}$$

Ecuación de I (Velocidad de Infiltración)

$$I = d \frac{\text{lamina}}{dT} = d(KT^n)/dT$$

$$I = KnT^{n-1} \text{ para cualquier instante de } T \text{ (Vel. de inf. instantanea } I \text{ en } \frac{\text{mm}}{\text{min}} \text{ con } T \text{ en minutos)}$$

$$I = 60 KnT^{n-1} \text{ en mm/hora}$$

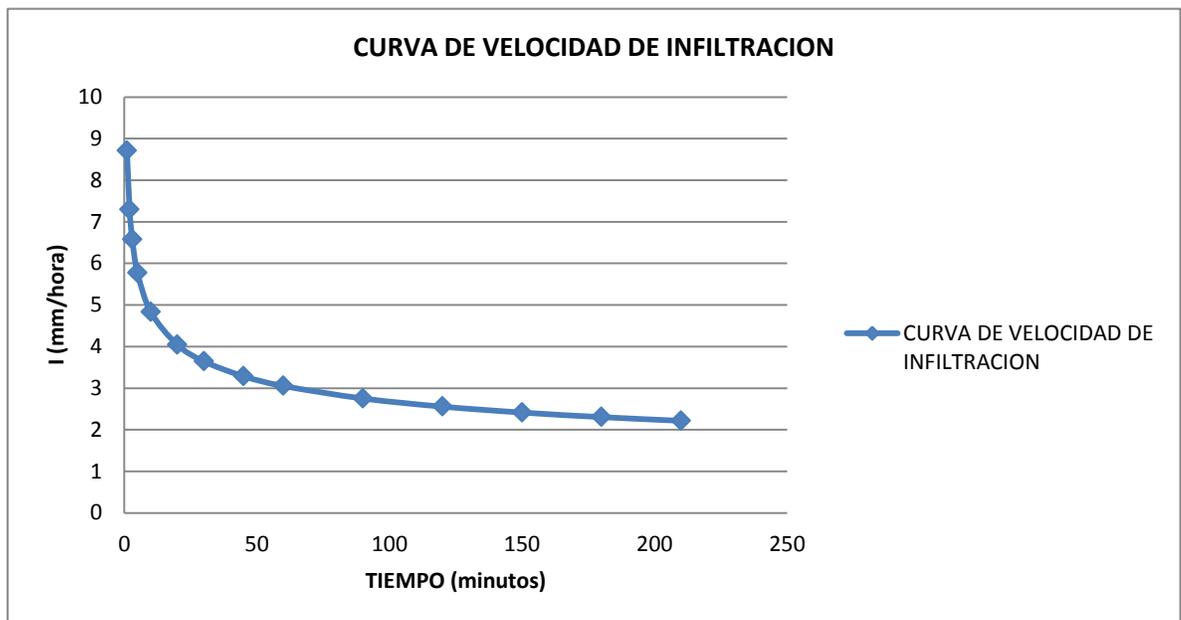
Y para hallar la curva de velocidad de infiltración:

$$Lamina = 0,195 * T^{0,7441}$$

$$I = 60 * 0,195 * 0,7441 * T^{0,7441-1} = 8,706T^{-0,2559} \text{ en mm/hora}$$

Con diferentes valores de T se grafica la curva.

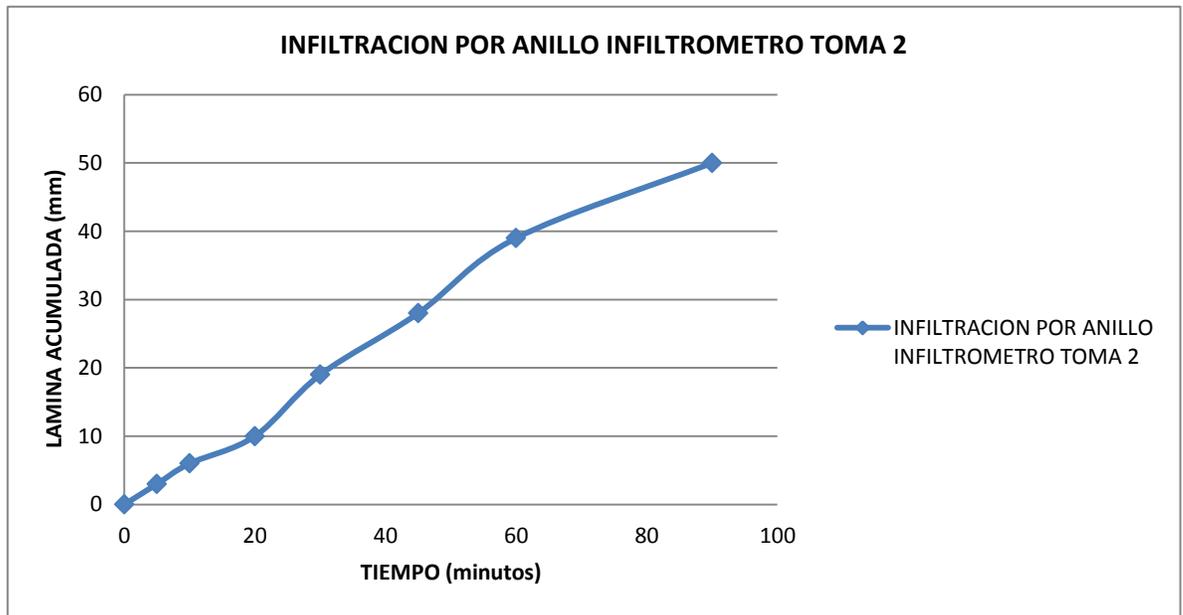
Tiempo (minutos)	I (mm/hora)
1	8,706
2	7,290966234
3	6,572390114
5	5,767030373
10	4,829683405
20	4,044688562
30	3,646055992
45	3,286711471
60	3,053442582
90	2,752504291
120	2,55714987
150	2,415221186
180	2,305124724
210	2,215964228



INFILTRACION BASICA = 2 mm/hora

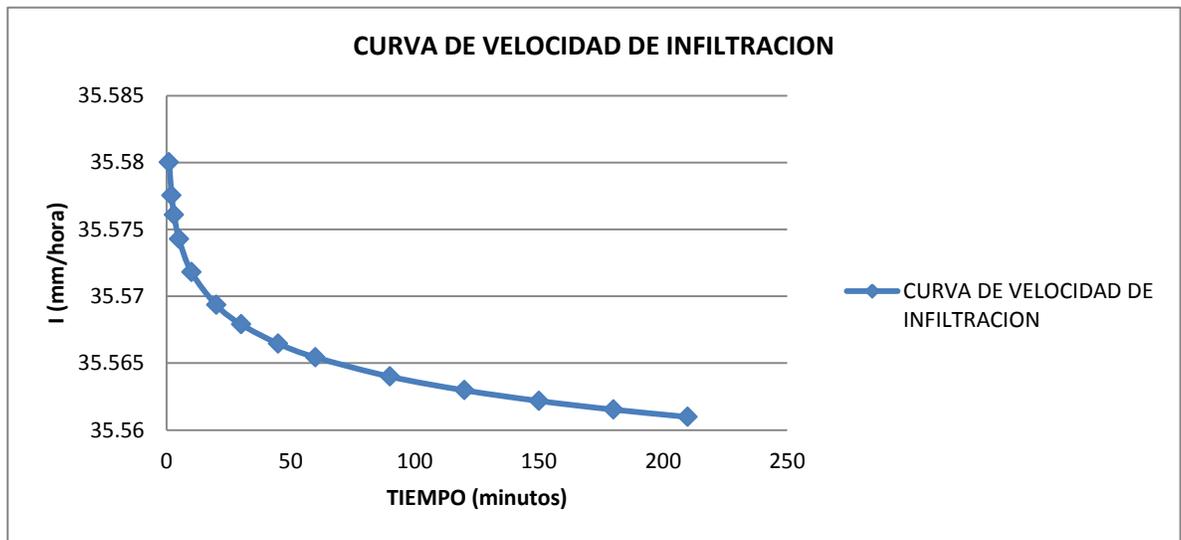
TOMA 2

PRUEBAS DE INFILTRACION			
TOMA 2 COORDENADAS: E= 859.880 m; N= 815.983 m.			
Características: anillo a 10 cm de profundidad, altura de columna de agua 11 cm			
TIEMPO (min)	LECTURA ESCALA (cm)	LAMINA INFILTRADA (mm)	LAMINA ACUMULADA (mm)
0	11	0	0
5	10,7	3	3
10	10,4	3	6
20	10	4	10
30	9,1	9	19
45	8,2	9	28
60	7,1	11	39
90	6	11	50



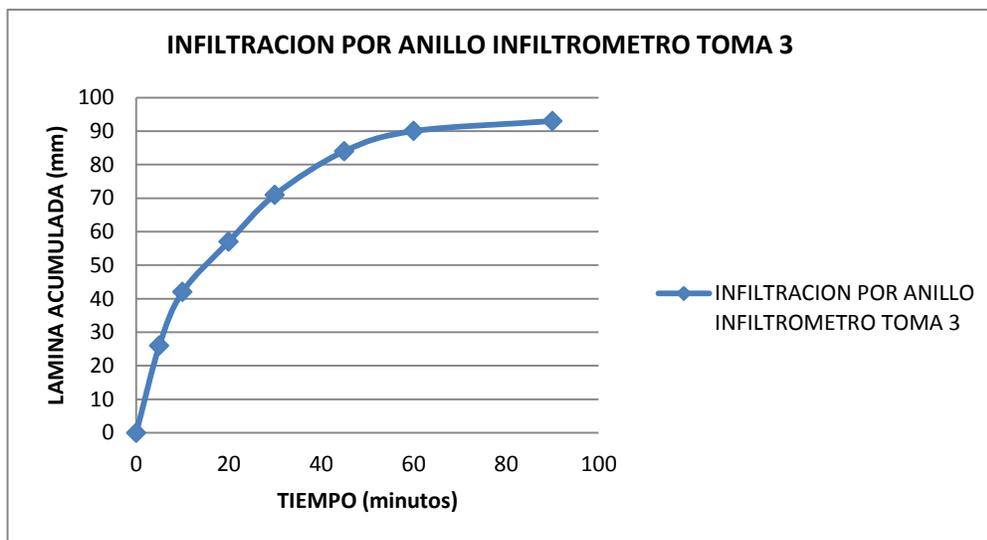
METODO MININOS CUADRADOS TOMA 2				
TIEMPO (min)	X (Log T)	Y (Log Lam)	X² (Log T)²	XY
5	0,698970004	0,477121255	0,488559067	0,333493445
10	1	0,77815125	1	0,77815125
20	1,301029996	1	1,69267905	1,301029996
30	1,477121255	1,278753601	2,181887201	1,888874124
45	1,653212514	1,447158031	2,733111616	2,392459767
60	1,77815125	1,591064607	3,161821869	2,82915352
90	1,954242509	1,698970004	3,819063786	3,320199405
N=7	9,862727528	8,271218749	15,07712259	12,84336151

Tiempo (minutos)	I (mm/hora)
1	35,58
2	35,57753387
3	35,57609135
5	35,57427408
10	35,57180835
20	35,56934278
30	35,5679006
45	35,56645847
60	35,5654353
90	35,56399328
120	35,56297018
150	35,56217663
180	35,56152826
210	35,56098008



TOMA 3

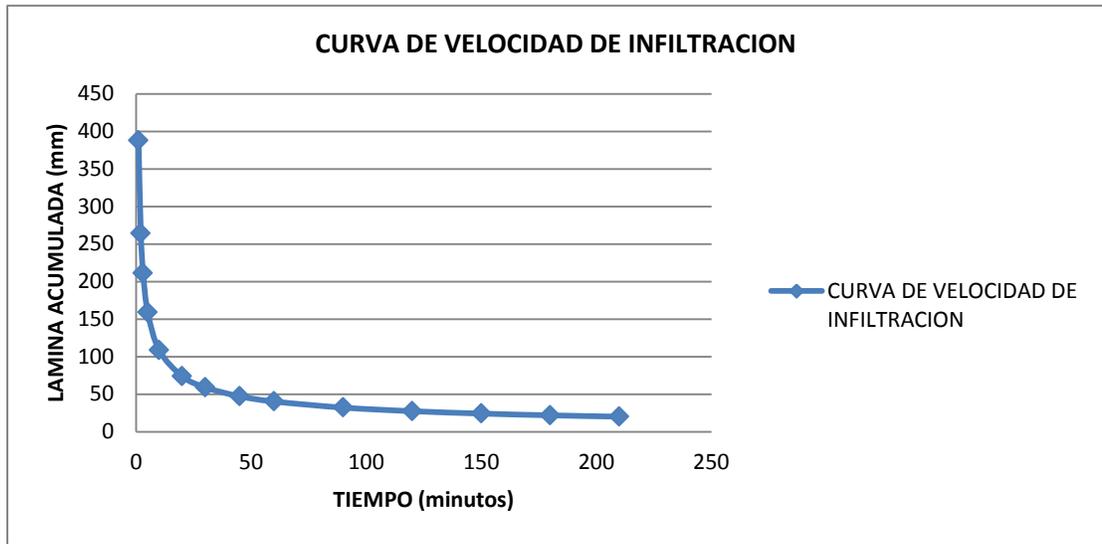
PRUEBAS DE INFILTRACION			
TOMA 3 COORDENADAS: E= 859.943 m; N= 815.974 m.			
Características: anillo a 10 cm de profundidad, altura de columna de agua 11 cm			
TIEMPO (min)	LECTURA ESCALA (cm)	LAMINA INFILTRADA (mm)	LAMINA ACUMULADA (mm)
0	11	0	0
5	8,4	26	26
10	6,8	16	42
20	5,3	15	57
30	3,9	14	71
45	2,6	13	84
60	2	6	90
90	1,7	3	93



METODO MININOS CUADRADOS TOMA 3

TIEMPO (min)	X (Log T)	Y (Log Lam)	X ² (Log T) ²	XY
5	0,698970004	1,414973348	0,488559067	0,989023927
10	1	1,62324929	1	1,62324929
20	1,301029996	1,755874856	1,69267905	2,284445856
30	1,477121255	1,851258349	2,181887201	2,734533055
45	1,653212514	1,924279286	2,733111616	3,181242596
60	1,77815125	1,954242509	3,161821869	3,474938762
90	1,954242509	1,968482949	3,819063786	3,846893057
N=7	9,862727528	12,49236059	15,07712259	18,13432654

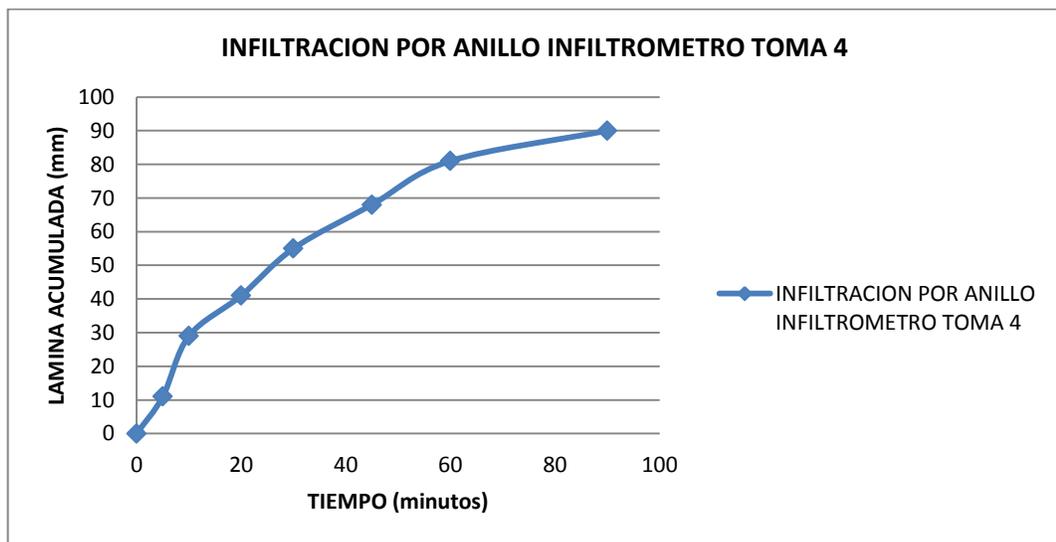
Tiempo (minutos)	I (mm/hora)
1	387,65
2	264,2227454
3	211,1503154
5	159,1876516
10	108,5025109
20	73,95545285
30	59,10057884
45	47,22949133
60	40,28303158
90	32,19168286
120	27,45696684
150	24,26952755
180	21,94189301
210	20,1489546



INFILTRACION BASICA = 20 mm/hora

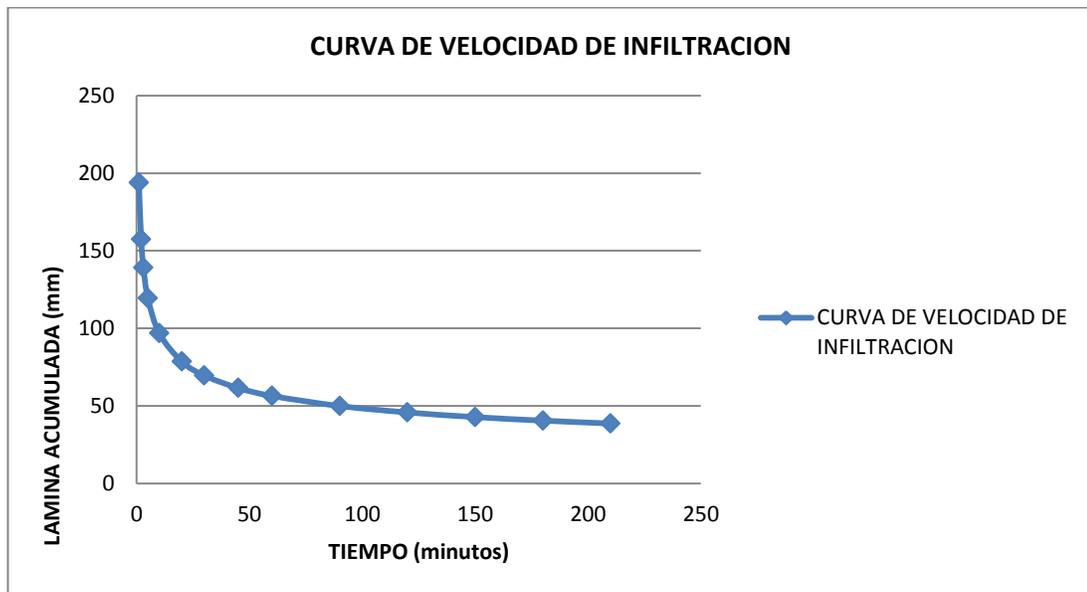
TOMA 4

PRUEBAS DE INFILTRACION			
TOMA 4 COORDENADAS: E= 859.946 m; N= 815.971 m.			
Características: anillo a 10 cm de profundidad, altura de columna de agua 11 cm			
TIEMPO (min)	LECTURA ESCALA (cm)	LAMINA INFILTRADA (mm)	LAMINA ACUMULADA (mm)
0	11	0	0
5	9,9	11	11
10	8,1	18	29
20	6,9	12	41
30	5,5	14	55
45	4,2	13	68
60	2,9	13	81
90	2	9	90



METODO MININOS CUADRADOS TOMA 4				
TIEMPO (min)	X (Log T)	Y (Log Lam)	X ² (Log T) ²	XY
5	0,698970004	1,041392685	0,488559067	0,72790225
10	1	1,462397998	1	1,462397998
20	1,301029996	1,612783857	1,69267905	2,098280174
30	1,477121255	1,740362689	2,181887201	2,57072672
45	1,653212514	1,832508913	2,733111616	3,029526666
60	1,77815125	1,908485019	3,161821869	3,393575023
90	1,954242509	1,954242509	3,819063786	3,819063786
N=7	9,862727528	11,55217367	15,07712259	17,10147262

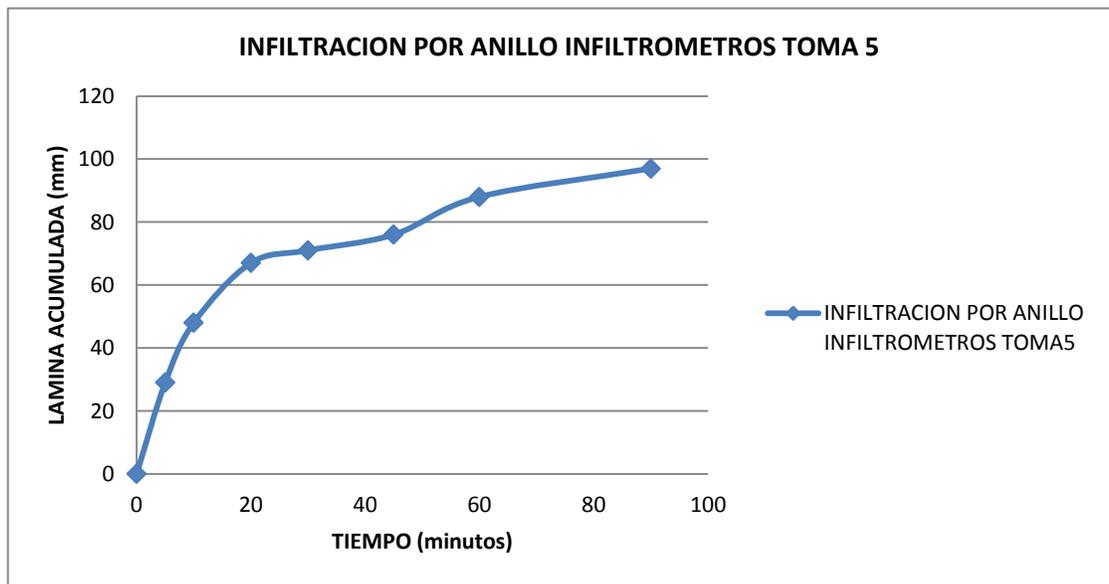
Tiempo (minutos)	I (mm/hora)
1	193,76
2	157,2729732
3	139,2036517
5	119,3642173
10	96,8866915
20	78,64191802
30	69,60663324
45	61,60942551
60	56,49897897
90	50,00772878
120	45,85963256
150	42,88058058
180	40,59075242
210	38,7503936



INFILTRACION BASICA = 38 mm/hora

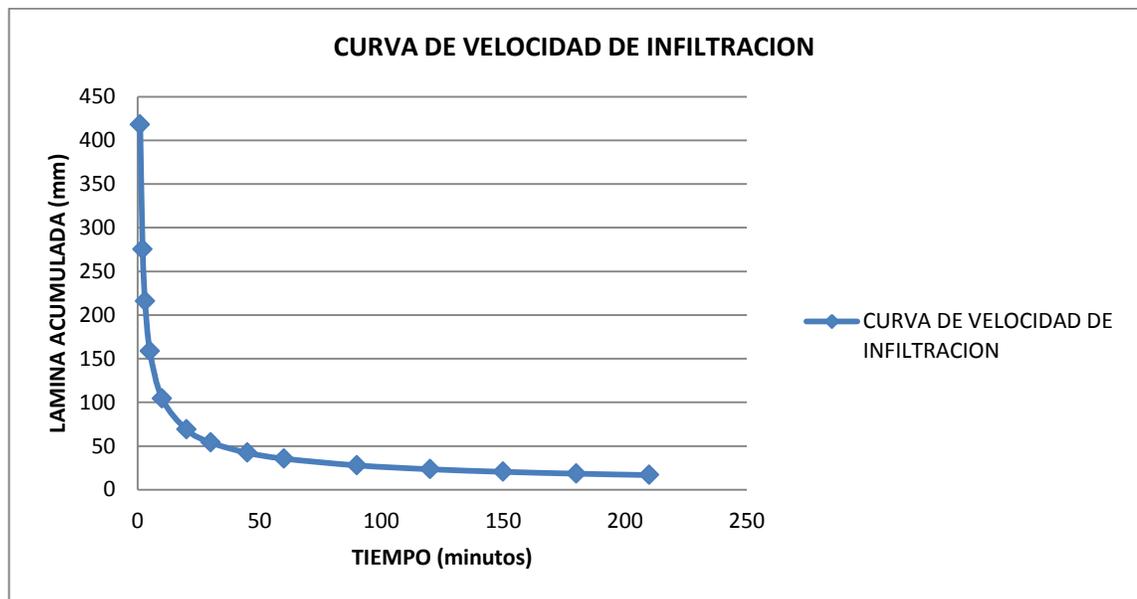
TOMA 5

PRUEBAS DE INFILTRACION			
TOMA 5 COORDENADAS: E= 859.946 m; N= 815.964 m.			
Características: anillo a 10 cm de profundidad, altura de columna de agua 11 cm			
TIEMPO (min)	LECTURA ESCALA (cm)	LAMINA INFILTRADA (mm)	LAMINA ACUMULADA (mm)
0	11	0	0
5	8,1	29	29
10	6,2	19	48
20	4,3	19	67
30	3,9	4	71
45	3,4	5	76
60	2,2	12	88
90	1,3	9	97



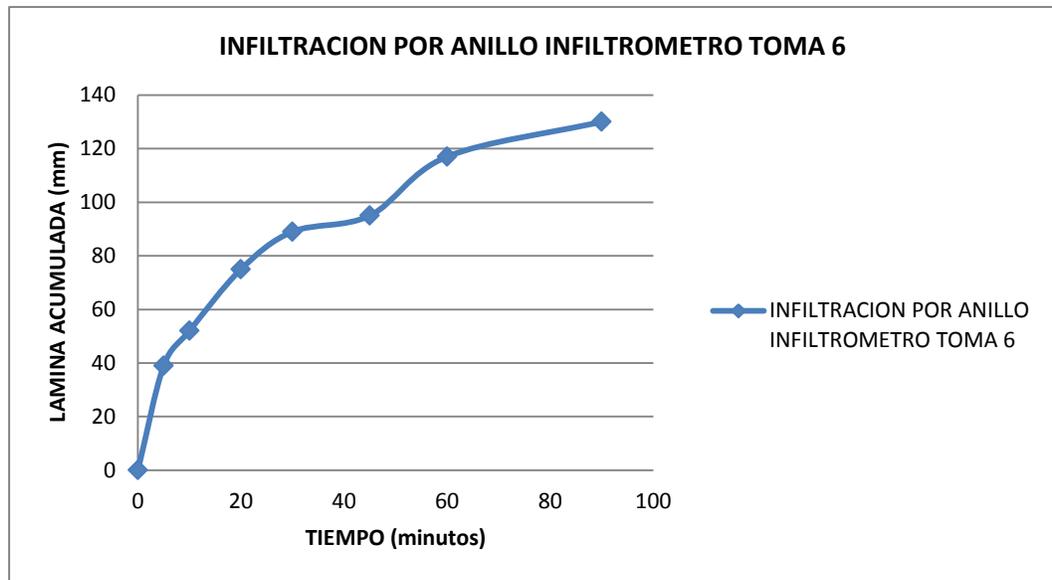
METODO MININOS CUADRADOS TOMA 5				
TIEMPO (min)	X (Log T)	Y (Log Lam)	X² (Log T)²	XY
5	0,698970004	1,462397998	0,488559067	1,022172335
10	1	1,681241237	1	1,681241237
20	1,301029996	1,826074803	1,69267905	2,375778093
30	1,477121255	1,851258349	2,181887201	2,734533055
45	1,653212514	1,880813592	2,733111616	3,109384567
60	1,77815125	1,944482672	3,161821869	3,457584295
90	1,954242509	1,986771734	3,819063786	3,88263378
N=7	9,862727528	12,63304039	15,07712259	18,26332736

Tiempo (minutos)	I (mm/hora)
1	417,85
2	275,2962839
3	215,6718239
5	158,5770973
10	104,4769309
20	68,83357866
30	53,92540446
45	42,24608546
60	35,52821217
90	27,83340992
120	23,40740645
150	20,46508103
180	18,33776312
210	16,71261432



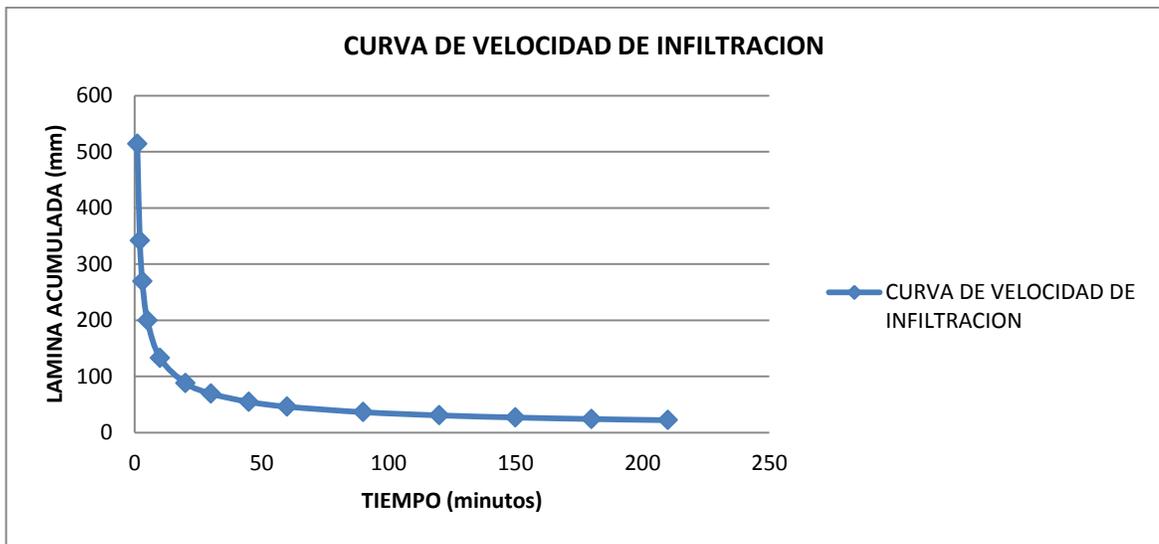
TOMA 6

PRUEBAS DE INFILTRACION			
TOMA 6 COORDENADAS: E= 859.920 m; N= 815.980 m.			
Características: anillo a 10 cm de profundidad, altura de columna de agua 22 cm			
TIEMPO (min)	LECTURA ESCALA (cm)	LAMINA INFILTRADA (mm)	LAMINA ACUMULADA (mm)
0	22	0	0
5	18,1	39	39
10	16,8	13	52
20	14,5	23	75
30	13,1	14	89
45	12,5	6	95
60	10,3	22	117
90	9	13	130



METODO MININOS CUADRADOS TOMA 6				
TIEMPO (min)	X (Log T)	Y (Log Lam)	X² (Log T)²	XY
5	0,698970004	1,591064607	0,488559067	1,112106435
10	1	1,716003344	1	1,716003344
20	1,301029996	1,875061263	1,69267905	2,439510947
30	1,477121255	1,949390007	2,181887201	2,879485413
45	1,653212514	1,977723605	2,733111616	3,269597413
60	1,77815125	2,068185862	3,161821869	3,677547276
90	1,954242509	2,113943352	3,819063786	4,131157962
N=7	9,862727528	13,29137204	15,07712259	19,22540879

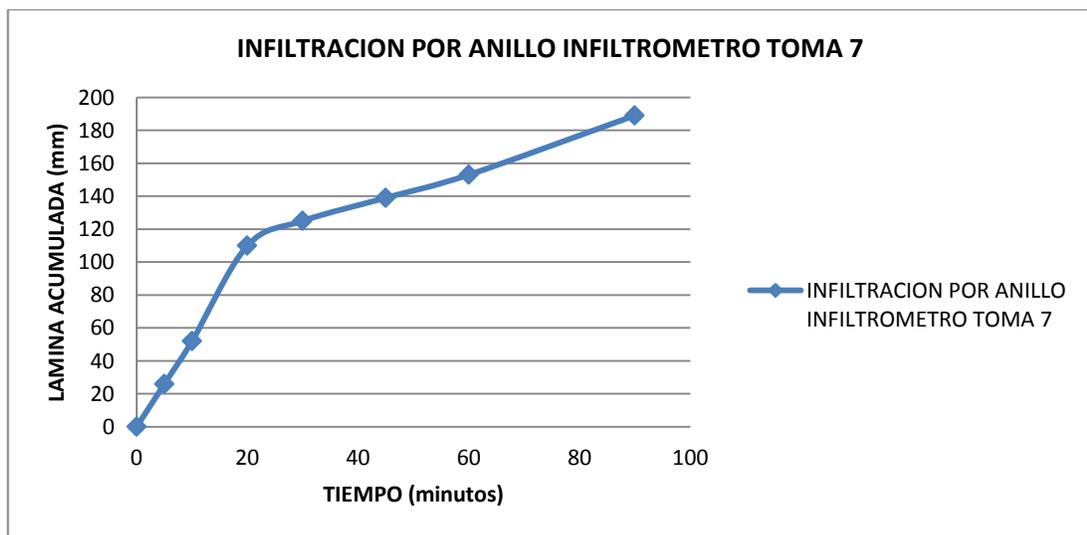
Tiempo (minutos)	I (mm/hora)
1	513,68
2	341,7330789
3	269,2435816
5	199,3876682
10	132,6455415
20	88,24437255
30	69,52569824
45	54,7776881
60	46,2529803
90	36,44165241
120	30,77046677
150	26,98677552
180	24,24333842
210	22,14255396



INFILTRACION BASICA = 22 mm/hora

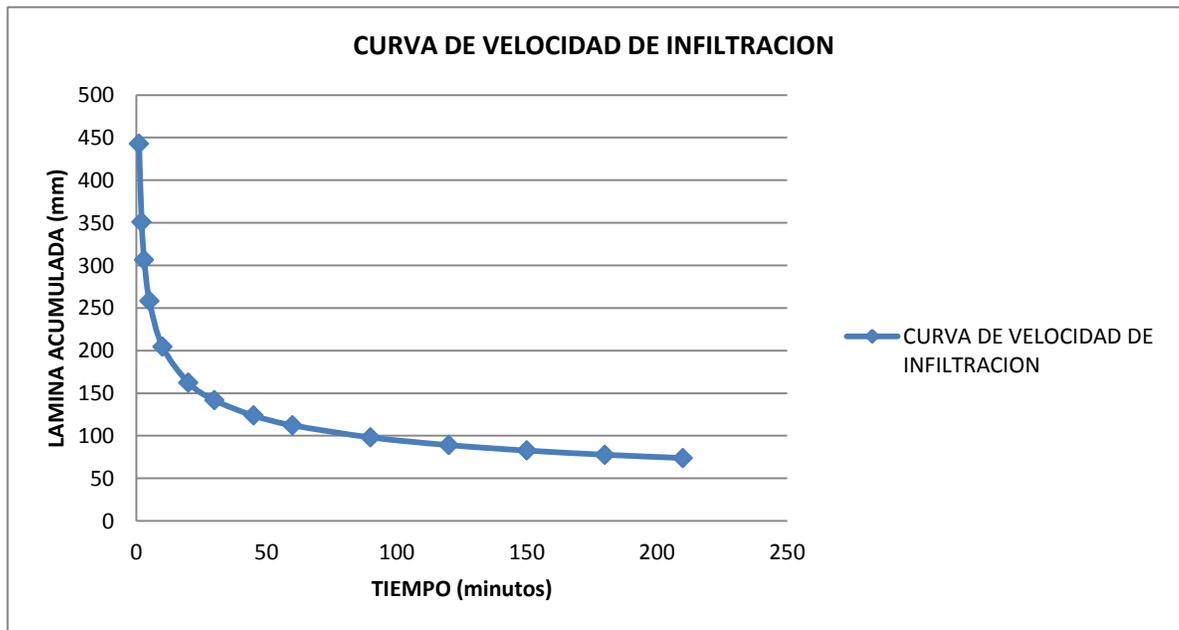
TOMA 7

PRUEBAS DE INFILTRACION			
TOMA 7 COORDENADAS: E= 859.909 m; N= 815.976 m.			
Características: anillo a 10 cm de profundidad, altura de columna de agua 22 cm			
TIEMPO (min)	LECTURA ESCALA (cm)	LAMINA INFILTRADA (mm)	LAMINA ACUMULADA (mm)
0	22	0	0
5	19,4	26	26
10	16,8	26	52
20	11	58	110
30	9,5	15	125
45	8,1	14	139
60	6,7	14	153
90	3,1	36	189



METODO MININOS CUADRADOS TOMA 7				
TIEMPO (min)	X (Log T)	Y (Log Lam)	X ² (Log T) ²	XY
5	0,698970004	1,414973348	0,488559067	0,989023927
10	1	1,716003344	1	1,716003344
20	1,301029996	2,041392685	1,69267905	2,655913116
30	1,477121255	2,096910013	2,181887201	3,097390349
45	1,653212514	2,1430148	2,733111616	3,542858885
60	1,77815125	2,184691431	3,161821869	3,884711799
90	1,954242509	2,276461804	3,819063786	4,448758429
N=7	9,862727528	13,87344743	15,07712259	20,33465985

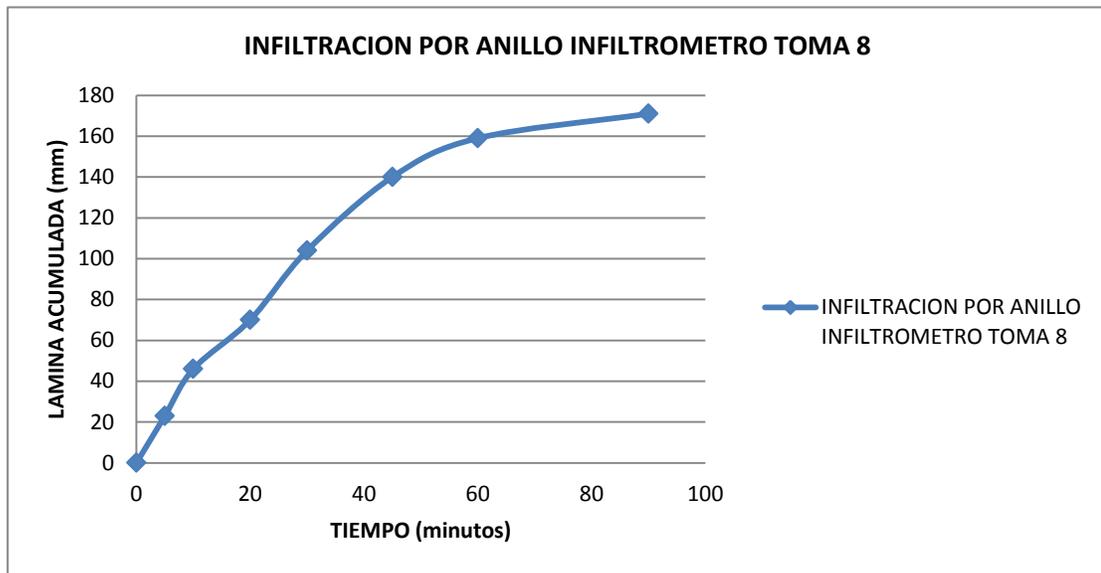
Tiempo (minutos)	I (mm/hora)
1	442,77
2	351,0210322
3	306,4379633
5	258,2398353
10	204,7284448
20	162,3054634
30	141,6910984
45	123,6949574
60	112,3304551
90	98,0634
120	89,0538029
150	82,63948759
180	77,7431079
210	73,8303154



INFILTRACION BASICA =73 mm/hora

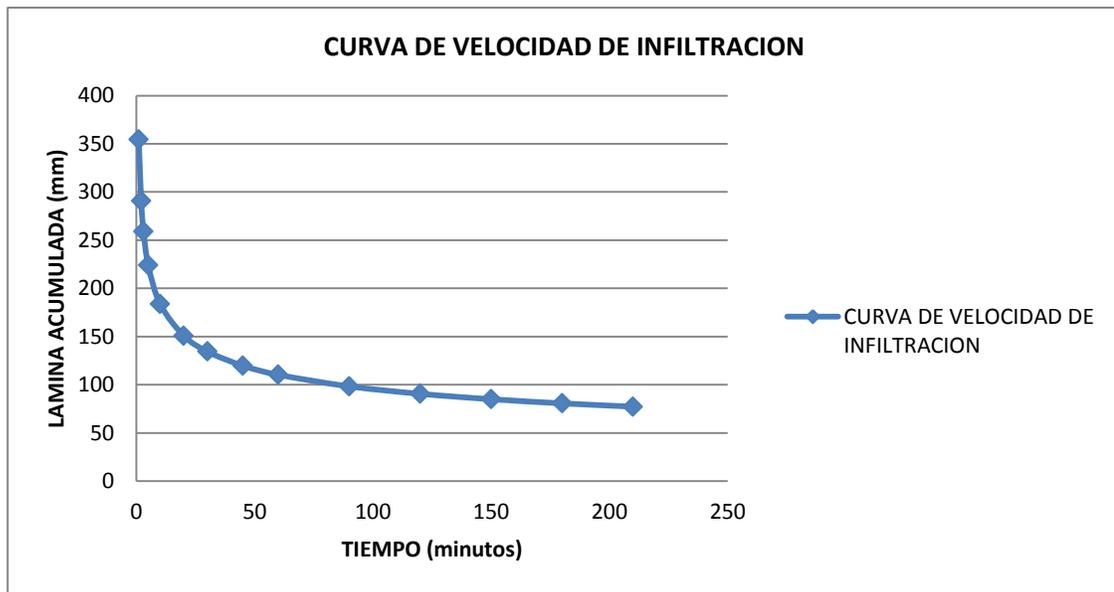
TOMA 8

PRUEBAS DE INFILTRACION			
TOMA 8 COORDENADAS: E= 859.905 m; N= 815.989 m.			
Características: anillo a 10 cm de profundidad, altura de columna de agua 22 cm			
TIEMPO (min)	LECTURA ESCALA (cm)	LAMINA INFILTRADA (mm)	LAMINA ACUMULADA (mm)
0	22	0	0
5	19,7	23	23
10	17,4	23	46
20	15	24	70
30	11,6	34	104
45	8	36	140
60	6,1	19	159
90	4,9	12	171



METODO MININOS CUADRADOS TOMA 8				
TIEMPO (min)	X (Log T)	Y (Log Lam)	X² (Log T)²	XY
5	0,698970004	1,361727836	0,488559067	0,951806911
10	1	1,662757832	1	1,662757832
20	1,301029996	1,84509804	1,69267905	2,400527895
30	1,477121255	2,017033339	2,181887201	2,979402817
45	1,653212514	2,146128036	2,733111616	3,548005725
60	1,77815125	2,201397124	3,161821869	3,914417049
90	1,954242509	2,23299611	3,819063786	4,363815922
N=7	9,862727528	13,46713832	15,07712259	19,82073415

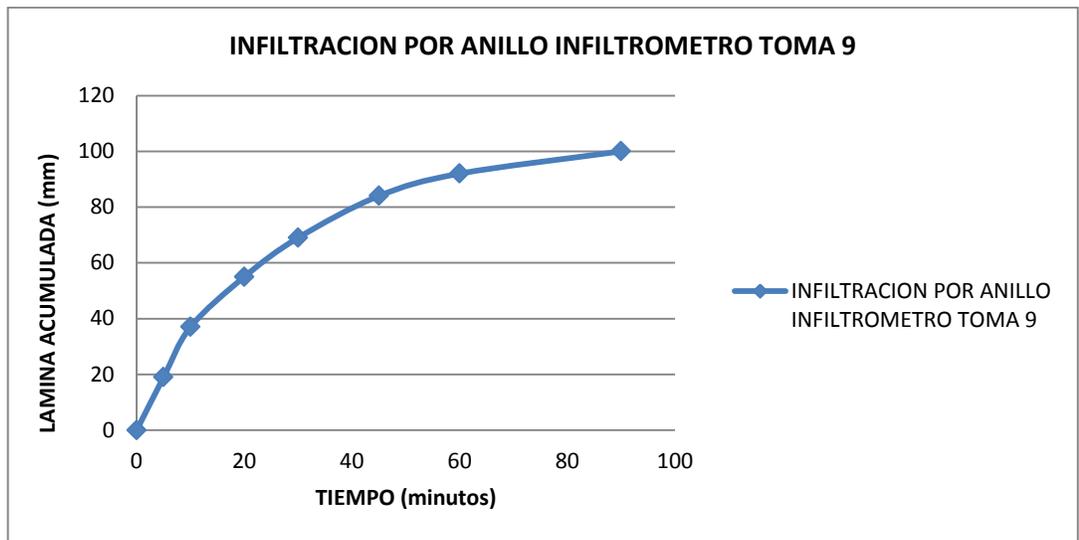
Tiempo (minutos)	I (mm/hora)
1	354,354
2	290,833072
3	259,0942542
5	223,9911648
10	183,838869
20	150,8842091
30	134,4181091
45	119,7489663
60	110,3225352
90	98,28295923
120	90,54629499
150	84,96720467
180	80,66491408
210	77,19778518



INFILTRACION BASICA 77 mm/hora

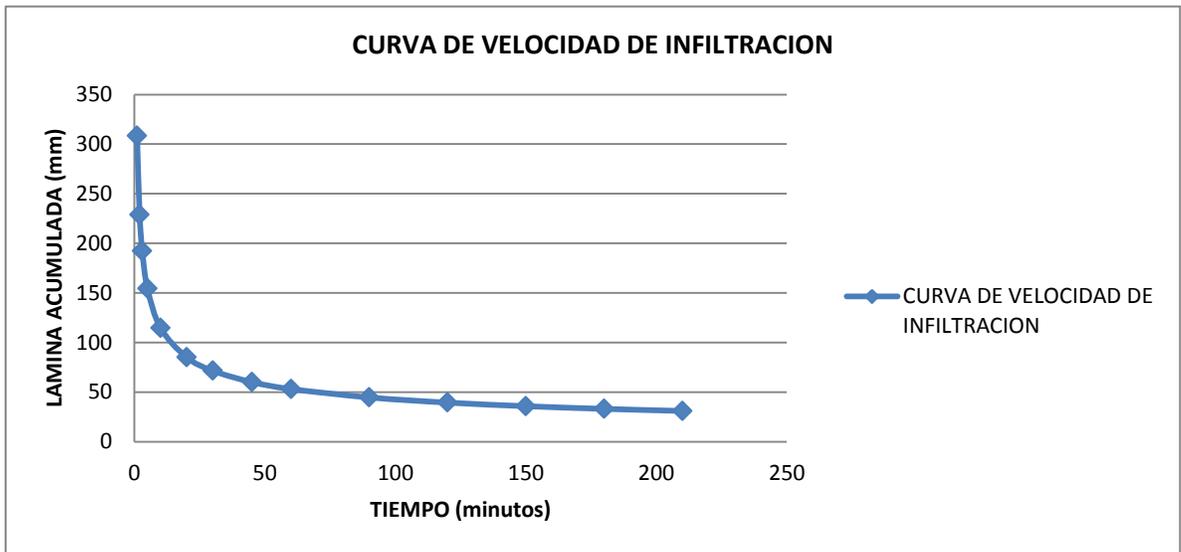
TOMA 9

PRUEBAS DE INFILTRACION			
TOMA 9 COORDENADAS: E= 859.934 m; N= 815.965 m.			
Características: anillo a 10 cm de profundidad, altura de columna de agua 11 cm			
TIEMPO (min)	LECTURA ESCALA (cm)	LAMINA INFILTRADA (mm)	LAMINA ACUMULADA (mm)
0	11	0	0
5	9,1	19	19
10	7,3	18	37
20	5,5	18	55
30	4,1	14	69
45	2,6	15	84
60	1,8	8	92
90	1	8	100



METODO MININOS CUADRADOS TOMA 9				
TIEMPO (min)	X (Log T)	Y (Log Lam)	X² (Log T)²	XY
5	0,698970004	1,278753601	0,488559067	0,89381041
10	1	1,568201724	1	1,568201724
20	1,301029996	1,740362689	1,69267905	2,264264062
30	1,477121255	1,838849091	2,181887201	2,716203076
45	1,653212514	1,924279286	2,733111616	3,181242596
60	1,77815125	1,963787827	3,161821869	3,491911781
90	1,954242509	2	3,819063786	3,908485019
N=7	9,862727528	12,31423422	15,07712259	18,02411867

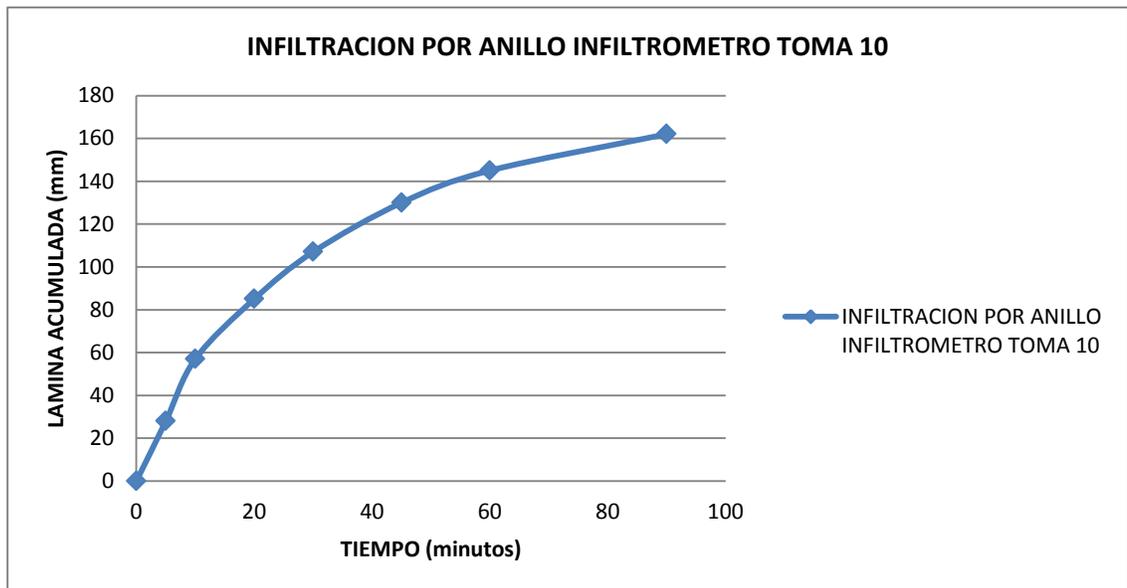
Tiempo (minutos)	I (mm/hora)
1	308,169
2	228,900679
3	192,3551998
5	154,5008301
10	114,7595797
20	85,24071442
30	71,63148107
45	60,19505016
60	53,20617796
90	44,71146629
120	39,52029653
150	35,91251323
180	33,21062467
210	31,08542945



INFILTRACION BASICA = 31 mm/hora

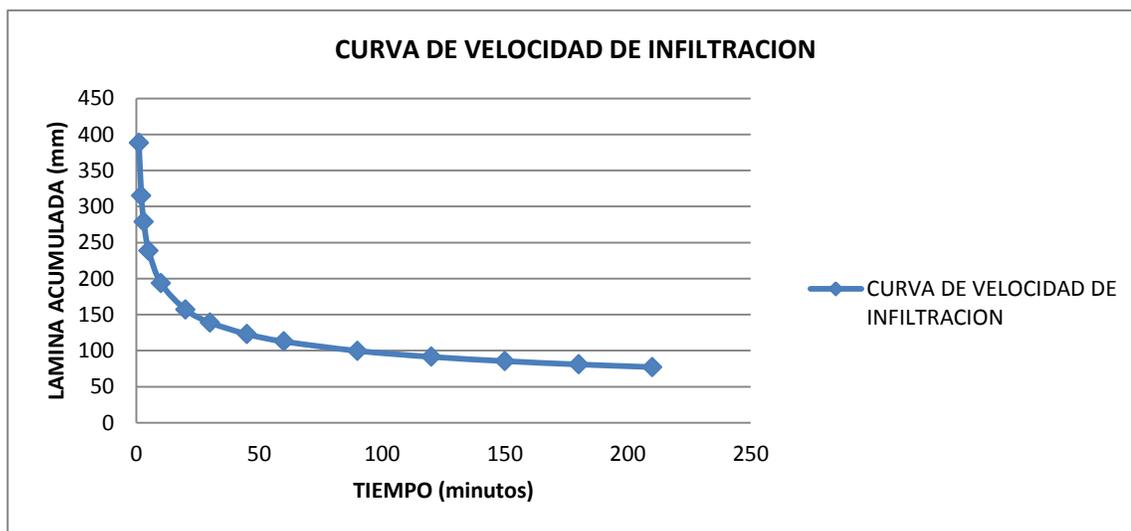
TOMA 10

PRUEBAS DE INFILTRACION			
TOMA 10 COORDENADAS: E= 859.917 m; N= 815.968 m.			
Características: anillo a 10 cm de profundidad, altura de columna de agua 22 cm			
TIEMPO (min)	LECTURA ESCALA (cm)	LAMINA INFILTRADA (mm)	LAMINA ACUMULADA (mm)
0	22	0	0
5	19,2	28	28
10	16,3	29	57
20	13,5	28	85
30	11,3	22	107
45	9	23	130
60	7,5	15	145
90	5,8	17	162



METODO MININOS CUADRADOS TOMA 10				
TIEMPO (min)	X (Log T)	Y (Log Lam)	X ² (Log T) ²	XY
5	0,698970004	1,447158031	0,488559067	1,011520055
10	1	1,755874856	1	1,755874856
20	1,301029996	1,929418926	1,69267905	2,510231897
30	1,477121255	2,029383778	2,181887201	2,997645912
45	1,653212514	2,113943352	2,733111616	3,494797603
60	1,77815125	2,161368002	3,161821869	3,843239216
90	1,954242509	2,209515015	3,819063786	4,317928167
N=7	9,862727528	13,64666196	15,07712259	19,93123771

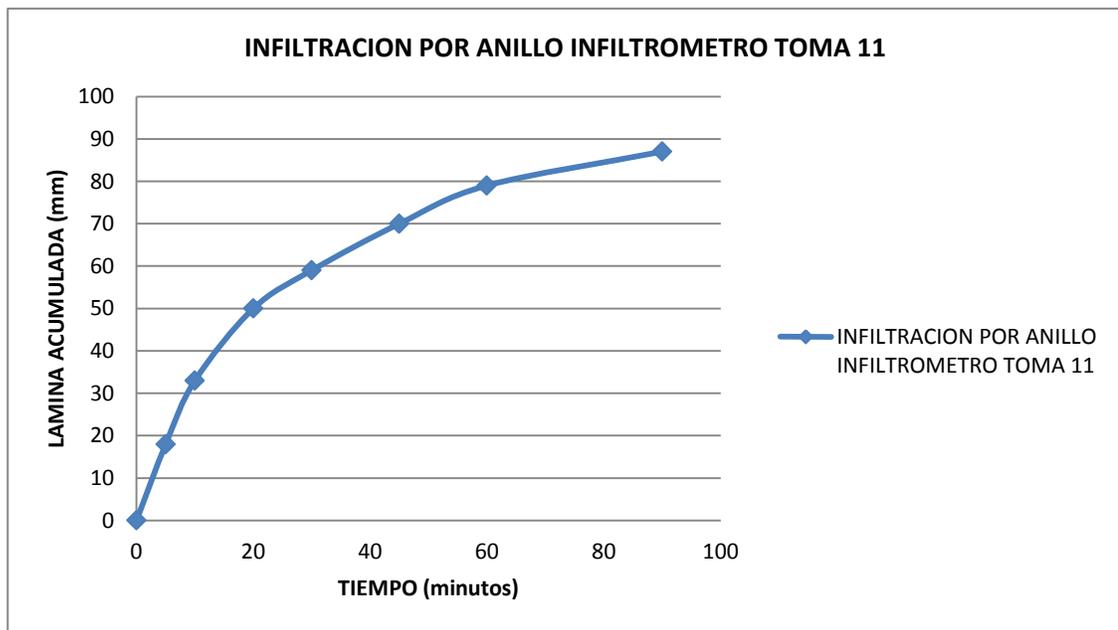
Tiempo (minutos)	I (mm/hora)
1	388,144
2	314,8341387
3	278,5494198
5	238,7283167
10	193,6390205
20	157,0658679
30	138,9639845
45	122,9483481
60	112,7174615
90	99,72674386
120	91,42819394
150	85,46992383
180	80,89107008
210	77,21161743



INFILTRACION BASICA = 77 mm/hora

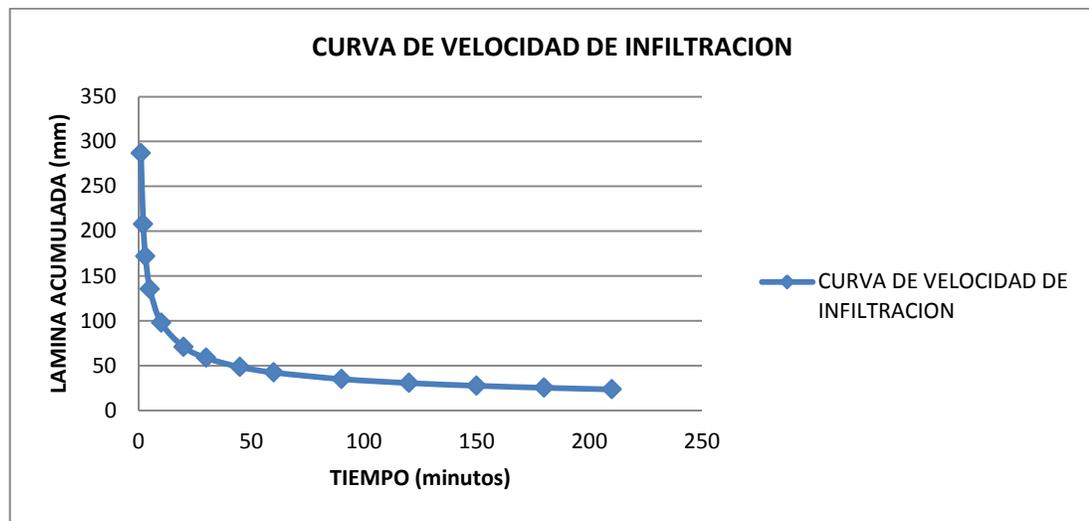
TOMA 11

PRUEBAS DE INFILTRACION			
TOMA 11 COORDENADAS: E= 859.903 m; N= 815.969 m.			
Características: anillo a 10 cm de profundidad, altura de columna de agua 11 cm.			
TIEMPO (min)	LECTURA ESCALA (cm)	LAMINA INFILTRADA (mm)	LAMINA ACUMULADA (mm)
0	11	0	0
5	9,2	18	18
10	7,7	15	33
20	6	17	50
30	5,1	9	59
45	4	11	70
60	3,1	9	79
90	2,3	8	87



METODO MININOS CUADRADOS TOMA 11				
TIEMPO (min)	X (Log T)	Y (Log Lam)	X² (Log T)²	XY
5	0,698970004	1,255272505	0,488559067	0,877397828
10	1	1,51851394	1	1,51851394
20	1,301029996	1,698970004	1,69267905	2,210410937
30	1,477121255	1,770852012	2,181887201	2,615763145
45	1,653212514	1,84509804	2,733111616	3,050339169
60	1,77815125	1,897627091	3,161821869	3,374267985
90	1,954242509	1,939519253	3,819063786	3,790290971
N=7	9,862727528	11,92585284	15,07712259	17,43698398

Tiempo (minutos)	I (mm/hora)
1	286,989
2	207,627198
3	171,8104697
5	135,3462598
10	97,91861251
20	70,84092821
30	58,62051439
45	48,50818297
60	42,41003365
90	35,0940911
120	30,6822786
150	27,64589365
180	25,38943235
210	23,62592605



INFILTRACION BASICA 23 mm/hora

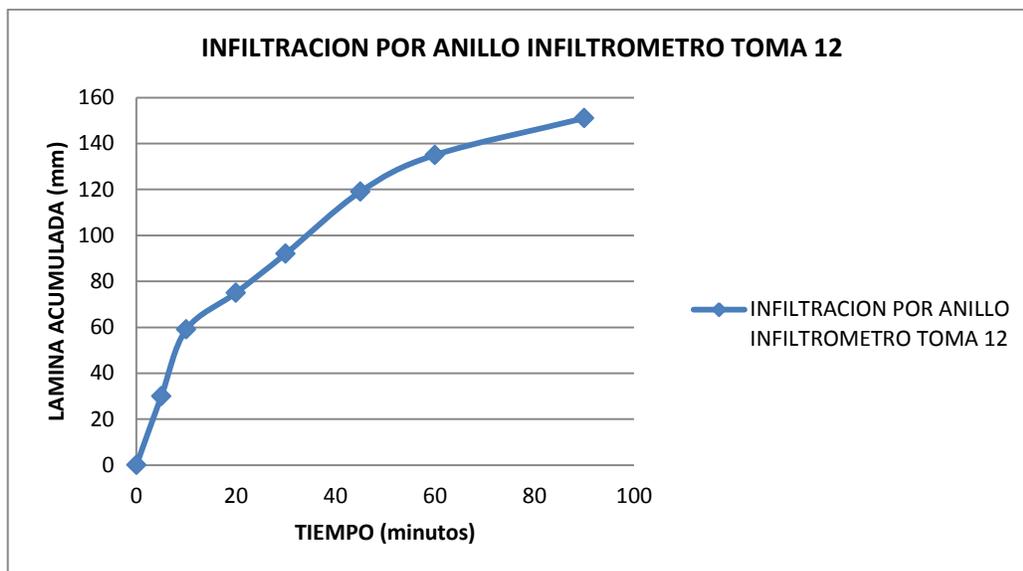
TOMA 12

PRUEBAS DE INFILTRACION

TOMA 12 COORDENADAS: E= 859.882 m; N= 815.967 m.

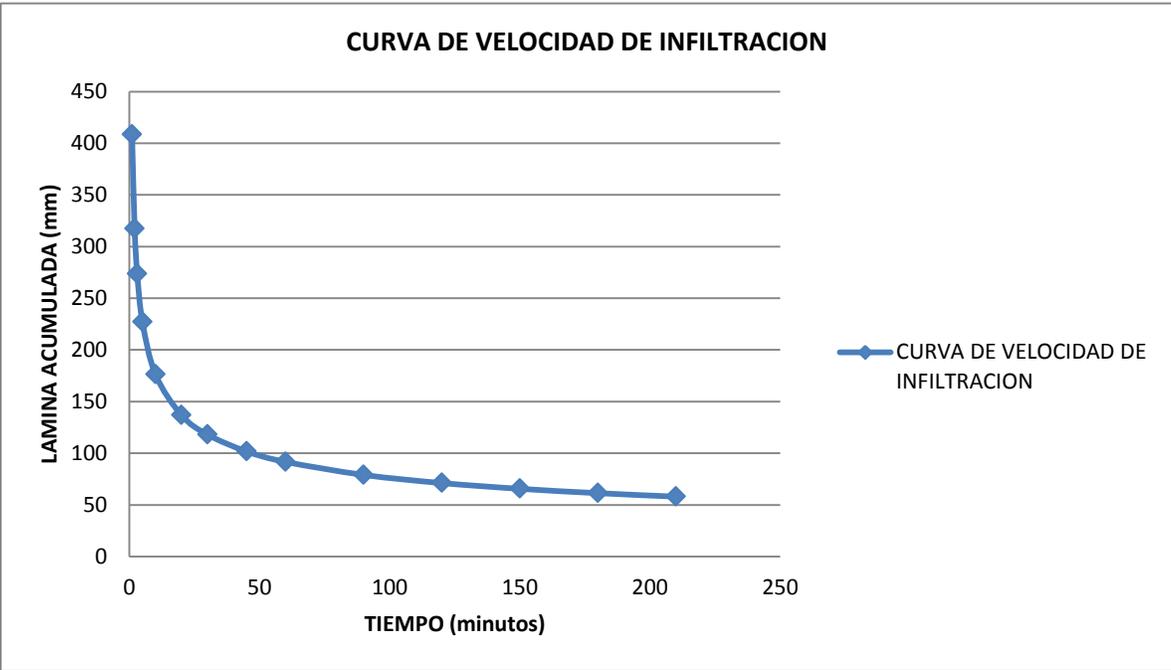
Características: anillo a 10 cm de profundidad, altura de columna de agua 22 cm

TIEMPO (min)	LECTURA ESCALA (cm)	LAMINA INFILTRADA (mm)	LAMINA ACUMULADA (mm)
0	22	0	0
5	19	30	30
10	16,1	29	59
20	14,5	16	75
30	12,8	17	92
45	10,1	27	119
60	8,5	16	135
90	6,9	16	151



METODO MININOS CUADRADOS TOMA 12				
TIEMPO (min)	X (Log T)	Y (Log Lam)	X² (Log T)²	XY
5	0,698970004	1,477121255	0,488559067	1,03246345
10	1	1,770852012	1	1,770852012
20	1,301029996	1,875061263	1,69267905	2,439510947
30	1,477121255	1,963787827	2,181887201	2,90075274
45	1,653212514	2,075546961	2,733111616	3,43132021
60	1,77815125	2,130333768	3,161821869	3,788055654
90	1,954242509	2,178976947	3,819063786	4,258249377
N=7	9,862727528	13,47168003	15,07712259	19,62120439

Tiempo (minutos)	I (mm/hora)
1	408,508
2	317,1937472
3	273,5591893
5	227,0264794
10	176,278995
20	136,875153
30	118,0460088
45	101,807084
60	91,65905166
90	79,05003199
120	71,17040073
150	65,60353722
180	61,3798894
210	58,02170991



INFILTRACION BASICA = 58 mm/hora

ANEXO D. PRUEBAS FISICAS DE LOS SUELOS



UNIVERSIDAD SURCOLOMBIANA

NIT. 891.180.084-2

LABORATORIO DE SUELOS

FACULTAD DE INGENIERIA

PRUEBAS FÍSICAS DE SUELOS

Solicitante: Álvaro Enrique Perdomo Charry
Luis Alfredo Rueda Tovar

Finca: Santa Bárbara

Municipio: Palermo

Fecha: 27 de Julio del 2010

Departamento: Huila

Código No. Laboratorio	Horizonte Prof. (cm) PxAB2	Fracción mineral (%)	Textura	Densidad Real (g/cm ³)	Densidad aparente (g/cm ³)	Humedad (%)	
						CC _{0.03} MPa	PMP _{1.5} MPa
1	M1 (0 – 30)	A:	Arenoso Franco	2.45	1.65	20.41	10.99
		83.68					
		L: 9.04					
		Ar: 7.28					

A arena, L limo, Ar arcilla.

Métodos de laboratorio utilizados:

Textura: Bouyoucos

Humedad del suelo: Secado en estufa a 105°C por 24 horas

Densidad aparente: Terrón Parafinado

Densidad real: Picnómetro

Retención de Humedad: Platos de Richards.

EDINSON MUJICA RODRIGUEZ

Ingeniero Agrícola

Analista físico Laboratorio de Suelos – LABSUS

Universidad Surcolombiana



UNIVERSIDAD SURCOLOMBIANA

NIT. 891.180.084-2

LABORATORIO DE SUELOS

FACULTAD DE INGENIERIA

PRUEBAS FÍSICAS DE SUELOS

Solicitante: Álvaro Enrique Perdomo Charry
Luis Alfredo Rueda Tovar

Finca: Santa Bárbara

Municipio: Palermo

Fecha: 27 de Julio del 2010

Departamento: Huila

Código No. Laboratorio	Horizonte Prof. (cm) PxAB2	Fracción mineral (%)	Textura	Densidad Real (g/cm ³)	Densidad aparente (g/cm ³)	Humedad (%)	
						CC _{0.03} MPa	PMP _{1.5} MPa
2	M1 (0 – 30)	A:	Arenoso	2.49	1.52	14.00	5.88
		92.78					
		L: 5.04					
		Ar: 2.18					

A arena, L limo, Ar arcilla.

Métodos de laboratorio utilizados:

Textura: Bouyoucos

Humedad del suelo: Secado en estufa a 105°C por 24 horas

Densidad aparente: Terrón Parafinado

Densidad real: Picnómetro

Retención de Humedad: Platos de Richards.

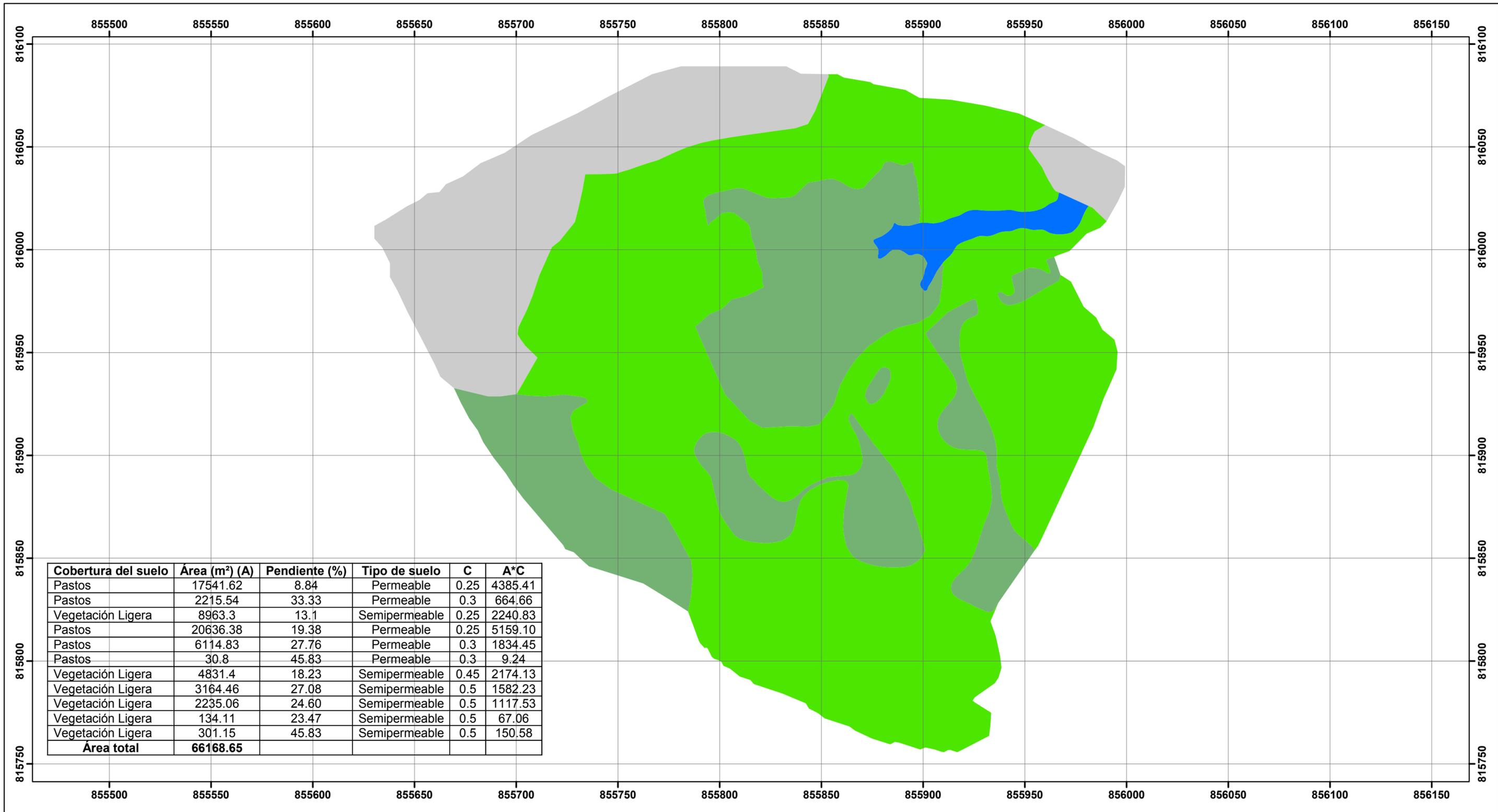
EDINSON MUJICA RODRIGUEZ

Ingeniero Agrícola

Analista físico Laboratorio de Suelos – LABSUS

Universidad Surcolombiana

ANEXO E. PLANOS Y MAPAS



UNIVERSIDAD SURCOLOMBIANA
FACULTAD DE INGENIERIA
INGENIERIA AGRICOLA

PROYECTO DE GRADO PARA
OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO AGRICOLA

Mapa de Caracterización del uso de suelo y el area de influencia

Autores:

Alvaro Enrique Perdomo Charry.
Luis Alfredo Rueda Tovar.

2011-B

PROYECTO DE GRADO

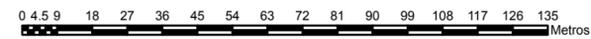
DISEÑO DE RESERVOIRIO PARA CAPTACION
DE AGUAS LLUVIAS CON FINES AGRICOLAS
EN LA PARCELACION DE LA HACIENDA SANTA
BARBARA LOTE N
MUNICIPIO DE PALERMO - HUILA

Convenciones

- Vegetación ligera
- Reservorio
- Pastos
- Area No aportante



Escala 1:1,525



Proyección Transversa de Mercator, Esferoide Internacional 1909
Datum Horizontal: Observatorio Astronómico de Bogotá

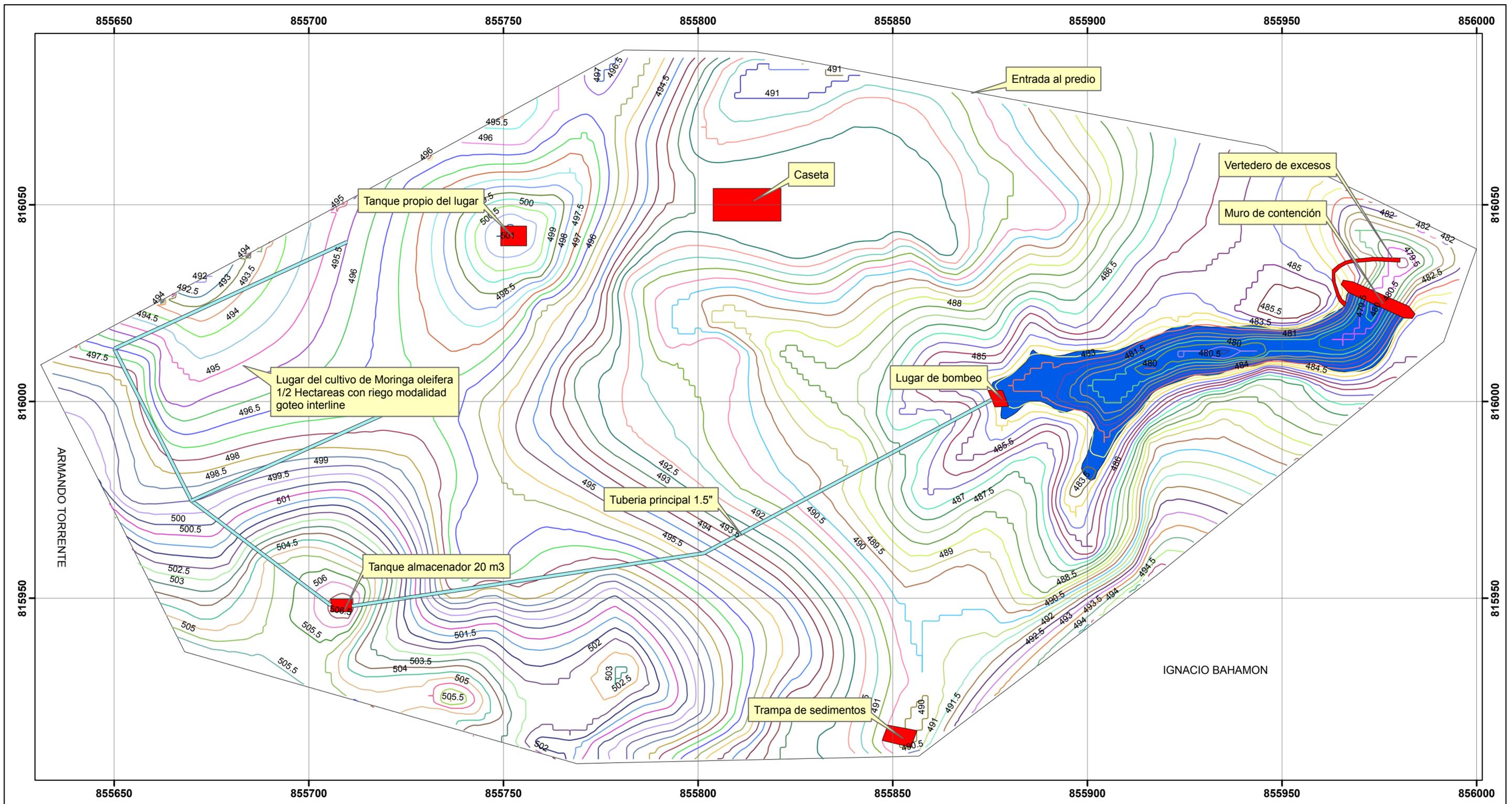
Origen de coordenadas: 74° 04' 51.30" W
4° 35' 56.57" N

Factor de escala 1,0
Falso Origen (metros):E=1,000,000
N=1,000,000

MAPA INDICE DE LOCALIZACION



Cartografía Base Instituto Geografico
Agustin Codazzi IGAC



UNIVERSIDAD SURCOLOMBIANA
FACULTAD DE INGENIERIA
INGENIERIA AGRICOLA

PROYECTO DE GRADO PARA
OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO AGRICOLA

Mapa de la ubicacion de las estructuras hidraulicas en la zona de estudio

Autores:

Alvaro Enrique Perdomo Charry.
Luis Alfredo Rueda Tovar.

2011-B

PROYECTO DE GRADO

DISEÑO DE RESERVORIO PARA CAPTACION
DE AGUAS LLUVIAS CON FINES AGRICOLAS
EN LA PARCELACION DE LA HACIENDA SANTA
BARBARA LOTE N
MUNICIPIO DE PALERMO - HUILA

Convenciones

- Tuberia
- Estructuras Hidraulicas y otros
- Reservoirio
- Delimitacion Terreno



Escala 1:800



Proyección Transversa de Mercator, Esferoide Internacional 1909
Datum Horizontal: Observatorio Astronómico de Bogotá

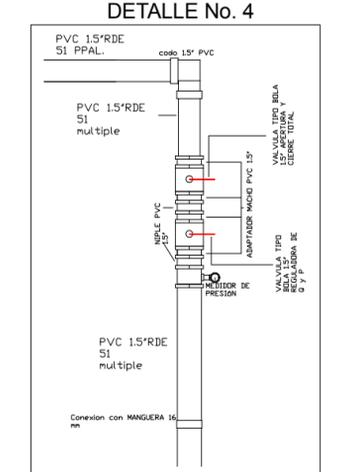
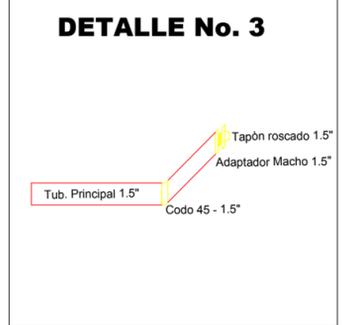
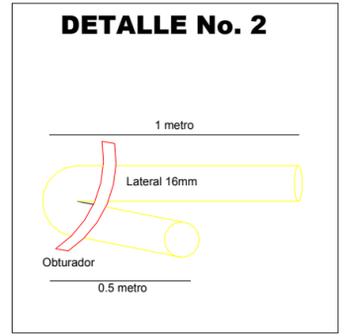
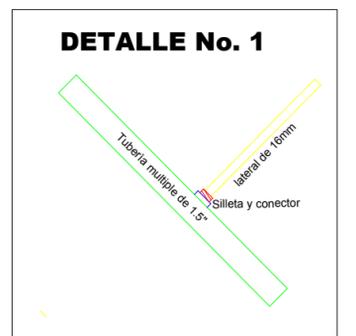
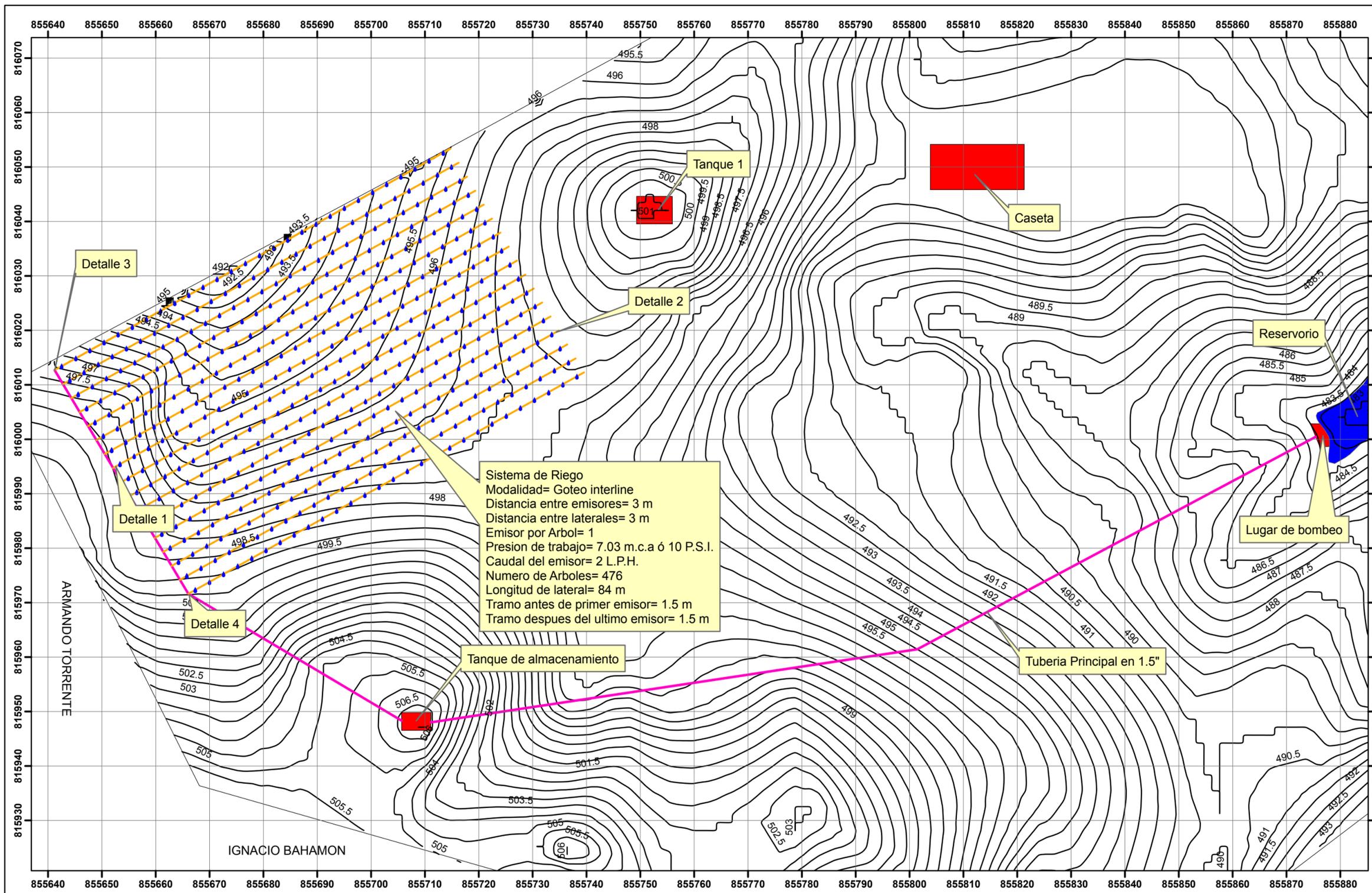
Origen de coordenadas: 74° 04' 51,30" W
4° 35' 56,57" N

Factor de escala 1,0
Falso Origen (metros): E=1,000,000
N=1,000,000

MAPA INDICE DE LOCALIZACION



Cartografía Base Instituto Geografico
Agustin Codazzi IGAC



UNIVERSIDAD SURCOLOMBIANA
FACULTAD DE INGENIERIA
INGENIERIA AGRICOLA
PROYECTO DE GRADO PARA
OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO AGRICOLA

Mapa de la ubicacion del sistema de riego con detalles constructivos

Autores:
 Alvaro Enrique Perdomo Charry.
 Luis Alfredo Rueda Tovar.
 2011-B

PROYECTO DE GRADO
 DISEÑO DE RESERVORIO PARA CAPTACION DE AGUAS LLUVIAS CON FINES AGRICOLAS EN LA PARCELACION DE LA HACIENDA SANTA BARBARA LOTE N MUNICIPIO DE PALERMO - HUILA

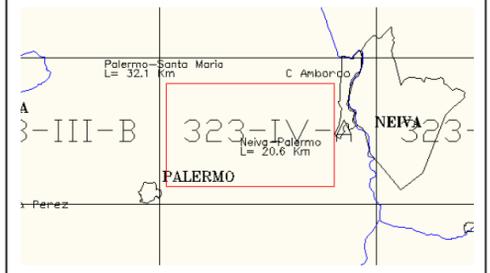
- Convenciones**
- Emisores
 - Tubería 16 mm
 - Tubería 1.5 in
 - Reservorio
 - Estructuras Hidraulicas y otros



Escala 1:650
 0 2 4 8 12 16 20 24 28 32 36 40 44 48 52 56 60 Metros

Proyección Transversa de Mercator, Esferoide Internacional 1909
 Datum Horizontal: Observatorio Astronómico de Bogotá
 Origen de coordenadas: 74° 04' 51.30" W
 4° 35' 56.57" N
 Factor de escala 1,0
 Falso Origen (metros): E=1,000,000
 N=1,000,000

MAPA INDICE DE LOCALIZACION



Cartografía Base Instituto Geografico Agustin Codazzi IGAC