

**MACROPROYECTO PARA EL DISEÑO DEL MODELO DE  
REASENTAMIENTO SOSTENIBLE PARA EL MUNICIPIO DE HERRÁN,  
NORTE DE SANTANDER. DISEÑO DEL ACUEDUCTO Y  
ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL**

**MARIA ELENA DELGADO DÍAZ  
JOHANN JAIR PÉREZ GARCÍA**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
BUCARAMANGA  
2004**

**MACROPROYECTO PARA EL DISEÑO DEL MODELO DE  
REASENTAMIENTO SOSTENIBLE PARA EL MUNICIPIO DE HERRÁN,  
NORTE DE SANTANDER. DISEÑO DEL ACUEDUCTO Y  
ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL**

**MARIA ELENA DELGADO DÍAZ  
JOHANN JAIR PÉREZ GARCÍA**

**Proyecto de Grado presentado como requisito parcial  
para optar al título de Ingeniero Civil**

**Director  
JORGE GÓMEZ SÁNCHEZ  
Ingeniero sanitario**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
BUCARAMANGA  
2004**

*Con amor y gratitud,  
a las personas más  
importantes de mi vida:  
Mis padres y  
mi hermana Carolina*

*María Elena*

*A mis padres...*

*Johann*

## **AGRADECIMIENTOS**

Los autores expresan sus agradecimientos a:

Jorge Gómez Sánchez, Ingeniero Sanitario y Director de el Proyecto, por su valiosa orientación durante la elaboración de este proyecto.

Amparo Díaz, Ingeniera Civil y Alcaldesa del Municipio de Herrán, por brindarnos la oportunidad de vincularnos en la problemática del Municipio de Herrán.

La comunidad del Municipio de Herrán, por su colaboración, amabilidad y hospitalidad durante la realización del proyecto.

## CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN	
1. INFORMACIÓN GENERAL	21
1.1 DESCRIPCIÓN DEL ACTUAL MUNICIPIO DE HERRÁN	21
1.1.1 Localización	21
1.1.2 Límites	21
1.1.3 Vías de comunicación	21
1.1.4 Historia	22
1.1.5 Geología	22
1.1.6 Topografía	22
1.1.7 Clima	23
1.1.8 Hidrografía	23
1.1.9 Economía	23
1.1.10 Educación	24
1.1.11 Condiciones sanitarias existentes	24
1.1.12 Salud	26
1.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA ZONA DEL NUEVO ASENTAMIENTO DEL MUNICIPIO DE HERRÁN	26
1.2.1 Localización	26
1.2.2 Límites	27
1.2.3 Vías de comunicación	27
1.2.4 Geología	27
1.2.5 Clima	27
1.2.6 Hidrografía	27
1.2.7 Economía	27
1.2.8 Servicios públicos	27
2. SISTEMA DE ACUEDUCTO PARA EL NUEVO ASENTAMIENTO DEL MUNICIPIO DE HERRÁN	28
2.1 DESCRIPCIÓN GENERAL	28
2.1.1 Captación	28
2.1.2 Aducción	30
2.1.3 Desarenador	30

2.1.4	Conducción	30
2.1.5	Planta de tratamiento	31
2.1.6	Tanque de almacenamiento	35
2.1.7	Red de distribución	36
2.2	SELECCIÓN DE LA FUENTE DE ABASTECIMIENTO	36
2.2.1	Aforo de las fuentes	37
2.2.2	Calidad del agua	38
2.3	ESTUDIO DE LA DEMANDA	38
2.3.1	Determinación del nivel de complejidad	39
2.3.2	Periodo de diseño	39
2.3.3	Estimación de la población	39
2.3.4	Dotación	42
2.3.5	Demanda	43
2.4	DISEÑO HIDRÁULICO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE	44
2.4.1	Captación	44
2.4.2	Aducción	54
2.4.3	Desarenador	56
2.4.4	Línea de conducción	67
2.4.5	Planta de tratamiento	73
2.4.6	Tanque de almacenamiento	95
2.4.7	Red de distribución	100
2.5	DISEÑO ESTRUCTURAL	103
2.5.1	Captación	103
2.5.2	Desarenador	115
2.5.3	Conducción	115
2.5.4	Planta de tratamiento	125
2.5.5	Tanque de almacenamiento	126
2.5.6	Red de distribución	132
3.	SISTEMA DE ALCANTARILLADO	133
3.1	CONSIDERACIONES GENERALES	133
3.2	DESCRIPCIÓN GENERAL	134
3.3	DISEÑO HIDRÁULICO	136

3.3.1	Alcantarillado sanitario	136
3.3.2	Alcantarillado pluvial	140
4.	ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL	148
4.1	INTRODUCCIÓN	148
4.2	DESCRIPCIÓN DE LA LINEA BASE	148
4.2.1	Elementos naturales bióticos y abióticos	148
4.2.2	Elementos antrópicos	164
4.3	DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO	165
4.4	ZONIFICACIÓN AMBIENTAL	166
4.4.1	Áreas de influencia	166
4.4.2	Áreas y sitios sensibles	168
4.4.3	Posibilidades de intervención	169
4.5	EVALUACIÓN AMBIENTAL	171
4.5.1	Presentación	171
4.5.2	Efectos de segura ocurrencia o de lenta o costosa mitigación	171
4.5.3	Efectos evitables o mitigables solo con medidas de precaución o mitigación	173
4.5.4	Efectos de nula o baja posibilidad de ocurrencia y/o de escasa magnitud	174
4.5.5	Efectos favorables	175
4.6	PLAN DE MANEJO AMBIENTAL	175
4.6.1	Adecuación de vías de acceso para tráfico pesado	175
4.6.2	Manejo del desmonte selectivo	176
4.6.3	Manejo de fauna	177
4.6.4	Manejo de aguas de escorrentía	178
4.6.5	Manejo de acarreos, excavaciones y rellenos	179
4.6.6	Manejo de combustibles y lubricantes	180
4.6.7	Manejo de excretas y aguas servidas	181
4.6.8	Manejo de residuos sólidos	182
4.6.9	Manejo de concretos	183
5.	ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA CONSTRUCCIÓN Y PAGO DE LOS DIFERENTES COMPONENTES DEL SISTEMA DE	184

ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO	
5.1 SISTEMA DE ACUEDUCTO	184
5.1.1 Preliminares	184
5.1.2 Manejo, transporte e instalación de tuberías y accesorios	186
5.1.3 Excavaciones y rellenos	194
5.1.4 Concretos	200
5.1.5 Acero de refuerzo	225
5.1.6 Mampostería	228
5.1.7 Friso	229
5.1.8 Impermeabilizaciones	230
5.1.9 Cámaras para válvulas	230
5.2 SISTEMA DE ALCANTARILLADO	234
5.2.1 Campamentos	234
5.2.2 Valla de aviso de la obra	237
5.2.3 Limpieza general	238
5.2.4 Excavaciones	239
5.2.5 Acarreos y retiro de sobrantes	255
5.2.6 Rellenos para estructuras y zanjas	258
5.2.7 Concretos	261
5.2.8 Acero de refuerzo	285
5.2.9 Manejo, transporte e instalación de tuberías y accesorios	288
5.2.10 Mampostería en ladrillo para pozos de inspección	292
6. MANUAL DE OPERACIÓN DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO	295
6.1 CONTROL Y OPERACIÓN DE LOS PROCESOS DE DOSIFICACIÓN Y MEZCLA RÁPIDA	295
6.1.1 Dosificadores	295
6.1.2 Mezcladores hidráulicos	295
6.2 CONTROL DE LOS PROCESOS Y OPERACIÓN DEL FLOCULADOR HIDRÁULICO	297
6.3 CONTROL DE LOS PROCESOS Y OPERACIÓN DEL SEDIMENTADOR DE ALTA RATA	297
6.3.1 Operación de las unidades de sedimentación	298
6.4 CONTROL DE LOS PROCESOS Y OPERACIÓN DE UN FILTRO RÁPIDO	299

6.4.1	Medio filtrante	299
6.4.2	Operación del filtro	299
6.4.3	Operación de lavado del filtro	300
6.5	CONTROL DE LOS PROCESOS Y OPERACIÓN EN LA DESINFECCIÓN	300
6.5.1	PH óptimo	302
6.5.2	Dosificación	302
6.5.3	Concentración residual de cloro	303
6.6	TANQUE DE ALMACENAMIENTO DEL AGUA TRATADA	303
7.	PRESUPUESTO	305
8.	CONCLUSIONES	309
	BIBLIOGRAFÍA	
	ANEXOS	

## LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Resultados de los aforos a las posibles de abastecimiento	37
Tabla 2. Resultados de los censos del Municipio de Herrán	40
Tabla 3. Valor de K para los accesorios utilizados	70
Tabla 4. Características de los tramos de la línea de conducción	73
Tabla 5. Resultados del vertedero para un caudal de 12 L/s	78
Tabla 6. Resultados de las zonas del floculador	82
Tabla 7. Pérdidas en el medio filtrante	87
Tabla 8. Grava de soporte	90
Tabla 9. Distribución horaria del consumo	96
Tabla 10. Máximo déficit y exceso en el tanque	98
Tabla 11. Fuerzas y momentos actuantes sobre el muro	106
Tabla 12. Refuerzo del desarenador	115
Tabla 13. Pasos elevados	119
Tabla 14. Anclaje de los pasos elevados	125
Tabla 15. Refuerzo de la planta de tratamiento	126
Tabla 16. Rangos de pendientes del Municipio de Herrán	149
Tabla 17. Sistemas de cobertura vegetal	162
Tabla 18. Máximos escapes permitidos en las pruebas de estanqueidad	192
Tabla 19. Límites de gradación de los agregados finos	202
Tabla 20. Clases de concreto y características	223
Tabla 21. Medida del acero de refuerzo	228
Tabla 22. Ancho de la zanja	246
Tabla 23. Análisis mínimo del agua para controlar los procesos en la planta	298

## LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Diagrama de la bocatoma de fondo	29
Figura 2. Comportamiento poblacional del Municipio de Herrán	40
Figura 3. Comparación gráfica de los resultados obtenidos por los métodos de proyección	41
Figura 4. Captación a través de la rejilla al canal de aducción	47
Figura 5. Rejilla de captación	49
Figura 6. Pantalla de orificios del desarenador	62
Figura 7. Pantalla de entrada al sedimentador	85
Figura 8. Curva granulométrica del material filtrante	86
Figura 9. Curva de variaciones horarias del caudal	97
Figura 10. Curva de consumos acumulados	97
Figura 11. Interfaz de Epanet	102
Figura 12. Esquema del cuerpo del muro de la bocatoma	104
Figura 13. Esquema de la placa de fondo del tanque	128
Figura 14. Esquema de la placa superior del tanque	129
Figura 15. Distribución de cargas sobre el muro del tanque	130
Figura 16. Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia	142

## LISTA DE ANEXOS

	Pág.
Anexo A. Localización del Municipio de Herrán en el Departamento de Norte de Santander	315
Anexo B. Localización de la vereda El Llano en el Municipio de Herrán	316
Anexo C. Análisis fisicoquímico y bacteriológico de la quebrada Aguablanca	317
Anexo D. Asignación del nivel de complejidad	320
Anexo E. Periodo de diseño según el nivel de complejidad del sistema	321
Anexo F. Dotación neta según el nivel de complejidad del sistema	322
Anexo G. Porcentaje admisible de pérdidas técnicas	323
Anexo H. Coeficiente de consumo máximo diario, K1	324
Anexo I. Coeficiente de consumo máximo horario, K2	325
Anexo J. Valores de $T_R/t_s$	326
Anexo K. Diseño de la línea de conducción	327
Anexo L. Hidráulica de lavado de los filtros	341
Anexo M. Constante para el dimensionamiento del tanque de almacenamiento.	342
Anexo N. Diseño hidráulico de la red de distribución	343
Anexo O. Diseño de los pasos elevados	355
Anexo P. Diseño hidráulico del alcantarillado sanitario	361
Anexo Q. Coeficiente de escorrentía	365
Anexo R. Diseño hidráulico del alcantarillado pluvial	366
Anexo S. Diseño hidráulico de los sumideros	368
Anexo T. Presupuesto de obra y análisis de precios unitarios	370

## LISTA DE PLANOS

- Plano 1. Bocatoma
- Plano 2. Desarenador
- Plano 3. Conducción (Planta-Perfil)
- Plano 4. Conducción (Planta-Perfil K0+00-K1+840)
- Plano 5. Conducción (Planta-Perfil K1+780-K3+670)
- Plano 6. Conducción (Planta-Perfil K3+620-K5+500)
- Plano 7. Conducción (Planta-Perfil K5+010-K6+890)
- Plano 8. Conducción (Planta-Perfil K6+360-K8+184.7)
- Plano 9. Detalles conducción
- Plano 10. Planta de tratamiento
- Plano 11. Tanque de almacenamiento – Caseta de cloración
- Plano 12. Red de distribución
- Plano 13. Red de distribución
- Plano 14. Red de distribución
- Plano 15. Red de distribución
- Plano 16. Detalles red de distribución
- Plano 17. Red alcantarillado sanitario
- Plano 18. Perfil alcantarillado sanitario
- Plano 19. Perfil alcantarillado sanitario
- Plano 20. Perfil alcantarillado sanitario
- Plano 21. Perfil alcantarillado sanitario
- Plano 22. Perfil alcantarillado sanitario
- Plano 23. Perfil alcantarillado sanitario
- Plano 24. Perfil alcantarillado sanitario
- Plano 25. Perfil alcantarillado sanitario
- Plano 26. Estructura pozo
- Plano 27. Red alcantarillado pluvial

Plano 28. Perfil alcantarillado pluvial

Plano 29. Estructuras de entrega y canales

Plano 30. Sumideros

## RESUMEN

### TITULO:

MACROPROYECTO PARA EL DISEÑO DEL MODELO DE REASENTAMIENTO SOSTENIBLE PARA EL MUNICIPIO DE HERRÁN, NORTE DE SANTANDER. DISEÑO DEL ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL\*

### AUTORES:

Johann Jair Pérez García  
María Elena Delgado Díaz\*\*

### PALABRAS CLAVES:

Acueducto  
Alcantarillado Pluvial  
Alcantarillado Sanitario  
Reasentamiento  
Municipio de Herrán

### CONTENIDO:

El proyecto de grado consiste en la realización de los diseños requeridos para el funcionamiento óptimo y eficiente de los sistemas de distribución de agua potable, disposición de aguas residuales y evacuación de aguas lluvias para el nuevo asentamiento del Municipio de Herrán ( Norte de Santander ), brindando las condiciones para el desarrollo de los habitantes a reubicar.

Para llevar a cabo este trabajo se adoptaron y aplicaron criterios de diseño acordes con las exigencias de la normatividad competente, de tal forma que los resultados puedan desarrollarse sin inconvenientes de ninguna índole. Se realizaron cálculos hidráulicos de acuerdo a las metodologías de diseño existentes y que se han adoptado durante los últimos años.

El proyecto finalmente contiene las memorias de calculo y planos de diseño de los sistemas de acueducto y alcantarillado, el presupuesto de obra de los mismos y las especificaciones técnicas de construcción que deben aplicarse para que las etapas de diseño y construcción del proyecto sean llevadas a cabo y se interrelacionen entre si eficientemente, con el fin de entregar a la comunidad del Municipio de Herrán una obra completa y funcional.

---

\* Proyecto de grado

\*\* Facultad de ingeniería físico-mecánicas, escuela de Ingeniería Civil,  
Ing. Jorge Eliécer Gómez Sánchez

## SUMMARY

### TITLE:

MACROPROJECT FOR THE DESIGN OF THE SUPPORTED MODEL OF RELOCATION FOR THE TOWN “HERRÁN”, NORTE DE SANTANDER. DESIGN OF THE AQUEDUCT AND SANITARY AND RAIN SEWER SYSTEM\*

### AUTHORS:

Johann Jair Pérez García  
María Elena Delgado Díaz

### KEY WORDS:

Aqueduct  
Rain sewer system  
Sanitary sewer system  
Relocation  
Town Herrán

### CONTENT:

This degree project consist on the realization of the designs required for the optimum and efficient operation of system such as drinkable water distribution, sewage disposition and rain water evacuation for the relocation of the town “Herrán” (Norte de Santander), giving the conditions of the development for the inhabitants to relocate.

To carry out this work, it was adopted and applied design approaches, according to the current and concerning regulations, in such a way that the results can be performed without inconveniences of any nature. Hydraulic calculations were developed according to the existent design methodologies that have been applied during the last years.

Finally, the project contains the calculation report and the design planes of the aqueduct and sewer systems, the budget of work of the same ones and the technical specifications of construction which must be applied in order for the design and construction stages of the project to be carried out and these are interrelated to each other efficiently, with the purpose of giving a complete and functional work to the community of the town “Herrán”.

---

\* Degree project

\*\* Faculty of physical and mechanical engineering, School of Civil Engineering,  
Engineer Jorge Eliécer Gómez Sánchez

## INTRODUCCIÓN

El casco urbano del Municipio de Herrán además de estar enmarcado en un sistema de fallas de actividad desconocida, ha sufrido fenómenos de remoción en masa desde hace más de 30 años (degradación y desprendimiento de terrenos), cuyos efectos se ven en reptación, agrietamientos, hundimientos y deslizamientos, amenazando la vida de habitantes y edificaciones.

Ante tal situación se realizaron varios estudios técnicos para analizar el subsuelo y definir el futuro de la población. Mediante estos estudios se estableció con urgencia la relocalización de las zonas inestables hacia el sector El Llano, área de expansión urbana para la reubicación establecida en el EOT de Herrán adoptado mediante el acuerdo 002 de 2002. Para ello la Alcaldía Municipal de Herrán y CORPONOR, con la ayuda de la comunidad y bajo la orientación de la Universidad de los Andes ha diseñado el modelo urbano para desarrollar el área de planificación del reasentamiento. Sobre esta zona se construirán las viviendas en la situación de riesgo, los equipamientos afectados ante la amenaza natural y las viviendas de interés social.

Como estructurante para el desarrollo del reasentamiento se requiere la construcción de la infraestructura de redes de acueducto y alcantarillado que garantice la prestación de servicio de agua potable y la recolección de las aguas residuales a producir

Es por esta razón que la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Industrial de Santander y la Alcaldía municipal de Herrán mediante la firma del convenio Alcaldía - UIS han permitido realizar el diseño del acueducto y

alcantarillado sanitario y pluvial para el reasentamiento del Municipio de Herrán, encaminado al abastecimiento de agua potable y a la recolección de aguas residuales brindando así, las condiciones necesarias para el desarrollo de los habitantes a reubicar.

El proyecto desarrollado contempla los diseños del sistema de abastecimiento de agua potable y el sistema de alcantarillado, de los cuales se presentan las memorias, los planos de diseño, el presupuesto total de la obra, las especificaciones técnicas necesarias para su buen desarrollo.

Al materializarse el diseño proyectado, se espera contribuir con el progreso de la región, siendo partícipes del compromiso social del país y colaborando para que el Municipio de Herrán cobre la importancia que merece.

## 1. INFORMACIÓN GENERAL

### 1.1 DESCRIPCIÓN DEL ACTUAL MUNICIPIO DE HERRÁN

**1.1.1 Localización.** Herrán se encuentra ubicado en el extremo sur oriental del Departamento de Norte de Santander, enclavado en la Cordillera Oriental, a una distancia de 87Km. aproximadamente de la capital nortesantandereana. Cuenta con una extensión de 110.55 Km<sup>2</sup> y sus coordenadas geográficas son 7° 30' de latitud norte y 72° 29' de longitud oeste de Greenwich. (Véase el Anexo A).

**1.1.2 Límites.** Limita al norte con el Municipio de Ragonvalia, al sur occidente con el Municipio de Toledo, al oriente con la República de Venezuela y al occidente con el Municipio de Chinácota. (Véase el Anexo A).

**1.1.3 Vías de comunicación.** El Municipio de Herrán está comunicado con la ciudad de Cúcuta por una vía de 87 Km. de longitud que pasa por los Municipios de Chinácota y Ragonvalia, por donde el tiempo de recorrido es de 3 Horas aproximadamente debido a las condiciones del trazado y el estado de la vía. Esta vía se encuentra pavimentada en el tramo Chinácota-Cúcuta. Además, se encuentra la vía a la vereda el Tabor con una longitud de 3 Km, la cual conduce a la República de Venezuela.

El área urbana del municipio cuenta con todas las vías pavimentadas. Las vías que comunican las diferentes veredas con el casco municipal están sin pavimentar, diseñadas como vías de tercer orden.

**1.1.4 Historia.** El Municipio de Herrán fue fundado alrededor de 1860 por el señor José Antonio Bautista, y en un principio denominado Corregimiento de Mundo Nuevo, perteneciente primero a la municipalidad de Villa del Rosario, y posteriormente al Municipio de Planadas (hoy Ragonvalia). Adquirió su categoría municipal en virtud a la promulgación de la ordenanza 012 del 10. de mayo de 1911, acto administrativo que además le dió su actual denominación en honor al general y expresidente colombiano Pedro Alcántara Herrán.

**1.1.5 Geología.** Según INGEOMINAS, el casco urbano del municipio de Herrán está construido sobre rocas sedimentarias cretáceas de la formación Colón-Mito Juan, a partir de las cuales se han desarrollado suelos residuales y depósitos coluviales producto de la erosión y fenómenos de remoción en masa que afectan la zona.

Las rocas de la formación Colón-Mito Juan están conformadas por lutitas negras y grises, fósiles, en algunos sectores se observan frescas estratificadas en láminas onduladas y en capas que no superan los 15 cm. de espesor, algunas contienen nódulos de arcillolitas meteorizadas, pero en general se presentan en forma de finas laminillas sueltas y fracturadas. Intercaladas con las lutitas se observan esporádicamente areniscas grises amarillentas, cuarzosas, de grano fino a medio, fracturadas, porosas y permeables, algunas de las cuales han perdido su dureza por el fracturamiento y la meteorización; estas areniscas alcanzan sus mayores espesores (3m) al occidente de la población donde se ubica el monumento a la virgen.

**1.1.6 Topografía.** La mayor parte del territorio es montañoso y su relieve corresponde a la Cordillera Oriental de los Andes. El área del casco urbano

presenta elevaciones que van desde los 1650 m.s.n.m a la altura del Río Táchira hasta elevaciones próximas a los 2000 m.s.n.m.

**1.1.7 Clima.** El municipio de Herrán posee tres pisos térmicos:

❖ **Piso térmico templado.** Posee un área de 1697 Has, y está localizado entre 1400 m.s.n.m y 2000 m.s.n.m; tiene una temperatura de 18 a 24°C.

❖ **Piso térmico frío.** Posee un área de 8123 Has, y está ubicado entre 2000 y 2800 m.s.n.m; tiene una temperatura entre 18 y 12°C.

❖ **Piso térmico muy frío.** Se caracteriza por estar localizado entre 2500 y 3000 m.s.n.m, con temperaturas entre 12 y 6°C (Páramo). Tiene un área de 1231 Has.

**1.1.8 Hidrografía.** El Municipio de Herrán cuenta con dos Subcuencas: la subcuenca de la Quebrada La Honda y la del Río Táchira, siendo esta última la más importante por su carácter binacional y la que ocupa mayor extensión en el Municipio.

El casco urbano se encuentra rodeado por las Quebradas La Teja y El Molino, denominada en algún sector Media Libra, de la cual se surte el acueducto municipal. Dicha microcuenca se encuentra seriamente afectada en sus áreas de nacimientos, lo que ha llevado a la disminución significativa de sus caudales y a la total desaparición de algunos nacimientos, obligando esta circunstancia a tomar agua de otras fuentes para suplir temporalmente la deficiencia en el sistema de acueducto.

**1.1.9 Economía.** Las principales actividades económicas del Municipio se enuncian a continuación:

❖ Agricultura y ganadería : 67.4%

❖ Comercio : 9.3%

- ❖ Construcción : 1.3%
- ❖ Enseñanza : 3.1%
- ❖ Servicio doméstico : 2.8%
- ❖ Otros : 16.1%

**1.1.10 Educación.** Según análisis del sector educativo presentado en el EOT, la tasa de analfabetismo para 1997 fue de 25 a 30%, la tasa de repitencia de aproximadamente 15% con una deserción del 53% en primaria y el 66% en el bachillerato; esta situación puede ser causada por la escasa existencia del nivel preescolar en el área rural que incide en la presentación de problemas de aprendizaje y de adaptación al nivel primaria. La alta proporción de deserción en nivel secundario genera aumento en el desempleo y altos niveles de tiempo libre no productivo en la población.

En el sector urbano hay 377 alumnos y 20 docentes para una relación de 18.85 A/D, en el sector rural hay 363 estudiantes y 18 docentes para una relación de 20.6 A/D, en ambos casos por debajo de los requerimientos del departamento.

#### **1.1.11 Condiciones sanitarias existentes.**

❖ **Sistema de acueducto existente.** El acueducto del Municipio fue construido en el año de 1954, su fuente de abastecimiento es la Quebrada El Olivo de la microcuenca el Molino, ubicada a una distancia del casco urbano de 2593 metros aproximadamente, siguiendo la línea de conducción.

Posee un tanque desarenador con una capacidad de 20.96 m<sup>3</sup> situado a 12 metros de la tanquilla que capta el agua.

El sistema de conducción del desarenador hacia el tanque de almacenamiento tiene una longitud aproximada de 2000 metros, su tubería es galvanizada y presenta tramos de 2 y 3 pulgadas, con algunas fugas y

ventosas. En el trayecto existen salidas domiciliarias de 1/2 pulgada para consumo del ganado y riego de parcelas, ocasionándose de esta forma algunas pérdidas de agua.

Existe una planta de tratamiento compacta, diseñada para tratar 5 L/s y la red de distribución tiene una cobertura del 100% de los habitantes del casco urbano.

La cabecera municipal no cuenta con sistema de micro medición y macro medición, por tal efecto no hay un control y cobro equitativo en el consumo de agua, ni se puede establecer un parámetro comparativo entre el agua tratada y el agua efectivamente facturada, por esto a pesar de que el consumo promedio debería ser de 150 L/hab/día, se calculó en 284 L/hab/día., dejando grandes diferencias con los parámetros establecidos por el RAS 2000.

❖ **Sistema de alcantarillado y tratamiento de aguas residuales.** El casco urbano de Herrán cuenta con un sistema de alcantarillado sanitario del que se beneficia un 92.38% de la población. La cabecera municipal no cuenta con algún sistema de tratamiento de aguas residuales, estas se vierten directamente a un drenaje natural y posteriormente llegan al río Táchira.

❖ **Sistema de recolección de basuras.** Las labores de recolección de basuras las realiza actualmente una persona que tiene contratado el servicio con la Alcaldía.

El servicio de recolección de basuras se realiza en un camión 350 tipo estacas, con capacidad de 6.6 m<sup>3</sup>. Se realiza los días viernes de cada semana y el personal disponible para esta tarea se compone de un conductor

y dos ayudantes, abarcando la totalidad del casco urbano en un solo recorrido. Estos residuos sólidos son llevados a un sitio conocido como La Guaimaral, situado a 8 Kms. por la carretera que conduce de Cúcuta al corregimiento de Urimaco, vía al Municipio del Zulia.

Las basuras que se recolectan en el casco urbano del Municipio y que provienen del uso residencial, comercial e institucional, generalmente vienen empacadas en bolsas plásticas de polietileno, costales, cajas de cartón y recipientes de diversos tamaños.

**1.1.12 Salud.** Las condiciones económicas de la población no son las más óptimas ya que los habitantes se dedican a las actividades agrícolas cuyos ingresos escasamente alcanzan para el sustento familiar, esto hace que el campesino disponga de pocos recursos para cubrir su salud y es una de las causas determinantes de la baja extensión de uso del servicio.

## **1.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA ZONA DEL NUEVO ASENTAMIENTO DEL MUNICIPIO DE HERRÁN**

**1.2.1 Localización.** El Nuevo Municipio de Herrán quedará ubicado en la vereda El Llano, la cual se encuentra al oriente del Municipio de Herrán en el Departamento de Norte de Santander.

La altura promedio de la zona de trabajo es de 1900 m.s.n.m. (Véase el Anexo B).

**1.2.2 Límites.** Limita al norte con la vereda El Tabor, al sur con la vereda Corrales, al oriente con la República de Venezuela y al occidente con la vereda El Pabellón.

**1.2.3 Vías de comunicación.** La zona de estudio cuenta con una vía de acceso sin pavimentar proveniente del actual casco urbano y que conduce a la vereda Siberia, además, de algunos caminos veredales.

**1.2.4 Geología.** En la zona predomina la formación Colón y Mito Juan. Las rocas de esta unidad están constituidas por una secuencia de lodolitas grises fosilíferas ligeramente calcáreas, con pequeños nódulos de arcilla, intercalados con capas de arenisca gris oscura de grano fino glauconítica y algunos mantos de carbón. La naturaleza de las rocas hacen que sean fácilmente meteorizables produciendo suelos arcillosos. El espesor de la unidad varía entre 325 a 600 m.

**1.2.5 Clima.** La región se encuentra entre los 1780 y 2020 m.s.n.m con una temperatura media de 18°C.

**1.2.6 Hidrografía.** La zona posee escasez de agua a pesar de estar rodeada por las Quebradas El Molino y La Empresa, pues los caudales de estas no son suficientes para el abastecimiento de la población existente en la zona.

**1.2.7 Economía.** La mayoría de las personas residentes en esta zona están dedicados a la agricultura y a la ganadería.

**1.2.8 Servicios públicos.** Algunas viviendas de la zona cuentan con servicio de energía eléctrica, pero no cuentan con sistemas apropiados de acueducto y alcantarillado.

## 2. SISTEMA DE ACUEDUCTO PARA EL NUEVO ASENTAMIENTO DEL MUNICIPIO DE HERRÁN

### 2.1 DESCRIPCIÓN GENERAL

Dadas las condiciones topográficas de la región (caracterizada por altas pendientes), por economía y efectividad se busca el funcionamiento por gravedad.

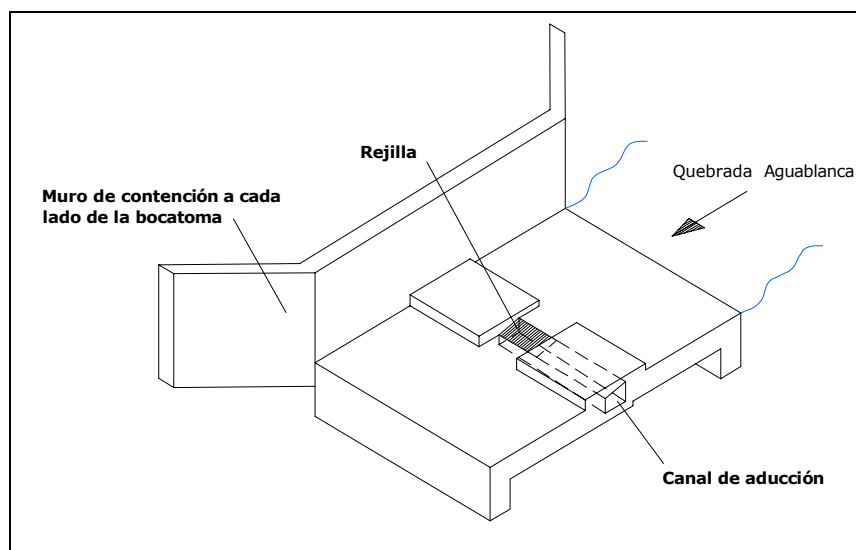
Las características del sistema de abastecimiento se describen a continuación:

**2.1.1 Captación.** La captación es la estructura hidráulica que recoge el agua desde una fuente superficial y la conduce al sistema de acueducto. También se conoce con el nombre de bocatoma y en ella está incluida la cámara de derivación la cual consiste en un tanque en donde se recoge el agua captada para luego entregarla a la línea de aducción. Se construirá una bocatoma de fondo, dadas las condiciones topográficas del terreno y el poco caudal a captar.

❖ **Descripción de la bocatoma de fondo.** En una bocatoma de fondo el agua es captada a través de una rejilla colocada perpendicular al sentido de la corriente, instalada para impedir el paso de elementos flotantes o sólidos grandes. El ancho de la bocatoma puede ser igual o menor que el ancho del río y se debe garantizar que el caudal medio del río pase sobre la rejilla, cayendo parte de dicho caudal en un canal ubicado por debajo de la misma. Una bocatoma de fondo consta de:

- **Muros laterales.** La bocatoma tendrá muros laterales de contención para encauzar el agua hacia la rejilla, proteger los taludes y anclar la bocatoma al lecho del río. El ancho de estos muros depende del análisis de estabilidad.
- **Rejilla.** Se encuentra ubicada sobre el canal de aducción. Su ancho y su largo son de 40 y 75 cm respectivamente. Los barrotes tendrán un diámetro de 1/2 pulgada separados 2 cm.
- **Canal de aducción.** Recibe el agua a través de la rejilla y la entrega a la cámara de recolección. Tendrá una pendiente de 4% con el fin de dar una velocidad mínima adecuada.
- **Cámara de recolección.** Sus muros serán de concreto reforzado con un espesor de 20 cm y una altura igual a la de los muros laterales. En su interior cuenta con un sistema de excesos que regresa el agua al cauce. Se deja una tapa en la placa superior y una escalera para el acceso al personal de mantenimiento.

Figura 1. Diagrama de la bocatoma de fondo



**2.1.2 Aducción.** La aducción es el componente del acueducto que está destinado a transportar el agua desde la captación hasta el desarenador. Constará de una tubería en polietileno de alta densidad de diámetro 160 mm y funcionará a flujo libre.

**2.1.3 Desarenador.** Es el componente destinado para remover, mediante un proceso de sedimentación, las partículas en suspensión de diámetro mayor de 0.05 mm, que estén presentes en el agua. El objetivo del desarenador es evitar que dicho material se acumule y deteriore las tuberías de conducción, por esta razón se debe situar lo mas cerca posible a la bocatoma. Se construirá en concreto reforzado a una distancia de 33.1 m de la bocatoma.

**2.1.4 Conducción.** La conducción es el componente destinado a transportar el agua mediante un conducto desde el desarenador hasta la planta de tratamiento. La línea de conducción será por gravedad y a presión. Estará conformada por un tramo con una longitud de 8184.7 m en línea horizontal. El desarenador estará ubicado sobre esta línea.

❖ **Accesorios de la conducción.**

- **Válvulas de ventosa.** En los puntos altos de la línea de conducción operando a presión se colocarán ventosas con el fin de facilitar la salida del aire que eventualmente se acumulará en la conducción durante su funcionamiento o cuando se proceda a su llenado. Dichos dispositivos deberán permitir igualmente la entrada automática de aire durante las operaciones de descarga de la tubería o cuando el caudal de agua se disminuya por causa de una rotura de maniobras o de paradas de flujo en la tubería. En este proyecto se hizo necesario la ubicación de 14 válvulas de ventosa a lo largo de la línea de conducción.

- **Válvulas de desagüe o purga.** En los puntos bajos de la tubería de conducción se colocarán válvulas de desagüe o de limpieza, con la finalidad de realizar limpiezas periódicas a la tubería. En este proyecto se hizo necesario la ubicación de 15 válvulas de purga a lo largo de la línea de conducción.

- **Tanquillas rompecarga.** Estas cámaras tendrán por objeto reducir la presión aguas abajo de las mismas hasta el valor de la presión atmosférica, con el fin de limitar las presiones en las instalaciones localizadas aguas abajo. En este diseño se hizo necesario la instalación de cinco cámaras de quiebre para el funcionamiento adecuado de la línea de conducción.

❖ **Topografía.** El levantamiento topográfico de la línea de conducción fue desarrollado por la firma TOPODISEÑO de la ciudad de Cúcuta, respetando los derechos de servidumbre dados por los diferentes propietarios de las fincas por las cuales atraviesa la línea de conducción. Las respectivas carteras fueron entregadas directamente a la alcaldía de Herrán.

❖ **Anclajes.** Se requiere la colocación de anclajes para soportar los empujes ocasionados por el cambio de dirección en una tubería sometida a presión interna. Estos serán en concreto ciclópeo y sus dimensiones varían de acuerdo a las presiones a las que este sujeta la tubería.

**2.1.5 Planta de tratamiento.** La planta de tratamiento es el componente destinado para la potabilización del agua mediante procesos unitarios de tratamiento. Se denominan procesos unitarios porque se llevan a cabo uno por uno en compartimientos independientes.

Se propone desarrollar una planta convencional en dos etapas, cada una con una capacidad de 6 L/s, y compuesta por los siguientes procesos: coagulación, floculación, sedimentación, filtración y desinfección; descritos a continuación.

❖ **Coagulación.** La coagulación es la desestabilización de las partículas suspendidas, o sea la remoción de las fuerzas que las mantiene separadas. Comienza en el mismo instante en que se agregan los coagulantes al agua y dura solamente fracciones de segundo.

Durante la coagulación se presenta una serie de reacciones químicas y físicas entre los coagulantes, las superficies de las partículas, la alcalinidad del agua y el agua misma. Se efectúa mediante una agitación intensa del agua llamada mezcla rápida, que tiene por objeto hacer que el coagulante se difunda lo más rápida y uniformemente posible en toda la masa de agua. Esta mezcla se realizará mediante un resalto producido en un vertedero rectangular y el coagulante utilizado será sulfato de aluminio  $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18\text{H}_2\text{O}$ . Mediante la prueba de jarras se determinó la dosificación óptima, siendo esta de 20 mg/L.

Este proceso se usa en el tratamiento de agua para:

- Remoción de turbiedad orgánica e inorgánica.
- Remoción de color verdadero y aparente.
- Eliminación de bacterias, virus y organismos patógenos.
- Eliminación de sustancias productoras de sabor y olor.
- Eliminación de agregados químicos.
- Remoción de óxidos metálicos.
- Reducir la demanda de cloro.

❖ **Floculación.** La floculación es el fenómeno por el cual las partículas ya desestabilizadas chocan unas con otras para formar coágulos mayores. La floculación y la coagulación son procesos semejantes pues ambos son acciones de mezcla, la diferencia esta en la intensidad de la agitación, la cual se mide en términos del gradiente de velocidad ( $G$ ).

La floculación se lleva a cabo a gradientes de velocidad bajos ( $10 < G < 100$  s) que permiten el movimiento de las partículas para que estas colisionen y se agrupen aumentando su tamaño y así sedimenten mas rápido. Para este fin, se diseñó un floculador hidráulico de tabiques de flujo horizontal, en el cual, como su nombre lo indica el agua se desplaza en sentido horizontal entre los tabiques consecutivos, los cuales serán de asbesto- cemento.

El proceso de floculación se llevará a cabo en tres zonas, cada una con un periodo de retención de 7 min. Y unos gradientes de 70, 40 y 20  $s^{-1}$ .

Las ventajas de utilizar floculadores hidráulicos en las plantas de tratamiento de agua son:

- No requiere de motores para realizar la agitación de la masa de agua, por consiguiente no hay gastos por consumo de energía.
- Se puede tener un gran número de compartimientos, lo cual reduce el tiempo de floculación y mejora sustancialmente la calidad del agua
- Son mas flexibles a las variaciones del caudal que llega a la planta.
- Se aprovecha la energía hidráulica que tiene el agua para realizar la agitación.

❖ **Sedimentación.** Una vez floculada el agua, el problema radica en separar los sólidos del líquido, o sea las partículas coaguladas, del medio en el cual están suspendidas. Esto se puede conseguir dejando sedimentar el agua o filtrándola, o ejecutando ambos procesos consecutivamente que es lo más común.

La sedimentación realiza la separación de los sólidos mas densos que el agua y que tienen una velocidad de caída tal que pueden llegar al fondo del tanque sedimentador en un tiempo económicamente aceptable.

Este proceso se realizará a través de un sedimentador de alta rata de placas paralelas de flujo ascendente en el cual el agua entra por la parte inferior de las placas y asciende a través de las mismas para posteriormente ser evacuada mediante una canaleta colocada sobre las placas.

La principal ventaja que tienen los sedimentadores de alta rata radica en la economía en los costos de construcción por la reducción del tamaño comparados con los sedimentadores convencionales.

❖ **Filtración.** El objetivo básico de la filtración es separar las partículas y microorganismos objetables que no han quedado retenidos en el proceso de sedimentación. En consecuencia, el trabajo que los filtros desempeñan, depende directamente de la mayor o menor eficiencia de los procesos preparatorios.

La filtración se llevará a cabo mediante filtros rápidos de arena de tasa declinante, en los cuales el lecho filtrante constituye la parte activa del proceso de filtración y el falso fondo recoge el agua filtrada y distribuye uniformemente el agua de lavado.

Las ventajas de la filtros de tasa declinante son:

- No se requieren equipos costosos que sirvan de controladores de flujo.
- Se pueden lograr aumentos hasta de un 50% de la capacidad de filtración comparada con la filtración lenta, sin disminuir la calidad del agua.
- Reducción hasta de un 60% de los costos de inversión inicial.
- Reducción alta en los costos de operación y mantenimiento.

❖ **Desinfección.** El agua contiene muchos microorganismos, algunos de los cuales causan enfermedades. En los procesos de tratamiento de agua ya analizados (coagulación, floculación, sedimentación y filtración), la mayoría de estos microorganismos son removidos. No obstante, permanece la posibilidad que algunos organismos peligrosos sobrevivan a los procesos anteriores o puedan entrar al agua luego del tratamiento. Por esta razón los suministros públicos de agua son tratados con desinfectantes para suministrar protección adicional contra la transmisión de enfermedades.

La desinfección se llevará a cabo mediante la utilización de hipoclorito de calcio, el cual será suministrado por gravedad mediante un tanque dosificador.

**2.1.6 Tanque de almacenamiento.** Es el componente destinado para depositar el agua en un sistema de acueducto y compensar las variaciones en el consumo a lo largo del día mediante el almacenamiento en horas de bajo consumo y descarga en horas de consumo elevado.

En este proyecto se realizó el diseño de un tanque de almacenamiento semienterrado, garantizando presiones adecuadas en la red de distribución.

Las placas y muros del tanque fueron diseñados en concreto reforzado, además, el tanque estará provisto de tuberías de desagüe, rebose, ventilación y tendrá una caja común de válvulas para facilitar la operación de las mismas.

**2.1.7 Red de distribución.** Es el conjunto de tuberías, accesorios y estructuras que conducen el agua desde el tanque de almacenamiento o planta de tratamiento hasta los puntos de consumo.

Debido a la distribución del casco urbano y las condiciones topográficas del sitio, los usuarios del nuevo asentamiento de Herrán serán abastecidos por gravedad mediante una red abierta a presión, garantizando de esta manera un completo abastecimiento a la población y unas condiciones hidráulicas apropiadas. Esta red parte del tanque de almacenamiento y se divide en conductos principales y secundarios. Dichos conductos estarán dispuestos adecuadamente para evitar la concentración de grandes consumos en un número reducido de ellos. Los conductos secundarios, en su mayoría, terminarán en conexiones domiciliarias y algunos de ellos en puntos ciegos, provistos de válvulas que sirven para hacer limpieza a la tubería.

La tubería de la red de distribución será en Polietileno de alta densidad (PEAD). El mayor diámetro a colocar es de 110 mm, el cual corresponde a la red matriz, y el menor será de 63 mm.

## **2.2 SELECCIÓN DE LA FUENTE DE ABASTECIMIENTO**

Para seleccionar la fuente de abastecimiento fue necesario hacer un recorrido por toda la zona, basarse en la información proporcionada por la comunidad y la recopilada en el estudio de las microcuencas del Municipio consignado en el Esquema de Ordenamiento Territorial (EOT).

Se identificaron dos posibles fuentes que podían abastecer el municipio, las cuales presentaban los menores índices de escasez, son estas las quebradas Aguablanca y El Ramal.

**2.2.1 Aforo de las fuentes.** En las fuentes descritas se realizaron aforos a mediados del mes de Diciembre del 2002. Con los datos obtenidos en los aforos y la información proveniente de la población se determinaron los caudales mínimos y medios de las quebradas, los cuales se presentan a continuación:

Tabla 1. Resultado de los aforos a las posibles fuentes de abastecimiento

<b>Quebrada</b>	<b>Q. Mínimo (L/s)</b>	<b>Q. Medio (L/s)</b>
Aguablanca	41.7	49.3
El Ramal	16.9	20.3

1

Debido al bajo caudal de la quebrada El Ramal y al alto índice de escasez que esta presenta, se escogió la quebrada Agua Blanca como fuente de abastecimiento, ya que esta garantiza un caudal casi estable durante todos los periodos del año.

Durante el desarrollo del presente proyecto se efectuaron diversas visitas a la zona de la quebrada Aguablanca, donde se pudo apreciar que desde su nacimiento hasta el sitio de captación no presenta ninguna vivienda; esta es

una zona netamente selvática. Aguas abajo existen algunas fincas las cuales extraen agua para riego y consumo humano por medio de mangueras.

Al realizar una investigación de la utilización de la quebrada aguas arriba del sitio de aforo, se determinó la no utilización de esta para diferentes usos que requieren gran caudal, lo cual garantiza la continuidad de la fuente.

**2.2.2 Calidad del agua.** La mayor posibilidad de contaminación química y bacteriológica de las aguas superficiales hace que sea necesario tener en cuenta todas las previsiones posibles. En general es necesario someter las aguas a un proceso de depuración y desinfección completo con el fin de que sean aptas para el consumo humano según los métodos establecidos en el Título C del RAS -2000 (Sistemas de Potabilización).

Para conocer las características físicas, organolépticas, químicas y bacteriológicas del agua en la fuente se realizaron tomas de muestras y se ejecutaron los diferentes análisis de laboratorio. (Véase el Anexo C).

## **2.3 ESTUDIO DE LA DEMANDA**

Al elaborar un proyecto de acueducto, uno de los datos fundamentales es la determinación del caudal necesario, el cual depende directamente del número de habitantes que tendrá la localidad al final del periodo.

Con el fin de poder estimar la población futura, es necesario estudiar las características sociales, culturales y económicas de sus habitantes en el pasado y en el presente; y hacer predicciones sobre su futuro desarrollo, especialmente en lo concerniente al turismo y desarrollo comercial e industrial.

Una ciudad, pueblo o aldea, es un ente dinámico y su número de habitantes crece por nacimientos e inmigraciones y decrece por muertes y emigraciones. También, puede crecer por anexión de otras concentraciones humanas mas pequeñas.

En el diseño del acueducto para el reasentamiento del Municipio de Herrán, el cálculo de la población que será abastecida se realizó teniendo en cuenta no solo los habitantes que serán reubicados inicialmente, sino involucrando la totalidad del casco urbano actual, ya que la idea es plantear un sistema de acueducto capaz de suplir las necesidades de toda su comunidad y de una población flotante considerable que se presentará debido al desarrollo turístico que tendrá la zona.

**2.3.1 Determinación del nivel de complejidad.** Para la clasificación del proyecto se utilizó el Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS 2000 (Titulo A, capítulo A-3) donde se establece el nivel de complejidad dentro del territorio nacional. Los parámetros utilizados fueron la población de la zona y la capacidad económica de los usuarios durante el período de diseño.

El nivel de complejidad del proyecto es medio, debido a que su población de diseño se encuentra entre 2500 y 12500 habitantes y posee una capacidad económica baja. (Véase el Anexo D).

**2.3.2 Período de diseño.** El RAS 2000 (título B) trata los sistemas de acueducto, donde se determina que el período de diseño para un nivel de complejidad medio es de 20 años. (Véase el Anexo E).

**2.3.3 Estimación de la población.** El cálculo de la población futura del nuevo asentamiento se realizó basados en la información demográfica

presentada en el EOT del Municipio, sabiendo que la base de cualquier tipo de proyección de población son los censos.

Tabla 2. Resultados de los censos del Municipio de Herrán.

Censo 1993	1197 habitantes
Censo 1995	1315 habitantes
EOT 2001	1517 habitantes

Con los censos disponibles y para un periodo de diseño de 20 años se utilizaron las metodologías de crecimiento de población de tipo lineal, logarítmica y geométrica, para estimar la población que se tendría, de conservarse la tendencia actual de incremento poblacional y sin incluir aún la población flotante que se puede dar debido al desarrollo turístico que presentará el Municipio. Los resultados obtenidos se presentan a continuación.

Figura 2. Comportamiento poblacional del Municipio de Herrán.

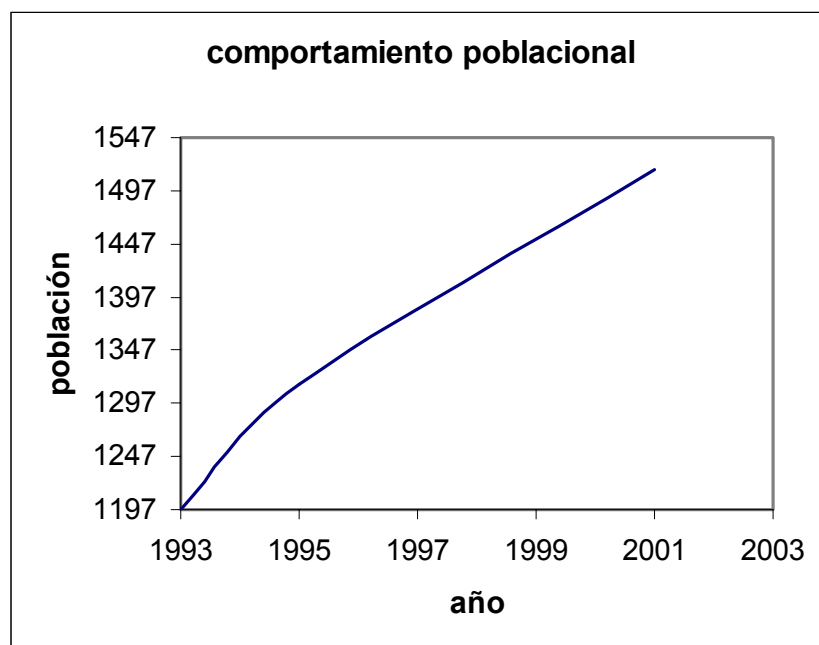
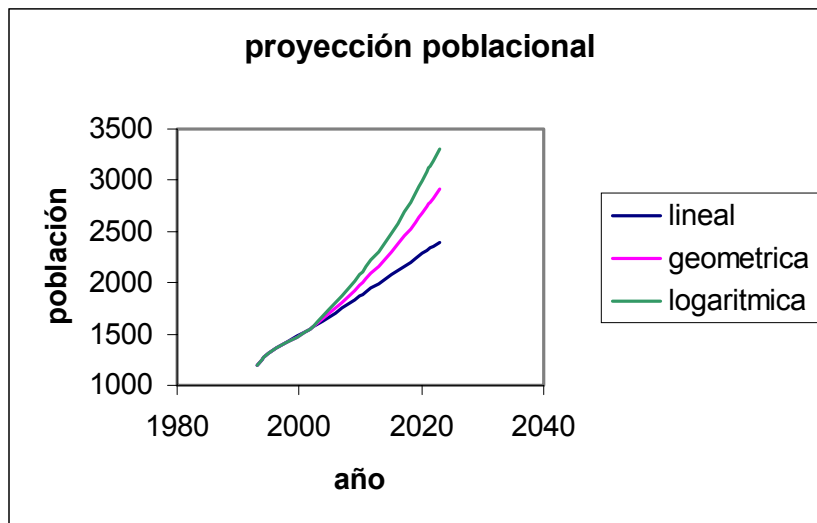


Fig. 3. Comparación gráfica de los resultados obtenidos por los métodos de proyección.



La proyección definitiva se hizo descartando el crecimiento de tipo lineal y promediando los resultados obtenidos por los métodos geométrico y logarítmico, los cuales mostraron valores similares.

$$\overline{P_f} = 3108hab$$

❖ **Población Flotante.** De acuerdo a las observaciones que se adelantaron durante el periodo de recopilación de información topográfica y poblacional se aprecia la existencia de población flotante en los días de mercado y en temporadas eventuales de fiestas y vacaciones. Además, debido al empuje que la alcaldía esta dando al sector del turismo en el Municipio, especialmente en el campo del ecoturismo se prevé un gran desarrollo en este sector, y como consecuencia un aumento en la población flotante. Aunque es difícil precisar esta con exactitud, se estimó en un valor máximo del 10% para fines de diseño. Esto corresponde a más de 300 personas que visitarían el Municipio, especialmente en temporada de ferias y vacaciones.

❖ **Población de Diseño.** La población de diseño esta conformada por la población del año 2023 más la flotante.

$$P_{\text{diseño}} = P_{\text{futura}} + P_{\text{flotante}}$$
$$P_{\text{diseño}} = 3108 + 311 = 3419 \text{ hab}$$

Para fines prácticos la población de diseño se tomó de 3500 hab.

#### 2.3.4 Dotación

❖ **Dotación neta.** Teniendo en cuenta las recomendaciones sobre dotación indicadas en el RAS 2000, se adoptan los criterios para los consumos.

Se tomó la dotación neta máxima para un nivel de complejidad medio del sistema. (Véase el Anexo F).

$$d_{\text{neta}} = 175 \text{ L/hab.día}$$

❖ **Dotación bruta.** La dotación bruta está determinada por la siguiente ecuación:

$$d_{\text{bruta}} = (d_{\text{neta}}) * (1 + \% p)$$

Donde:

$\% p$  = porcentaje de pérdidas técnicas.

El porcentaje admisible de pérdidas técnicas, para un nivel de complejidad medio en el cálculo de la dotación bruta es de 30%. (Véase el Anexo G).

$$d_{\text{bruta}} = (d_{\text{neta}}) * (1 + \% p)$$
$$d_{\text{bruta}} = (175 \text{ L / hab-día}) * (1 + 0.30)$$
$$d_{\text{bruta}} = 227.5 \text{ L / hab-día}$$

**2.3.5 Demanda.** La capacidad de diseño de las estructuras de toma, para el nivel medio de complejidad, debe ser igual al caudal máximo diario, más las pérdidas en la aducción y las necesidades en la planta de tratamiento, si existe almacenamiento, o igual al caudal máximo horario si no existe almacenamiento.

❖ **Caudal medio diario.** Es el promedio de los consumos diarios en un período de un año.

$$Q_{md} = (P * d_{bruta}) / 86400$$
$$Q_{md} = (3500 * 227.5) / 86400$$
$$Q_{md} = 9.22 \text{ L / s}$$

❖ **Caudal máximo diario.** Es el consumo máximo registrado durante 24 horas, en un período de un año.

$$Q_{Md} = Q_{md} * K1$$
$$Q_{Md} = 9.22 * 1.3$$
$$Q_{Md} = 12 \text{ Lt / s}$$

K1 = Coeficiente de consumo máximo diario.

Como el sistema de acueducto es nuevo el valor de K1 para un nivel de complejidad medio es K1 = 1.3. (Véase el Anexo H).

❖ **Caudal máximo horario.** Es el consumo máximo registrado durante una hora en un período de un año, sin tener en cuenta el caudal de incendio.

$$Q_{MH} = Q_{Md} * K2$$
$$Q_{MH} = 12.0 * 1.5$$
$$Q_{MH} = 18 \text{ L / s}$$

K2 = Coeficiente de consumo máximo durante una hora. Como el sistema de acueducto es nuevo el valor de K2 para el nivel de complejidad medio es K2 = 1.5. (Véase el Anexo I)

## **2.4 DISEÑO HIDRÁULICO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE**

A continuación se presenta el diseño hidráulico de todos los componentes del sistema de acueducto y la planta de tratamiento. En cada uno de los numerales están sustentados todos los parámetros y los valores asumidos para tal diseño.

El diseño hidráulico se hizo siguiendo las normas establecidas por El Reglamento Técnico Para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS 2000, Resolución N° 1096 del 17 de noviembre de 2000).

En cuanto a las operaciones matemáticas cabe notar que la mayor parte de ellas fueron hechas en hoja electrónica y después transcritas al procesador de palabras. Por esta razón los resultados obtenidos manualmente reemplazando los valores de las respectivas variables en una ecuación dada pueden diferir de los que están consignados en estas memorias.

### **2.4.1 Captación.** Datos necesarios para el cálculo :

$$Q_{\text{diseño}} = 12.0 \text{ L/s} = 0.012 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{medio}} = 49.3 \text{ L/s} = 0.493 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{verano}} = 30.0 \text{ L/s} = 0.030 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### **❖ Prediseño de la bocatoma.**

- Ancho del río = 4.3 m

- Ancho de la bocatoma = 3.5 m

Según los parámetros de diseño establecidos en el RAS 2000 para el nivel medio de complejidad, la capacidad de la estructura de bocatoma debe ser igual al caudal máximo diario más las pérdidas en el sistema, por tal razón el caudal a captar es de 12 L/s.

Para el paso por un vertedero rectangular se puede aplicar la ecuación de Bernoulli, entre un punto aguas arriba a la cresta del vertedero y la cresta misma.

$$Q = \frac{2}{3} * \sqrt{2 * g} * \mu * L * H^{\frac{3}{2}}$$

Donde:

Q = Caudal m<sup>3</sup>/s.

L = Longitud del vertedero (m)

H = Carga sobre la cresta del vertedero (m)

μ = Coeficiente de descarga.

- **Caudal de diseño.** Para un vertedero rectangular sin contracciones laterales se tiene aproximadamente:

$$Q = 1.84 * L * H^{\frac{3}{2}}$$

Se asume que la longitud donde pasará el Q<sub>diseño</sub> es de 0.75 m.

- **Lámina del agua en las condiciones de diseño.**

$$H = \left[ \frac{Qd}{1.84 * L} \right]^{\frac{2}{3}} = \left[ \frac{0.012}{1.84 * 0.75} \right]^{\frac{2}{3}} = 4.2 * 10^{-2} m$$

- **Corrección por las dos contracciones laterales de diseño.**

$$L' = L - 0.1 * n ( H )$$

$$L' = 0.75 - 0.2 * (4.2 * E - 2) = 0.74 \text{ m}$$

- **Velocidad del agua al pasar sobre la rejilla.**

$$V_R = \frac{Qd}{L' * H} = \frac{0.012}{0.74 * (4.2 * E - 2)} = 0.38 \text{ m/s}$$

CHEQUEO: La velocidad se encuentra entre los rangos especificados (0.3-3.00 m/s). Por lo tanto se pueden aplicar las ecuaciones del alcance del chorro.

- ❖ **Entrada al canal de aducción.**

- **Alcance del filo superior.**

$$X_s = 0.36 * V_R^{2/3} + 0.6 * H^{4/7}$$

$$X_s = 0.36 * 0.38^{2/3} + 0.6 * (4.2 * 10^{-2})^{4/7} = 0.29 \text{ m}$$

- **Alcance del filo inferior.**

$$X_i = 0.18 * V_R^{4/7} + 0.74 * H^{3/4}$$

$$X_i = 0.18 * 0.38^{4/7} + 0.74 * (4.2 * 10^{-2})^{3/4} = 0.17 \text{ m}$$

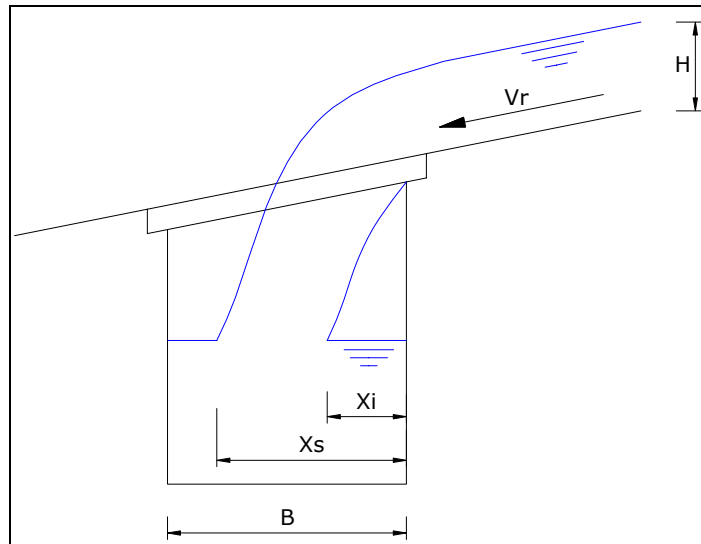
- **Ancho del canal de aducción.**

$$B = X_s + 0.1$$

$$B = 0.29 + 0.1 = 0.39 \text{ m.}$$

$$B = 0.40 \text{ m.}$$

Figura 4. Captación a través de la rejilla al canal de aducción



❖ **Rejilla.** Consideraciones.

- Se colocarán barras paralelas a la dirección de la corriente.
- Inclinación de la rejilla entre 10% y 20%.
- Separación de las barras (Asumida) = 2cm = 0.02m. ( a )
- Velocidad entre barras = 0.10m/s (  $V_b$  )  $\leq$  0.15 m/s con el objetivo de evitar el arrastre de materiales flotantes.
- Diámetro de las barras de la rejilla = 1/2" = 0.0127m. ( b )

- **Área neta de la rejilla.**

$$Q = K * A_{\text{neta}} V_b$$

Donde:

Q = caudal a captar (L/s).

K = 0.9 para flujo paralelo a la sección.

$$An = \frac{Q_{\text{diseño}}}{0.9 * V_b} = \frac{0.012}{0.9 * 0.10} = 0.133 m^2$$

- **Longitud de la rejilla.**

$$Lr = \frac{(a + b)}{(a)} * \frac{An}{B}$$

$$Lr = \frac{0.133}{0.4} * \frac{(0.02 + 0.0127)}{0.02} = 0.54 m$$

Se tomará la longitud de la rejilla igual a 0.75 m.

- **Recálculo del área neta.**

$$An = \frac{a}{(a + b)} * B * Lr$$

$$An = \frac{(0.02)}{(0.02 + 0.0127)} * 0.4 * 0.75$$

$$An = 0.17 m^2$$

- **Número de orificios.**

$$N = \frac{An}{S * B} = \frac{0.17}{0.02 * 0.4} = 21$$

$$N \text{ orificios} = 21$$

Número de barras = Número de orificios – 1 = 20 barras

Se adoptan 20 barras con espacio libre de 2 cm entre sí.

- **Área neta real.**

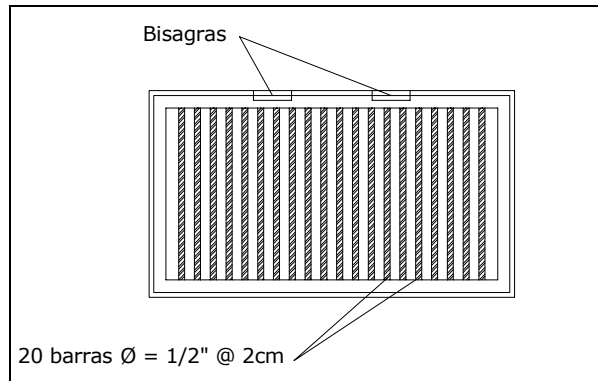
$$A_R = 0.02 * 0.4 * 21 = 0.17 m^2$$

- **Velocidad real en la rejilla.**

$$V_r = \frac{Q_{diseño}}{0.9 * A_R} = \frac{0.012}{0.9 * 0.17} = 7.8 * 10^{-2} m/s$$

CHEQUEO: La velocidad del agua en la rejilla debe ser  $\leq 0.15$  m/s.; el diseño cumple con esta condición.

Figura 5. Rejilla de captación



❖ **Canal de aducción.** Para que exista una descarga libre, la profundidad en el canal aguas abajo debe ser igual a la crítica.

$$h_e = h_c$$

- **Profundidad del canal aguas abajo.**

$$h_e = \left( \frac{Q^2}{g * B^2} \right)^{1/3}$$
$$h_e = \left( \frac{0.012^2}{9.81 * 0.4^2} \right)^{1/3} = 0.045 m$$

- **Profundidad aguas arriba.**

Espesor de los muros (e) = 0.3m

Longitud del canal ( L<sub>c</sub> ) = 2.4 m

Pendiente del canal de aducción ( i ) = 4 %

$$h_o = \left[ 2h_e^2 + \left( h_e + \frac{i * Lc}{3} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - \frac{2}{3} * i * Lc$$

$$h_o = \left[ 2 * 0.045^2 + \left( 0.045 - \frac{0.04 * 2.4}{3} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - \frac{2}{3} * 0.04 * 2.4$$

$$h_o = 0.0023m$$

- Borde Libre( BL ) = 0.15m

- **Altura a la entrada del canal.**

$$H_o = h_o + BL$$

$$H_o = 0.0023 + 0.15 = 0.1523$$

$$H_o = 0.16 m$$

- **Altura al final del canal.**

$$H_e = H_o + Lc * i$$

$$H_e = 0.16 + 2.4 * 0.04$$

$$H_e = 0.25 m$$

❖ **Cámara de derivación.**

- **Velocidad en el canal.**

$$V_c = \frac{Q_{\text{diseño}}}{h_e * B}$$
$$V_c = \frac{0.012}{0.045 * 0.4}$$

$$V_c = 0.66 \text{ m/s}$$

CHEQUEO: La velocidad se encuentra entre los rangos especificados (0.3-3.00 ) m/s. Se pueden aplicar las ecuaciones del alcance del chorro.

- **Alcance del filo superior.**

$$X_s = 0.36 * V_c^{2/3} + 0.6 * h_e^{4/7}$$

$$X_s = 0.36 * 0.66^{2/3} + 0.6 * 0.045^{4/7}$$

$$X_s = 0.37 \text{ m}$$

Factor de seguridad ( Fs ) = 0.30m

- **Ancho de la cámara.**

$$B_c = 0.37 + 0.30 = 0.67 \text{ m}$$

Se asume un ancho de la cámara de 1.5 m para permitir la entrada al personal de mantenimiento, esta distancia proporciona el espacio requerido para el buen desempeño del obrero.

- **Altura de los muros.** Se toma una altura de los muros de 1.4 m para proteger la bocatoma del material que pueda deslizarse por los taludes.

- **Altura del río en verano.**

$$H_{\text{verano}} = \left( \frac{Q_{\text{verano}}}{1.84 * L} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H_{\text{verano}} = \left( \frac{0.030}{1.84 * 2} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.04m$$

❖ **Caudal de excesos.**

- **Altura media sobre la rejilla.**

$$H_{\text{media}} = \left( \frac{Q_{\text{medio}}}{1.84 * L} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H_{\text{media}} = \left( \frac{0.0493}{1.84 * 3.5} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H_{\text{medio}} = 0.04 \text{ m}$$

- **Caudal captado.**

$$Q_{\text{captado}} = Cd * A_R * \sqrt{2 * g * H_{\text{media}}}$$

$$Q_{\text{captado}} = 0.45 * 0.17 * \sqrt{2 * 9.81 * 0.04}$$

$$Q_{\text{captado}} = 0.067 \text{ m}^3/\text{s}$$

- **Caudal de excesos.**

$$Q_{\text{excesos}} = Q_{\text{captado}} - Q_{\text{diseño}}$$

$$Q_{\text{excesos}} = 0.067 - 0.012$$

$$Q_{\text{excesos}} = 0.055 \text{ m}^3/\text{s}$$

Se tomará una tubería de 8" de diámetro para evacuar el caudal de excesos y otra de 6" de diámetro para realizar la limpieza de la cámara de derivación. Estas tuberías deberán tener una pendiente no inferior al 4%.

❖ **Cotas en la captación.**

- Fondo del río en la captación.

$$\sigma \text{ fondo de río} = 2444.68 \text{ m.s.n.m}$$

- Lámina de agua sobre la rejilla.

$$\sigma \text{ diseño} = \sigma \text{ fondo} + H \text{ diseño} = 2444.72 \text{ m.s.n.m}$$

- Corona de muros de contención.

$$\begin{aligned} \sigma \text{ corona de los muros de contención} &= \sigma \text{ Fondo de río} + H \text{ muro.} \\ &= 2446.08 \text{ m.s.n.m} \end{aligned}$$

- Canal de aducción.

$$\text{Fondo aguas arriba} = \sigma \text{ fondo} - H_o = 2444.52 \text{ m.s.n.m}$$

$$\text{Fondo aguas abajo} = \sigma \text{ fondo} - H_e = 2444.43 \text{ m.s.n.m}$$

- Cámara de derivación.

$$\begin{aligned} \sigma \text{ batea tubería de excesos} &= \sigma \text{ fondo Aguas abajo} - BL \\ &= 2444.28 \text{ m.s.n.m.} \end{aligned}$$

$\sigma_{\text{Fondo}} = \sigma_{\text{batea tubería de excesos}} - \text{pérdidas en la aducción.}$

$$= 2443.84 \text{ m.s.n.m.}$$

**2.4.2 Aducción.** Por las condiciones del terreno se construirá el desarenador cerca de la bocatoma, por lo tanto se utilizará una tubería con una longitud de 33.1 m para transportar el agua de la cámara de recolección de la bocatoma al desarenador.

La línea de aducción funcionará con flujo a superficie libre, solo en épocas de crecientes o altas aguas funcionará a presión. Será construida en tubería de polietileno de alta densidad y se diseñó con los siguientes parámetros:

- Caudal de diseño (  $Q_d$  ) = 12 L/s
- Número de manning (  $n$  ) = 0.009
- Cota salida = 2443.84 m.s.n.m
- Cota llegada = 2441.36 m.s.n.m
- Longitud = 33.1 m
- Pendiente (  $S$  ) = 7.5 %
- Diámetro (  $D$  ) = 160 mm

Se diseña como canal circular. Aplicando la ecuación de Manning se obtienen los valores del caudal y la velocidad a tubo lleno.

$$Q_o = ( A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} ) / n$$

$$Q_o = 62.90 \text{ lps}$$

$$V_o = 3.45 \text{ m/s}$$

$$Q/Q_o = 0.19$$

Con la relación  $Q/Q_0$  se obtiene las condiciones hidráulicas para conductos circulares:

$$V/V_0 = 0.645$$

$$d/D = 0.334$$

de donde :

$$V = 2.22 \text{ m/s}$$

$$d = 0.05 \text{ m}$$

- **Cota a la salida de la bocatoma.**

$$d + 1.5 V^2/2g = 43 \text{ cm}$$

Por lo tanto se adopta en el diseño de la bocatoma una distancia entre la cota batea de la tubería de excesos y el fondo de la cámara de recolección de 43 cm.

- **Caudal de excesos máximo.**

$$Q_{exc} = Q_0 - Q_d = 50.91 \text{ L/s}$$

Este caudal se tiene en cuenta para el diseño de la estructura de excesos del desarenador.

**2.4.3 Desarenador.** Según la teoría de Hazen y Stokes la velocidad de sedimentación de una partícula está dada por:

$$V_s = \frac{g}{18} \left( \frac{\rho_s - \rho}{\mu} \right) * d^2$$

En donde:

$V_s$  = Velocidad de sedimentación de la partícula (cm/s)

$g$  = aceleración de la gravedad (981cm/s<sup>2</sup>)

$\rho_s$  = peso específico de la partícula (arenas = 2.65)

$\rho$  = peso específico del fluido (agua = 1 g/cm<sup>3</sup>)

$\mu$  = viscosidad cinemática del fluido (cm<sup>2</sup>/s)

#### ❖ **Suposiciones teóricas.**

- El flujo se reparte uniformemente a través de la sección transversal.
- El agua se desplaza con velocidad uniforme a lo largo del tanque.
- Toda partícula que toque el fondo antes de llegar a la salida, será removida.

#### ❖ **Datos requeridos para el diseño.**

- Caudal de diseño = 12 L/s
- Diámetro de la partícula a remover > 0.05mm
- % Remoción = 87.5 %
- Calidad de la pantalla deflectora = Buena
- Temperatura = 8°C
- Peso específico de las partículas (arena)  $\rho_s = 2.65 \text{ gr/cm}^3$
- Peso específico del fluido (agua)  $\rho_{\text{agua}} = 1.00 \text{ gr/cm}^3$
- Viscosidad cinemática del agua =  $\mu = 0.01386 \text{ cm}^2/\text{s}$

#### ❖ **Parámetros de sedimentación.**

- **Velocidad de sedimentación de las partículas.**

$$V_s = \frac{981}{18} \left( \frac{\rho_s - \rho}{\mu_{T^{\circ}C}} \right) * d^2$$

$$V_s = \frac{981}{18} \left( \frac{2.65 - 1.00}{0.01386} \right) * 0.005^2$$

$$V_s = 0.1622 \text{ cm / s}$$

- **Tiempo de sedimentación.** Para determinar el tiempo de sedimentación es necesario conocer la altura del desarenador. Con base en el numeral B.4.4.6.4 del RAS 2000, la profundidad útil de sedimentación debe estar comprendida entre 0.75 y 1.5 m. Luego se adopta una profundidad útil ( H ) de 1.5 m.

$$H = 1.5 \text{ m} = 150 \text{ cm}$$

El tiempo de sedimentación (  $t_s$  ) es el tiempo que demora la partícula en tocar el fondo del desarenador y está dada por la siguiente ecuación:

$$t_s = \frac{H}{V_s} = \frac{150}{0.1622} = 924.77 \text{ s} = 0.26 \text{ hrs}$$

Tomando como referencia el tipo de pantalla y porcentaje de remoción se determina la relación  $T_R / t_s$ . (veáse el Anexo J ).

Para el diseño se tomó una eficiencia del desarenador del 87.5% y condiciones de depósito con buenos deflectores.

$$\frac{T_R}{t_s} = 2.75$$

$$T_R = 2.75 * 924.77 = 2543.12 \text{ sg} = 42.39 \text{ min}$$

CHEQUEO:  $T_R > 20 \text{ min}$

**- Volumen del desarenador en la zona de sedimentación.**

$$Vol = Q_{\text{diseño}} * Tr$$

$$Vol = 0.012 \text{ m}^3 / \text{s} * 2543 \text{ s} = 30.52 \text{ m}^3$$

$$Vol. = 30.52 \text{ m}^3$$

**- Área superficial.**

$$A = \frac{30.52}{1.5} = 20.34 \text{ m}^2$$

**- Dimensionamiento L y B.**

Se asume un tanque rectangular con una relación de longitud - ancho (L/B) de 1:4

$$A_{\text{sup}} = L * B$$

$$A_{\text{sup}} = 4 * B^2$$

$$20.34 = 4 * B^2$$

Ancho de la zona de sedimentación ( B ) = 2.26 m

Largo de la zona de sedimentación ( L ) = 9.04 m

**- Carga hidráulica superficial.**

$$q = \frac{Q_{\text{diseño}}}{A_{\text{super}}}$$

$$q = \frac{0.012}{20.52} * 86400$$

$$q = 5.9 * 10^{-4} \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{s}$$

$$q = 50.96 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$$

La carga hidráulica superficial es igual a la velocidad de sedimentación de la partícula crítica en condiciones teóricas.

$$V_o = q = 0.059 \text{ cm / s}$$

$$d_o = \sqrt{\frac{V_o * 18 * \mu}{g * \rho_{sp}}}$$

$$d_o = \sqrt{\frac{0.059 * 18 * 0.01386}{981 * 2.65}}$$

$$d_o = 0.003 \text{ cm} = 0.03 \text{ mm}$$

En resumen, bajo las condiciones teóricas se removerán partículas hasta de un diámetro de 0.03 mm, pero al tener en cuenta las condiciones reales (flujo no uniforme, corrientes de densidad, zonas muertas, velocidades horizontales variables), el diámetro máximo posible de remoción es aumentado a 0.05 mm.

**- Velocidad horizontal.**

$$V_o = Q / W$$

$$W = B * H$$

$$W = 3.39 \text{ m}^2$$

$$V_H = \frac{Q}{W} = \frac{0.012}{3.39} = 3.5 * 10^{-3} .m / s = 0.35 .cm / s$$

- **Velocidad horizontal máxima.**

$$V_{H \max} = 20 * V_S = 20 * 0.1622 = 3.24 .cm / s$$

CHEQUEO:  $V_H < V_{H \max}$

- **Velocidad de arrastre.**

$$V_a = \sqrt{\frac{8 * k}{f} * g * (\rho_s - \rho) * d}$$

$$V_a = \sqrt{\frac{8 * 0.04}{0.03} * 981 * (2.65 - 1) * (0.005)} = 9.29 .cm / s$$

CHEQUEO:  $V_H < V_a$

❖ **Elementos del desarenador.**

- **Zona de entrada.** Para la zona de entrada se colocará un vertedero de excesos al costado de esta, paralelo a la dirección del flujo. Tendrá una longitud de 1m.

$$He = \left( \frac{Q_e}{CLv} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Donde:

$$Q_{exc} = 50.91 \text{ L/s}$$

C = 1.84 se obtiene:

$$He = \left( \frac{0.05091}{1.84 * 1.0} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$He = 9.15 \text{ cm}$$

**Velocidad en el vertedero de excesos.**

$$V_{excesos} = \frac{Q_{excesos}}{L_v * H_v}$$

$$V_{excesos} = \frac{50.91 * 10^{-3}}{1 * 0.0915} = 0.55 \text{ m/s}$$

**Alcance del filo superior.** Como la velocidad se encuentra en los rangos preestablecidos se puede aplicar las ecuaciones de alcance de chorro.

$$X_s = 0.36 * V_{excesos}^{\frac{2}{3}} + 0.6 * H_v^{\frac{4}{7}}$$

$$X_s = 0.36 * 0.55^{\frac{2}{3}} + 0.6 * 0.0915^{\frac{4}{7}}$$

$$X_s = 0.39 \text{ m}$$

**Dimensiones de la caja de excesos.**

$$\text{Ancho} = 0.75 \text{ m}$$

$$\text{Largo} = 1.0 \text{ m}$$

**Pantalla deflectora.**

$$\text{Altura} = H - 0.2\text{m} + 0.4\text{m} + \text{borde libre}$$

Borde libre = 0.3m

Altura = 1.5 - 0.2 + 0.4 + 0.3 = 2.0 m

B = 2.26 m

Las perforaciones serán circulares.

Velocidad del flujo ( V ) = 0.2 m/s

Diámetro de los orificios = 2" = 5.08 cm

Coefficiente de contracción: C = 0.6

**Número de orificios.**

$$Q = C_d * A_o * (2 * g * h)^{1/2}$$

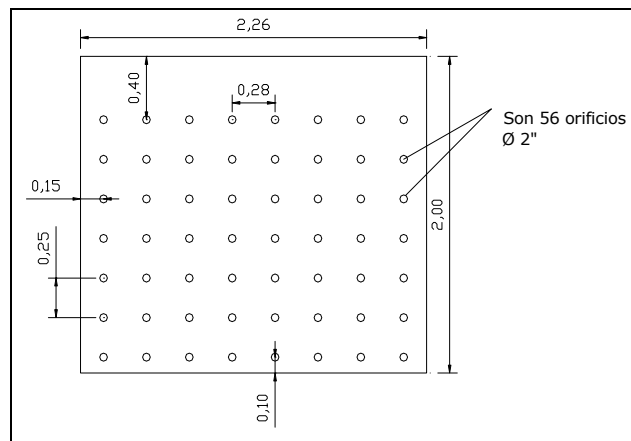
$$V_o = ( 2 * g * h )^{1/2} = 0.2 \text{ m/s}$$

$$Q_o = 0.6 * 0.002 * 0.2 = 2.43 * E-4 \text{ m}^3/\text{s}$$

Número de orificios =  $Q_{\text{diseño}}/Q_{\text{orificio}} = 49.3$  orificios.

Se tomarán 56 orificios en la pantalla, repartidos en 7 filas por 8 columnas.

Figura 6. Pantalla de orificios del desarenador



- **Zona de salida.**

**Vertedero de salida.**

$$Q_{diseño} = 1.84 * B * H_s^{3/2}$$

**Altura del vertedero de salida.**

$$0.012 = 1.84 * 2.26 * H_s^{3/2}$$

$$H_s = 2.03 * 10^{-2} \text{ m} = 2.03 \text{ cm}$$

**Separación de la trampa de flotantes.**

$$S = 15 * H_s = 15 * 0.0203 = 0.30 \text{ m}$$

**Velocidad de la salida.**

$$V_s = \frac{Q_{diseño}}{L_s * H_s}$$

$$V_s = \frac{0.012}{2.26 * 0.0203} = 0.31 \text{ m/s}$$

CHEQUEO: Cumple el rango de velocidad para aplicar las ecuaciones de alcance de chorro.

**Alcance del filo superior.**

$$X_s = 0.36 * V_s^{2/3} + 0.6 * H_v^{4/7}$$

$$X_s = 0.36 * 0.31^{2/3} + 0.6 * 0.0245^{4/7}$$

$$X_s = 0.23 \text{ m}$$

Se aplica un factor de seguridad de 0.20m

**Largo de la caja de salida.**

$$L_s = X_s + FS$$

$$L_s = 0.2 + 0.23 = 0.43 \text{ m} \cong 0.50\text{m}$$

Profundidad de la caja de salida = ancho de la caja de salida

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

- **Zona de lodos.** Para el almacenamiento de lodos se asumió una profundidad de 0.4m en la zona rectangular y 0.30m en la zona triangular del desarenador, conservando una pendiente mínima de 5% hacia la tubería de salida.

- **Tubería de excesos.** Se dejará una tubería de 6" de diámetro en PVC y pendiente de 4% para evacuar el caudal de excesos que se pueda presentar en el desarenador.

Esta tubería se comunicará con la tubería de lavado llevando sus aguas a la Quebrada Aguablanca.

- **Tubería de lavado.** Además del funcionamiento hidráulico de esta tubería, un criterio importante para la selección del diámetro es el tiempo de vaciado del tanque:

- Cota de entrega del desagüe de lavado = 2438 msnm
- Cota de lamina del agua sobre la tubería = 2441.41 msnm
- Diámetro supuesto = 6" = 0.152m
- Longitud de la conducción ( L ) = 12m
- Altura disponible ( H ) = 2441.41 – 2438 = 3.41 m

**Determinación de las pérdidas.**

$$J = H / L = 3.41 \text{ m} / 12 \text{ m} = 0.28 \text{ m} / \text{m}.$$

**Pérdidas en la conducción ( en Longitud equivalente ).**

▪ Entrada normal	1.77m
▪ Válvula	1.10m
▪ Codo de radio corto	4.90m
▪ T cambio de dirección	10.00m
▪ Tubería	<u>12.00m</u>
LE. TOTAL	29.77 m

**Determinación del parámetro J.**

$$J = H / LE = 3.41 \text{ m} / 29.77\text{m} = 0.11 \text{ m/m}$$

**Caudal inicial.**

$$Q_{inicial} = 0.2785 * C * D^{2.63} * J^{0.54}$$

$$Q_{inicial} = 0.2785 * 150 * (0.152)^{2.63} * (0.11)^{0.54}$$

$$Q \text{ inicial} = 0.092 \text{ m}^3 / \text{s}.$$

**Velocidad inicial.**

$$V_i = \frac{Q_{inicial}}{Area}$$

$$V_i = \frac{0.092 * 4}{\pi * (0.152)^2} = 5.05 \text{ m} / \text{s}$$

**Gradiente de velocidad.**

$$\left( \frac{V^2}{2 * g} \right)_{inicial} = \frac{(5.05)^2}{2 * 9.81} = 1.30 \text{ m}$$

El tiempo de vaciado se determinó a partir de la ecuación de descarga de un orificio. El coeficiente de descarga del tanque, teniendo en cuenta la tubería de desagüe, será:

$$Cd = \frac{Q}{A_o * \sqrt{2 * g * H}}$$

$$Cd = \frac{0.092 * 4}{\pi * (0.152)^2 * \sqrt{2 * 9.81 * 3.41}} = 0.62$$

Luego de aplicar un procedimiento matemático se obtiene que el tiempo de vaciado es igual a :

$$t_{vaciado} = \frac{2 * A_s * \sqrt{H}}{Cd * A_o * \sqrt{2 * g}}$$

$$t_{vaciado} = \frac{2 * 20.34 * \sqrt{3.41}}{0.62 * \left( \frac{\pi * (0.152)^2}{4} \right) * \sqrt{2 * 9.81}}$$

$$t \text{ vaciado} = 1507.6 \text{ s} = 25.13 \text{ min}$$

❖ **Cotas en el desarenador.**

- Cota batea de la tubería de entrada 2441.36 m.s.n.m
- Cota de la lámina de agua a la entrada 2441.41 m.s.n.m
- Cota de la lámina en el sedimentador 2500.07 m.s.n.m
- Cota de la lámina del agua en la cámara de recolección 2441.19 m.s.n.m
- Cota corona de los muros del sedimentador 2441.71 m.s.n.m
- Cota fondo de la cámara de aquietamiento 2440.88 m.s.n.m
- Cota batea de la tubería de lavado a la salida 2439.33 m.s.n.m
- Cota clave de la tubería de lavado a la salida 2439.49 m.s.n.m
- Cota del fondo de la cámara de recolección 2440.89 m.s.n.m.

**2.4.4 Línea de conducción.** Para el cálculo hidráulico de la tubería de la conducción se utilizó la fórmula de Hazen - Williams. Esta es una fórmula empírica resultante del análisis estadístico de una gran cantidad de datos experimentales. Es aplicable satisfactoriamente para cualquier material entre 0.05 m y 3.50 m de diámetro.

$$Q = 0.2785 C D^{2.63} J^{0.54}$$

Donde:

Q = Caudal (m<sup>3</sup>/s)

D = Diámetro interno de la tubería(m)

J = Pérdidas de carga unitaria (m/m de conducción)

C = Coeficiente de rugosidad de Hazen – Williams

❖ **Clase de tubería.** La clase de tubería se selecciona teniendo en cuenta diferentes factores:

- La resistencia contra la corrosión y la agresividad del suelo.
- Tipo de uniones y necesidad de anclaje.

- La resistencia a los esfuerzos mecánicos producidos por las cargas, tanto internas como externas.
- Las características de comportamiento hidráulico del proyecto, incluyendo las presiones de trabajo máximas y mínimas, las sobrepresiones y subpresiones, causadas por golpe de ariete, etc.
- Las condiciones económicas del proyecto.
- Las condiciones de transporte e instalación adecuadas para el tipo de terreno que cruce la conducción.
- La vida útil tenida en cuenta para el desarrollo del proyecto.

Debe elegirse el material de las tuberías teniendo en cuenta que las características de éste satisfagan las necesidades del proyecto, considerando no solamente uno o dos de los puntos anteriormente indicados, sino examinándolos en conjunto y con los costos de la inversión inicial y los costos de mantenimiento a largo plazo, así como la seguridad y la vulnerabilidad de la tubería.

En el presente diseño se utilizó tubería de polietileno de alta densidad (PEAD) con una presión nominal de trabajo de 230 PSI (160 m.c.a), según las exigencias a las cuales se calculó la tubería. El coeficiente de fricción o rugosidad es de  $C = 150$ .

❖ **Pérdidas de carga unitaria ( J ).** En la conducción se buscó igualar la pérdida de carga total con el desnivel máximo que ofrece el terreno, para elevar la pérdidas de carga al máximo con el fin de que resulte el diámetro mas pequeño posible y por lo tanto la conducción mas económica.

La pérdida de carga, J se tomó como la diferencia de niveles dividida por la longitud de conducción que es la longitud real de tubería.

$$J = \frac{N_1 - N_2}{\sum L_i}$$

El Diámetro necesario para conducir un caudal determinado con una pérdida de carga dada no corresponde a un diámetro comercial. Por lo tanto se tomó la decisión de colocar una combinación de diámetros en una determinada longitud, de tal manera que la carga total disponible sea igual a la suma de la carga necesaria en cada uno de los tramos.

$$H = J_1 L_1 + J_2 L_2$$

❖ **Pérdidas por cargas localizadas.** Estas pérdidas corresponden a las ocasionadas por los accesorios, tales como pérdidas por entrada y salida, válvulas y codos.

- **Fórmula generalizada de pérdidas.**

$$hf = \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g}$$

- **Ecuación de continuidad.**

$$V_2 = \frac{A_1}{A_2} V_1$$

- **Ecuación de pérdidas.**

$$hf = \left(1 - \frac{A_1}{A_2}\right)^2 \frac{V_1^2}{2g} = K \frac{V_1^2}{2g}$$

Los valores aproximados de K para los accesorios utilizados en el presente diseño se relacionan a continuación:

Tabla 3. Valores de K para los accesorios utilizados

Elemento	K
Válvula de compuerta abierta	0.20
Entrada normal al tubo	0.50
Reducción gradual	0.15
Salida del tubo	1.00

El diseño hidráulico de la línea de conducción se realizó por medio de hoja de cálculo ( Véase el Anexo K ).

❖ **Golpe de ariete.** Una columna de líquido moviéndose tiene inercia que es proporcional a su peso y a su velocidad. Cuando el flujo se detiene rápidamente, por ejemplo al cerrar una válvula, la inercia se convierte en un incremento de presión. Entre más larga la línea y más alta la velocidad del líquido, mayor será la sobrecarga de presión.

Estas sobrepresiones pueden llegar a ser lo suficientemente grandes para reventar cualquier tipo de tubería. Este fenómeno se conoce con el nombre de golpe de ariete.

Las principales causas de este fenómeno son: apertura y cierre rápido de una válvula, el arranque y la parada de una bomba, acumulación y el movimiento de bolsas de aire dentro de las tuberías.

- **Sobrepresión máxima.** La sobrepresión máxima que se puede esperar al cerrar una válvula se calcula así:

$$P = \frac{a * V}{g}$$

$$a = \frac{1420}{\sqrt{1 + (K / E) * (RDE - 2)}}$$

Donde:

P = Sobrepresión máxima en metros de columna de agua.

a = Velocidad de onda (m/s).

V = Velocidad del agua (m/s).

g= Aceleración de la gravedad = 9.81 m/s<sup>2</sup>

RDE = Relación diámetro exterior/espesor mínimo.

K = Módulo de compresión del agua = 2.06E4 Kg/cm<sup>2</sup>

E = Módulo de elasticidad de la tubería = 0.9E4 Kg/cm<sup>2</sup>

A continuación se realiza el chequeo del golpe de ariete en el tramo comprendido entre la TRC-5, ubicada en la abscisa K6+064.8 y la llegada a la planta , en la abscisa K8+184.72.

L = 2176.57 m

V = 0.893 m/s

RDE = 160/14.6 = 10.96

$$a = \frac{1420}{\sqrt{1 + (2.06E4/0.9E4) * (10.96 - 2)}}$$

$$a = 306.20 \text{ m/s}$$

$$P = \frac{306.2 * 0.893}{9.81}$$

$$P = 27.87 \text{ m}$$

Al sumar a la presión estática el valor de la sobrepresión por golpe de ariete se excede la presión de trabajo de la tubería, por lo tanto, se calcula el tiempo de maniobra para evitar el golpe de ariete.

La sobrepresión máxima permitida es de 160-152.25 = 7.75m, en la abscisa K7+161.9 m.

$$7.75 = \frac{a * 0.893}{9.81}$$

$$a = 85.14 \text{ m/s}$$

- **Periodo del golpe de ariete.**

$$T = \frac{2L}{C}$$

$$T = \frac{2 * 2176.57}{85.14} = 51.13s$$

Se colocará una válvula de compuerta en Hierro Fundido de cierre lento la cual deberá ser cerrada en un tiempo superior a 1 min. con el fin de evitar que la presión sobrepase la presión de trabajo de la tubería.

❖ **Características de los tramos de la línea de conducción.** A continuación se presenta un resumen de las longitudes y diámetros de la tubería utilizada en la conducción.

Tabla 4. Características de los tramos de la línea de conducción

<b>DIÁMETRO (mm)</b>	<b>LONGITUD (m)</b>
200	318.75
160	4905.11
110	860.88
90	1778.69
63	540.39

La ubicación y detalles constructivos de cámaras de quiebre, válvulas (purga y ventosas), pasos elevados, anclajes de tubería se presentan en los respectivos planos.

## 2.4.5 PLANTA DE TRATAMIENTO

❖ **Mezcla rápida.** La mezcla rápida se logra utilizando estructuras hidráulicas que permitan disipar la energía cinética excedente del flujo.

En canales, el resalto hidráulico es uno de los mecanismos más indicados para este fin, el cual se formará mediante un vertedero rectangular.

Debido a que la planta se desarrollará en dos etapas cada una con un 50% de la capacidad total, se diseñó el vertedero para un caudal de 6 L/s y luego se realizó el chequeo para 12 L/s.

### - Datos De Entrada.

$$Q = 6.0 \text{ L/s}$$

$$b = 0.3 \text{ m}$$

$$S_0 = 0.001$$

$$n = 0.013$$

$$T = 8^\circ\text{C}$$

$$\eta = 1.387 \text{ E-6 m}^2/\text{s}$$

### - Altura crítica ( $Y_c$ ).

$$q = \frac{Q}{b} = \frac{6 \cdot 10^{-3}}{0.3} = 0.02 \frac{\text{m}^3}{\text{s} \cdot \text{m}}$$

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt{\frac{0.02^2}{9.81}} = 0.034 \text{ m}$$

### - Altura o tirante normal ( $Y_n$ ).

$$Q = \frac{1}{n} * A * R h^{\frac{2}{3}} * S_0^{\frac{1}{2}}$$

$$Q = \frac{1}{0.013} * (0.3 * Y) * \left( \frac{(0.3 * Y)}{(0.3 + 2 * Y)} \right)^{\frac{2}{3}} * 0.001^{\frac{1}{2}}$$

$$Y_n = 0.065 \text{ m}$$

Se debe asumir  $W > 4.5 * h$  para la altura del vertedero, tal que garantice un resalto hidráulico bien desarrollado.

**- Caudal a través de un vertedero rectangular.**

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} * \mu_R * b * h^{\frac{3}{2}}$$

Donde:

$\mu_R$  = Coeficiente de descarga de Rehbock para un vertedero rectangular.

W = Altura del vertedero

h = Altura de la lámina de agua sobre el vertedero

$$\mu_R = \left[ 0.6035 + 0.0813 \left( \frac{h + 0.0011}{W} \right) \right] \left[ 1 + \frac{0.0011}{h} \right]^{\frac{3}{2}}$$

Como se desea que este vertedero sirva adicionalmente como medidor del caudal que esta llegando a la planta, se debe cumplir, según Rehbock que :

$$0.01 < h < 0.80 \text{ m}$$

$$b > 0.30 \text{ m}$$

$$W \geq 0.06 \text{ m}$$

$$h/W \leq 1$$

Al resolver las ecuaciones obtenemos :

$$h = 0.048\text{m}$$

$$W = 0.22\text{m}$$

Se tomó una altura del vertedero  $W = 0.25\text{m}$

- **Energía del agua, aguas arriba del vertedero ( $E_1$ ).**

$$E_1 = Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = W + h + \frac{q^2}{2g(W + h)^2}$$

$$E_1 = 0.25 + 0.048 + \frac{0.02^2}{2 * 9.81 * (0.25 + 0.048)^2}$$

$$E_1 = 0.30\text{m}$$

Si se considera que no existen pérdidas de energía antes y después del vertedero, se tiene que:

$$E_1 = E_2$$

$$0.30 = Y_2 + \frac{q^2}{2gY_2^2} = Y_2 + \frac{0.02^2}{2 * 9.81 * Y_2^2}$$

$$Y_2 = 0.008 \text{ cm}$$

- **Número de Froude (  $Fr$  ).**

$$Fr^2 = \frac{q^2}{gY_2^3}$$

$$F_r^2 = \frac{0.02^2}{9.81 * 0.008^3}$$

$$F_r = 8.31$$

Para que el resalto hidráulico sea estable y completamente formado, lo cual garantiza la mezcla instantánea y completa del coagulante, Ven Te Chow recomienda que:

$$4.5 < F_{r2} < 9$$

- **Altura conjugada del resalto hidráulico ( $Y_3$ ).** Aplicando la ecuación de la cantidad de movimiento para un canal rectangular se obtiene:

$$\frac{Y_3}{Y_2} = \frac{1}{2} * \left[ \sqrt{1 + 8 * F_{r2}^2} - 1 \right]$$

$$Y_3 = \frac{1}{2} * \left[ \sqrt{1 + 8 * 8.31^2} - 1 \right] * 0.008$$

$$Y_3 = 0.094\text{m}$$

- **Pérdidas de energía o energía disipada en el resalto ( $\Delta E$ ).**

$$\Delta E = \frac{(Y_3 - Y_2)^3}{4Y_2Y_3}$$

$$\Delta E = \frac{(0.094 - 0.008)^3}{4 * 0.094 * 0.008}$$

$$\Delta E = 0.20\text{m}$$

- **Longitud del resalto ( $L_R$ ).**

$$L_R = 6 \cdot Y_3$$

$$L_R = 6 \cdot 0.094 = 0.57 \text{ m}$$

- **Velocidad del agua, aguas arriba ( $V_2$ ), aguas abajo ( $V_3$ ), y velocidad media ( $V$ ) del resalto.**

$$V_2 = \frac{q}{Y_2} = \frac{0.02}{0.008} = 2.38 \text{ m/s}$$

$$V_3 = \frac{q}{Y_3} = \frac{0.04}{0.094} = 0.21 \text{ m/s}$$

$$V = \frac{V_2 + V_3}{2} = \frac{2.38 + 0.21}{2} = 1.30 \text{ m/s}$$

- **Tiempo de mezcla en el resalto ( $T_r$ ).**

$$T_r = \frac{L_r}{V}$$

$$T_r = \frac{0.57}{1.30} = 0.44 \text{ s}$$

- **Gradiente de velocidad en el resalto ( $G$ ).**

$$G = \sqrt{\frac{\gamma H}{\mu t}} = \sqrt{\frac{g \Delta E}{t \eta}}$$

$$G = \sqrt{\frac{9.81 \cdot 0.20}{0.44 \cdot 1.06 \cdot 10^{-6}}} = 1805.94 \text{ seg}^{-1}$$

Siguiendo el mismo procedimiento para un caudal de 12 L/s se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 5. Resultados del vertedero para un caudal de 12 L/s

<b>H</b>	7.63 cm
<b>Fr</b>	6.19
<b>Lr</b>	80.43 cm
<b>G</b>	1514.94 s <sup>-1</sup>

❖ **Floculador.**

- **Datos de entrada.**

$$Q = 6 \text{ L/s}$$

$$\eta = 1.387 \text{ E-6 m}^2/\text{s}$$

Placas de asbesto cemento:

$$\text{Largo (Lp)} = 1.20 \text{ m}$$

$$\text{Altura (H)} = 0.60 \text{ m}$$

$$\text{Espesor (e)} = 0.006 \text{ m}$$

Se ha decidido considerar tres zonas cuyos tiempos de detención y gradientes de velocidad correspondientes son:

$$\text{Zona 1: } T=7\text{min} \quad G=70\text{s}^{-1}$$

$$\text{Zona 2: } T=7\text{min} \quad G=40 \text{ s}^{-1}$$

$$\text{Zona 3: } T=7\text{min} \quad G=20 \text{ s}^{-1}$$

El diseño se hace con la suposición inicial de la velocidad del flujo en cada una de las zonas, con el objeto de lograr el gradiente requerido. Se muestra solamente el cálculo de la primera zona, ya que el procedimiento es análogo para las demás.

**- Área seccional de flujo.**

Se supone  $V = 0.20$  m/s

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

$$A = \frac{0.006}{0.20} = 0.03m^2$$

**- Separación entre placas.**

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

Donde:

$h$  = Altura de la lámina de agua (m)

$h$  = Altura de la placa – borde libre

$h = 0.45$ m

$$S = \frac{0.03}{0.45} = 0.067m$$

**- Separación entre el extremo de la placa y la pared del canal.**

$$m = E \cdot S$$

Donde:

$$1 \leq E \leq 1.5$$

Haciendo  $E = 1.5$

$$m = 1.5 * 0.067 = 0.10 \text{ m}$$

- **Longitud de recorrido de agua.**

$$L = v * T$$

$$L = 0.20 * 7 * 60 = 84 \text{ m}$$

- **Número de tabiques ( N ).** Número de canales secundarios mas o menos uno (dependiendo si se consideran o no las paredes del canal como tabiques y de la forma de interconexión entre las zonas del floculador)

$$N = \frac{L}{\text{Anchodelcanalprin}} - 1$$

$$N = \frac{84}{1.2 + 0.10} - 1 = 64$$

- **Pérdida de carga total.**

$$\Delta h = \left( \frac{v * n}{R^{0.67}} \right)^2 * L + 3 \frac{v^2}{2g} * N$$

$$\Delta h = \left( \frac{0.20 * 0.012}{0.031^{0.67}} \right)^2 * 84 + 3 \frac{0.20^2}{2 * 9.81} * 64 = 0.22 \text{ m}$$

- **Gradiente de velocidad.**

$$G = \sqrt{\frac{\gamma * \Delta h}{\mu * T}}$$

$$G = \sqrt{\frac{998.97 * 0.22}{1.39E - 4 * 7 * 60}} = 62s^{-1}$$

- **Longitud del canal principal.**

$$L_c = N * \text{espesor de placa} + (N+1)*S$$

$$L_c = 64*0.006+65*0.06 = 4.71\text{m}$$

- **Ancho del canal.**

$$B = L_p+m$$

$$B = 1.20+0.1 = 1.30 \text{ m}$$

Para el cálculo de la segunda y tercera zona, se conserva la altura de la lámina de agua (0.45m), se supone la velocidad y se continua el mismo procedimiento, teniendo en cuenta que el largo del tanque de floculación es de 4.87 m para las tres zonas. Los resultados obtenidos a partir de hoja de cálculo se presentan a continuación:

Tabla 6. Resultados de las zonas del floculador

	<b>T (min)</b>	<b>V (m/s)</b>	<b>G (s<sup>-1</sup>)</b>	<b>N</b>	<b>S (cm)</b>	<b>B (m)</b>
<b>2 ZONA 1</b>	7.0	0.215	69.3	69	6.3	1.29
<b>ZONA 2</b>	7.4	0.156	41.0	52	8.5	1.33
<b>ZONA 3</b>	7.9	0.10	20.8	35	12.5	1.40

❖ **Sedimentador de placas paralelas.**

- **Datos de entrada.**

$$Q = 6 \text{ L/s}$$

$$\text{Temperatura mínima} = 8^\circ\text{C}$$

$$\text{Viscosidad } \eta = 0.01387 \text{ cm}^2/\text{s}$$

$$\text{Carga superficial de diseño} = 85 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$$

Placas planas de asbesto cemento:

$$\text{Ancho (a)} = 2.44 \text{ m}$$

$$\text{Altura (H)} = 1.22 \text{ m}$$

$$\text{Espesor (e}_p\text{)} = 0.008 \text{ m}$$

Inclinación  $\theta = 60^\circ$  con respecto a la horizontal.

Separación entre placas (e) = 0.05 m.

Se adoptan dos unidades para 6 L/s cada una.

- **Velocidad a través de las placas (  $v_0$  ).**

$$v_0 = \frac{CS}{\text{sen}\theta}$$

$$v_0 = \frac{85}{\text{sen}60} = 98.15 \text{ m / día}$$

- **Factor epsilon.**

$$\varepsilon = \frac{ep}{ep + e}$$

$$\varepsilon = \frac{0.008}{0.008 + 0.05} = 0.14$$

- **Área total.**

$$A_t = \frac{Q * 86400}{v_0 \text{sen}\theta * (1 - \varepsilon)}$$

$$A_t = \frac{0.06 * 86400}{98.1 * \text{sen}60 * (1 - 0.14)} = 7.07 \text{m}^2$$

- **Ancho neto.**

$$A_n = a * \text{Número de filas}$$

$$A_n = 2.44 * 1 = 2.44 \text{m}$$

- **Longitud de placas.**

$$L = A_t / A_n$$

$$L = 7.07 / 2.44 = 2.90 \text{ m}$$

- **Número de Reynolds.**

$$NR = \frac{2 * v_0 * e}{\eta * 86400}$$

$$NR = \frac{2 * 98.15 * 0.05}{0.01387 * 86400} = 81.90$$

- **Velocidad de sedimentación crítica.**

$$v_{sc} = \frac{v_o}{\text{sen}\theta + \frac{L}{e - 0.013 * NR} * \text{cos}\theta}$$

$$v_{sc} = \frac{98.15}{\text{sen}60 + \frac{2.90}{0.05 - 0.013 * 81.90} * \text{cos}60} = 7.83 \text{m}^3 / \text{m}^2 / \text{dia}$$

- **Número de placas.**

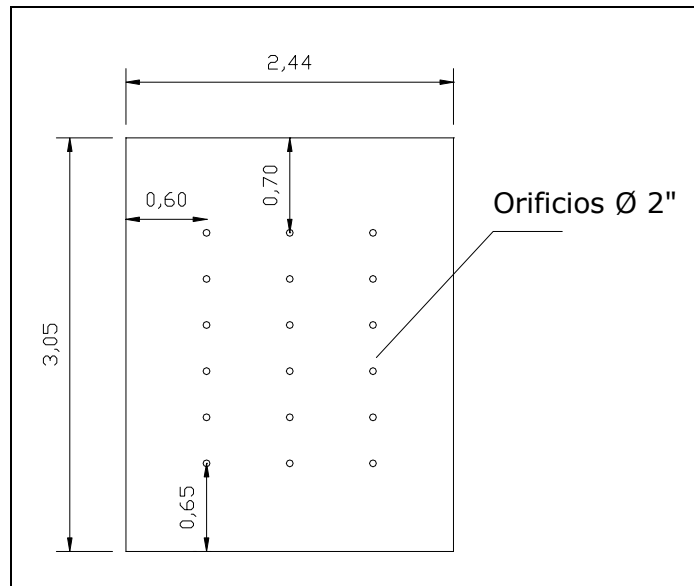
$$\# \text{placas} = \frac{A_i \text{sen}\theta}{a * (e + ep)}$$

$$\# \text{placas} = \frac{7.07 * \text{sen}60}{2.44 * (0.05 + 0.008)} = 43.3 \text{placas}$$

Se toman 43 placas en cada sedimentador.

- **Pantalla de entrada.** Se diseñó una pantalla de 2.44 m de ancho por 3.05m de profundidad con orificios de 2" de diámetro separados cada 0.34 m verticalmente y 0.62 m horizontalmente como se muestra en la siguiente figura.

Figura 7. Pantalla de entrada al sedimentador



El detalle de los elementos que componen el sedimentador se muestra en los planos correspondientes.

#### ❖ Filtros de rata declinante

##### - Datos de entrada.

Caudal de diseño de la planta ( $Q_d$ ) = 6.0 L/s

Tasa media de filtración ( $q$ ) = 120 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/día

Altura del medio filtrante ( $h$ ) = 0.75 m

Temperatura mínima esperada = 8° C

Viscosidad cinemática del agua ( $\eta$ ) = 0.01387 cm<sup>2</sup>/s

##### - Características del medio filtrante.

Tamaño efectivo (TE ó  $d_{10}$ ) = 0.60 mm

Coefficiente de uniformidad (CU) = 1.70

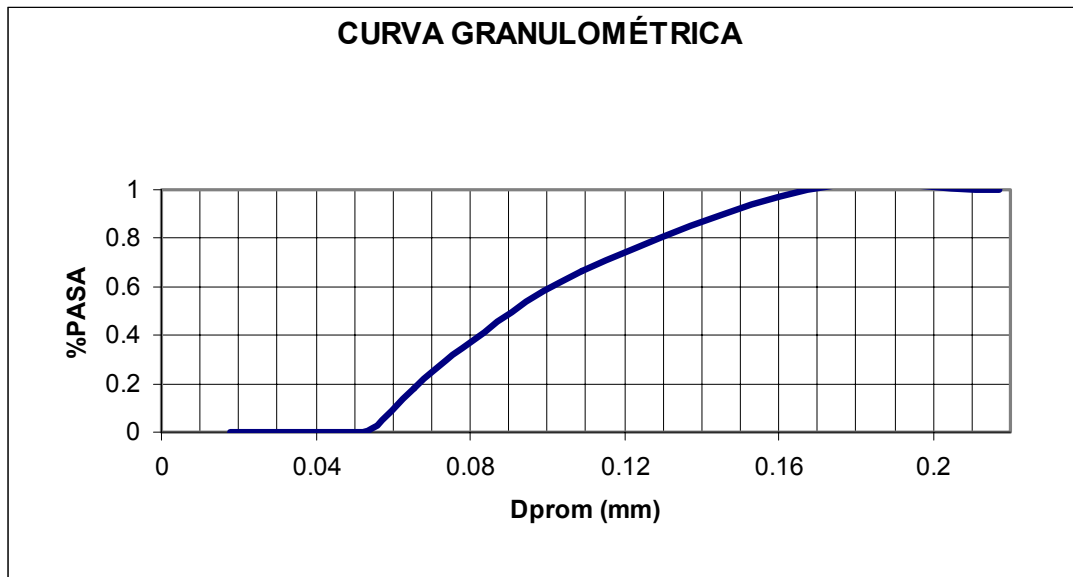
Porosidad inicial ( $P_o$ ) = 0.41

Densidad relativa (Ss) = 2.65

Coeficiente de esfericidad ( $\psi$ ) = 0.72

Con los datos del medio filtrante se puede construir su curva granulométrica, la cual se presenta a continuación:

Figura 8. Curva granulométrica del material filtrante



#### - Hidráulica de la filtración.

**Pérdida de carga en el medio filtrante.** Estas pérdidas se pueden evaluar por medio de la ecuación de Carman-Koseny, la cual se obtiene a partir de la ecuación de Darcy-Weisbach aplicada a flujo laminar.

$$h_o = f' \frac{L\eta}{g} v \frac{(1 - P_o)^2}{P_o^3} \sum X_i \left[ \frac{6}{\psi * d_i} \right]^2$$

Donde:

$h_o$  = pérdida de carga inicial (m)

$f$  = factor de fricción, generalmente igual a 5.

$L$  = espesor del medio filtrante (m)

$P_o$  = porosidad inicial.

$v$  = velocidad de aproximación (m/s)

$\eta$  = viscosidad cinemática (m/s<sup>2</sup>)

$g$  = gravedad (m/s<sup>2</sup>)

En la siguiente tabla se resume el cálculo de las pérdidas en el filtro.

Tabla 7. Pérdidas en el medio filtrante

# Tamiz	d1 (cm)	d2 (cm)	Dp ( cm )	$X_i$	$d_i^2$ ( cm <sup>2</sup> )	$X_i / d_i^2$
40-35	0.042	0.050	0.0458	0.0141	0.0021	6.7148
35-30	0.050	0.060	0.0548	0.1652	0.0030	55.0695
30-25	0.060	0.071	0.0653	0.1641	0.0043	38.5214
25-20	0.071	0.085	0.0777	0.3199	0.0060	53.0052
20-14	0.085	0.140	0.1091	0.3367	0.0119	28.2944
Suma				1.0000		181.6052

$$h_o = 46.91 \text{ cm}$$

**Pérdida de carga en la grava de soporte.** Esta pérdida de carga puede hallarse por medio de la siguiente ecuación:

$$h_g = Lg \cdot q / 3, \text{ donde } q \text{ esta en m/min}$$

Para 40cm de espesor de la grava de soporte se tiene:

$$h_g = 1.10 \text{ cm}$$

**Pérdida de carga en el sistema de drenaje.** se calcula igual que para el sistema de lavado.

$$h_d = 4.90E-5 \text{ cm}$$

**Pérdida de carga total en la filtración.**

$$H = 48.01 \text{ cm}$$

Adicionalmente se dispondrá de 1.20m de altura para las pérdidas durante el funcionamiento del filtro.

- **Hidráulica del lavado.** Para el lavado del filtro se suspende el proceso de filtración y se inyecta agua por la parte inferior del filtro con una velocidad de 1cm/s logrando la expansión del medio filtrante en un 30% y permitiendo que los granos choquen entre sí y desprendan el material retenido en la superficie. Las pérdidas producidas en el medio filtrante durante el lavado son de 73.01cm. (Véase el Anexo L )

Se toman tres unidades de filtración.

**Caudal que produce cada filtro.**

$$Q_f = Q_d/3 = 2.00 \text{ L/s}$$

**Área de cada filtro.**

$$A_s = Q_f/q = 0.002*86400/120 = 1.44 \text{ m}^2$$

**Dimensiones del filtro.** Se toma una relación L/B = 1.25, con la cual se obtiene:

$$L = 1.4 \text{ m}$$

$$B = 1.1 \text{ m}$$

### Caudal de lavado.

$$Q_L = Va \cdot Af = 0.01 \cdot 1.4 \cdot 1.1 \cdot 1000$$

$$Q_L = 15.4 \text{ L/s}$$

El volumen necesario para el lavado de un filtro se calculó tomando un tiempo de lavado de 5 min.

$$V = 0.0154 \cdot 5 \cdot 60 = 4.62 \text{ m}^3$$

**Pérdida en la grava de soporte.** Las pérdidas en la grava de soporte se pueden calcular con la ecuación:

$$h_G = L_G \cdot Va / 3$$

Donde  $Va$  esta en m/min

Para drenajes con orificios mayores de 5 mm (falsos fondos) se usa entre 40-45 cm de grava. La disposición de la grava de soporte se presenta a continuación:

Tabla 8. Grava de soporte

Posición	Espesor (cm )	Tamaño (mm)
Fondo	10	25.4-50
2ª capa	7.5	12.7-25.4
3ª capa	7.5	6.4-12.7
4ª capa	7.5	3.2-6.4

<b>5ª capa</b>	7.5	1.7-3.2
----------------	-----	---------

Las pérdidas en la grava de soporte son entonces:

$$h_G = 40 \cdot 1 \cdot 60 / (100 \cdot 3)$$

$$h_G = 8.0 \text{ cm}$$

**Pérdida en el sistema de drenaje.** El sistema de drenaje se compone de 4 viguetas triangulares en concreto, las cuales tienen 14 perforaciones de  $\frac{3}{4}$ " cada 0.15 m.

Para el caso de viguetas prefabricadas la pérdida de carga en los orificios del falso fondo se calcula con la siguiente ecuación:

$$h_D = \frac{q_o^2}{2gC^2A^2}$$

Donde:

$q_o$  = caudal por orificio ( $m^3/s$ )

C = coeficiente de descarga

A = área de cada orificio ( $m^2$ )

$$h_d = 0.0011 \text{ cm}$$

**Pérdida de carga total en el lavado.**

$$h_L = 73.01 + 8.0 + 0.0011$$

$$h_L = 81.0 \text{ cm.}$$

**Canaletas de lavado.** Estas canaletas se diseñan para un 50% mas del gasto de lavado, y se colocan de modo que su parte inferior coincida con la

superficie del lecho expandido. Camp planteó la siguiente ecuación para el caudal que recoge la canaleta:

$$Q_c = 0.65 \cdot b \cdot h^{3/2}$$

Donde:

$Q_c$  = caudal que transporta la canaleta ( L/min )

$b$  = ancho de la canaleta (cm)

$h$  = máximo nivel de agua en la canaleta (cm)

Tomando una canaleta con altura  $h = 15$  cm, y borde libre de 15 cm:

$$b = 35 \text{ cm}$$

#### **Altura del lecho expandido.**

$$h_e = 75 \cdot 1.3 = 97.5 \text{ cm}$$

#### **Altura de la canaleta sobre el lecho.**

$$h_c = 97.5 + 15 + 15 + 0.07 = 134.5 \text{ cm}$$

❖ **Cloración.** Para la desinfección del agua se empleará hipoclorito de calcio, siendo este el más utilizado debido a que tiene la ventaja de ser más fácil su manipulación que el cloro gaseoso, tiene una alta solubilidad, es de fácil transporte, no es tóxico a menos que sea ingerido y no requiere de equipos complejos para su dosificación.

Este medio de desinfección en general es más barato que cualquiera de los otros medios (rayos ultravioleta, ozono) debido a que la materia prima es muy barata y se encuentra en cantidades considerables.

La dosis que se debe aplicar, debe ser suficiente para que aún en los puntos más apartados de la red de distribución, quede un mínimo de cloro residual de 0.2 p.p.m, con lo cual se garantiza que en estos puntos quede cloro disponible para actuar como bactericida.

Los hipocloritos se fabrican en diversas concentraciones, pero es conveniente utilizar aquellos cuyo porcentaje en peso por cloro equivalente sea mayor. Este elemento es poco estable, lo que implica un almacenamiento en envase cerrado y en lugar fresco.

- **Tratamiento.** con el fin de asegurar la calidad del agua extraída de la quebrada Aguablanca se determinaron las características físicas, organolépticas, químicas y bacteriológicas y se evaluaron los parámetros establecidos por el RAS-2000 , en función del nivel de complejidad del sistema.

Dichos parámetros fueron evaluados por el Laboratorio de la Universidad Francisco de Paula Santander de la ciudad de Cúcuta mediante el análisis de muestras tomadas en el sitio de captación. ( Véase el Anexo C).

La desinfección del agua filtrada se realizará mediante un sistema de cloración. Este sistema se compone de una cámara de aquietamiento, una cámara de contacto y un tanque dosificador.

#### **Cámara de aquietamiento.**

Dimensiones :

Ancho B = 0.4 m

Largo L = 0.6 m

Alto H = 0.4 m

Con el fin de lograr un flujo constante, se coloca una pantalla perforada con orificios de  $\phi = 2''$  a la salida de la cámara de quietamiento.

$$A_t = \frac{Q}{C * V}$$

Donde :

$A_t$  = Área total de orificios

$Q$  = caudal de diseño ( 6L/s )

$C$  = Coeficiente de descarga del orificio ( 0.6 )

$V$  = Velocidad del flujo en los orificios (1.50 m/s)

$$A_t = \frac{0.006}{0.6 * 1.5} = 6.66E-3 \text{ m}^2$$

El número de orificios será:

$$N = A_t / A_o$$

Donde:

$A_o$  = Área de un orificio

$$N = 6.66E-3 / 2.03E-3E-4$$

$$N = 3.28$$

Se asumen 4 orificios.

Las pérdidas en la pantalla están dadas por la siguiente ecuación.

$$h_f = \frac{q^2}{C^2 * A_o * 2 * g}$$

Donde :

$q$  = Caudal por cada orificio =  $4.61E-4 \text{ m}^3/\text{s}$

$C$  = coeficiente de descarga = 0.6

$A_o = \text{Área de un orificio} = 5.07\text{E-}4 \text{ m}^2$

$g = \text{Aceleración de la gravedad} = 9.81 \text{ m/s}^2$

Remplazando se obtiene:

$$h_f = 5.93 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

La velocidad a través de la pantalla perforada se obtiene como sigue.

$$V_o = \frac{Q}{A_o * N}$$

$$V_o = 0.74 \text{ m/s}$$

**Cámara de contacto.** Estará conformada por una serie de tabiques ubicados a lo largo del canal permitiendo así una mezcla homogénea entre el cloro y el agua filtrada.

**Tanque dosificador.**

Dosis de cloro: 1.5 mg/L

Caudal de diseño: 12 L/s

$$12 \text{ L/s} * 1.5 \text{ mg/L} = 18 \text{ mg/s} = 1.6 \text{ Kg} / \text{ día de cloro}$$

Dosificación de hipoclorito de Calcio ( $\text{Ca}(\text{ClO})_2$ )

El hipoclorito tendrá una concentración del 63% de Cloro

$$\text{dosificación} = 1.6 / 0.63 = 2.5 \text{ Kg/ día de } \text{Ca}(\text{ClO})_2$$

Suministrando un caudal de 2 ml/s se tendrían 172.8 L/día, para lo cual será necesario un tanque dosificador con una capacidad de 200 L.

La solución se debe aplicar continuamente las 24 horas del día. La dosificación será controlada con la variación de la altura (H) del agua dentro del tanque que cumple la función de hipoclorador

**2.4.6 Tanque de almacenamiento.** La función primordial del tanque es atender las variaciones del consumo de agua, almacenando ésta en los períodos en los cuales el suministro de agua al tanque es mayor que el consumo, y suministrar parte del caudal almacenado en los periodos en los cuales el consumo es mayor que el suministrado, para suplir así la deficiencia. Además el tanque de almacenamiento se encarga de mantener las presiones de servicio en la red de distribución y conservar almacenada cierta cantidad de agua para atender situaciones de emergencia como interrupciones por daños en bocatoma, aducción, desarenador o conducción.

❖ **Localización de tanque.** El tanque esta ubicado antes de pasar por la red de distribución en la cota 1939.00 Se localizó de acuerdo a las condiciones topográficas, buscando el lugar mas apropiado para su construcción.

❖ **Capacidad.** La manera más exacta de poder calcular la capacidad de los tanques reguladores es sirviéndose de los datos estadísticos de consumo de la localidad en las diversas horas del día. En el Municipio de Herrán estos datos son desconocidos, por lo tanto se estimaron estos valores a partir de la extrapolación de datos conocidos en poblaciones semejantes (Véase la Tabla 9).

La determinación del volumen del tanque se realizó por el método de la curva integral (Véase la Figura 12). Esta curva tiene las siguientes características:

- La curva es siempre ascendente.
- La ordenada en cualquier punto representa el consumo total hasta ese momento.
- La pendiente en cualquier punto representa el consumo instantáneo.

Tabla 9. Distribución horaria del consumo

<b>Horas</b>	<b>Consumos horarios (%)</b>	<b>Horas</b>	<b>Consumos horarios (%)</b>
0-1	0.2	12-13	12.0
1-2	0.2	13-14	5.7
2-3	0.2	14-15	0.3
3-4	0.2	15-16	1.5
4-5	0.2	16-17	1.7
5-6	13.8	17-18	1.7
6-7	12.4	18-19	4.8
7-8	5.0	19-20	6.5
8-9	1.7	20-21	11.5
9-10	4.5	21-22	6.5
10-11	1.7	22-23	0.2
11-12	7.3	23-24	0.2
		S =	100.0

Figura 9. Curva de variaciones horarias del caudal

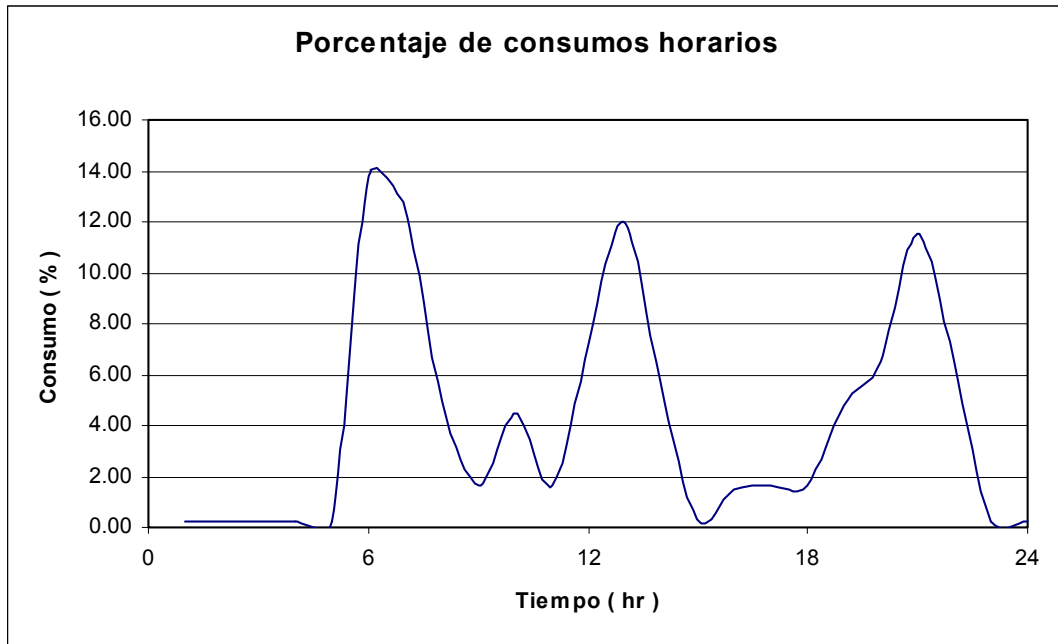
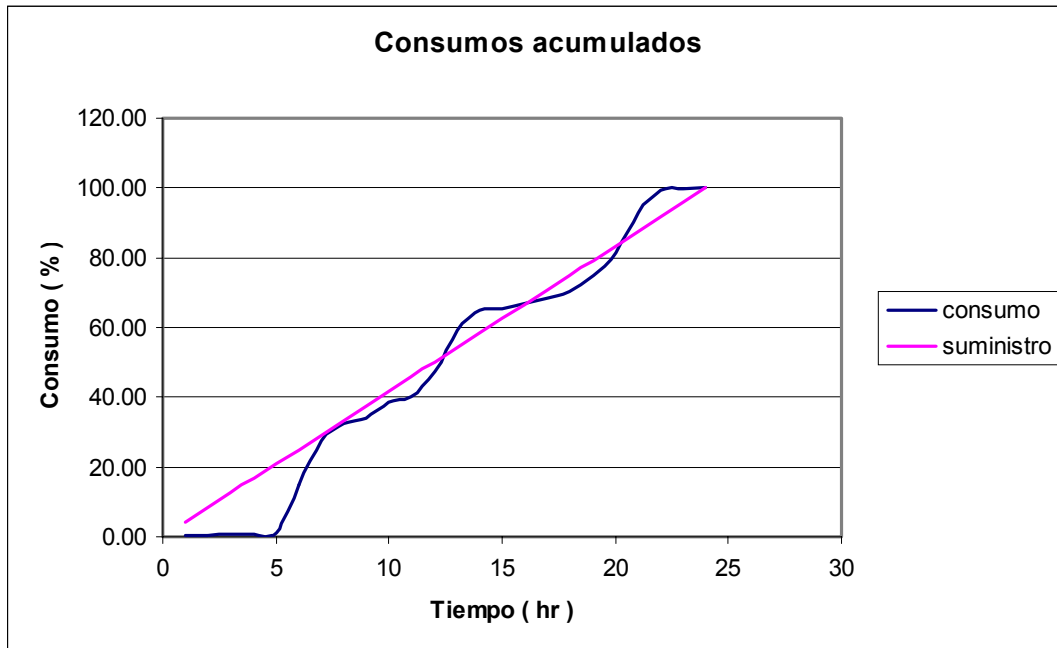


Figura 10. Curva de consumos acumulados



El volumen total del tanque será la suma del máximo déficit y el máximo almacenamiento (Véase la Tabla 10).

Tabla 10. Máximo déficit y exceso en el tanque

HORA	CARACTERÍSTICA	VOLUMEN
5:00	Almacenamiento máximo	19.65 %
22:00	Déficit máximo	7.86 %

La capacidad del tanque es de  $19.65 + 7.86 = 27.51 \%$

$$V = 0.012m^3/s * 0.2751 * 86400$$

$$V = 285.2m^3$$

❖ **Provisión de reserva para cubrir interrupciones por daños en componentes del sistema.** Si eventualmente ocurrieran daños en la bocatoma, aducción, desarenador o conducción mientras se hacen las reparaciones, es aconsejable un volumen adicional que de oportunidad de restablecer la conducción de agua hasta el tanque. Para estas eventualidades se tuvo en cuenta en la capacidad del tanque un 5% adicional del volumen calculado.

$$V_{\text{emergencia}} = 5\% V_{\text{capacidad}} = 14.26 m^3$$

El volumen total del tanque es la suma entre el volumen de emergencia y el volumen de capacidad .

$$V_{\text{TOTAL}} = V_{\text{emergencia}} + V_{\text{capacidad}} = 299.46 m^3$$

❖ **Dimensionamiento del tanque.** Para establecer un dimensionamiento previo del tanque se utilizó la relación empírica:

$$h = \frac{V}{3} + k$$

En donde:

h = Profundidad en metros

V = Capacidad en cientos de m<sup>3</sup> (V = 3)

K = Constante en función de la capacidad (K = 2, Véase el Anexo M).

$$h = 3.0 \text{ m}$$

Para una sección cuadrada se obtuvo un lado de 10.0 m.

**- Dimensiones del tanque.**

$$H = 3.0 \text{ m}$$

$$L = 10.0 \text{ m}$$

$$\text{Borde libre} = 0.30 \text{ m}$$

❖ **Tubería de lavado del tanque.** La tubería de lavado debe ser de un diámetro tal que facilite el vaciado del tanque en un periodo menor a 8 horas (RAS 2000). El tiempo de vaciado se puede calcular mediante la siguiente ecuación:

$$t = \frac{2 * A * \sqrt{h}}{m * a * \sqrt{2 * g}}$$

En donde:

t = Tiempo de vaciado en segundos

A = Superficie del tanque en m<sup>2</sup>

a = Área de la tubería en m<sup>2</sup>

m = Debe estar entre 0.5-0.6

$h$  = Altura de la lámina de agua en m.

Para un  $\phi = 6''$

$m = 0.55$

Área de la tubería =  $0.01824 \text{ m}^2$

Área superficial tanque =  $100 \text{ m}^2$

Tiempo de vaciado  $t = 8454.58 \text{ s} = 2.35 \text{ horas}$

❖ **Tubería de rebose.** Se dejará como rebose una tubería en PVC de diámetro 4", colocada a 0.05m sobre el nivel máximo del agua, es decir, a 0.25m por debajo de la placa de cubierta.

**2.4.7 RED DE DISTRIBUCIÓN.** Para el análisis de redes abiertas se utiliza el método de balance de cantidad, es decir, conservando la masa a lo largo de toda la red. Como principio se plantea que en cada una de las uniones o nodos de la red se debe cumplir la ecuación de continuidad y en cada uno de los embalses se debe suministrar el caudal demandado.

En general el problema consiste en determinar los diámetros y los caudales en cada una de las tuberías de la red para condiciones permanentes de flujo y, a la vez, en verificar que en cada uno de los embalses se cumplan las condiciones de demanda del caudal.

❖ **Consideraciones.**

- Se mantendrán presiones estáticas máximas de 40 m.c.a
- Se garantizarán presiones dinámicas superiores a 10 m.c.a

❖ **Trazado de la red.** El trazado de la red se realizó en tres fases teniendo en cuenta el crecimiento urbano del Municipio. La fase 1 corresponde a las viviendas que serán reubicadas inicialmente, así como a algunos

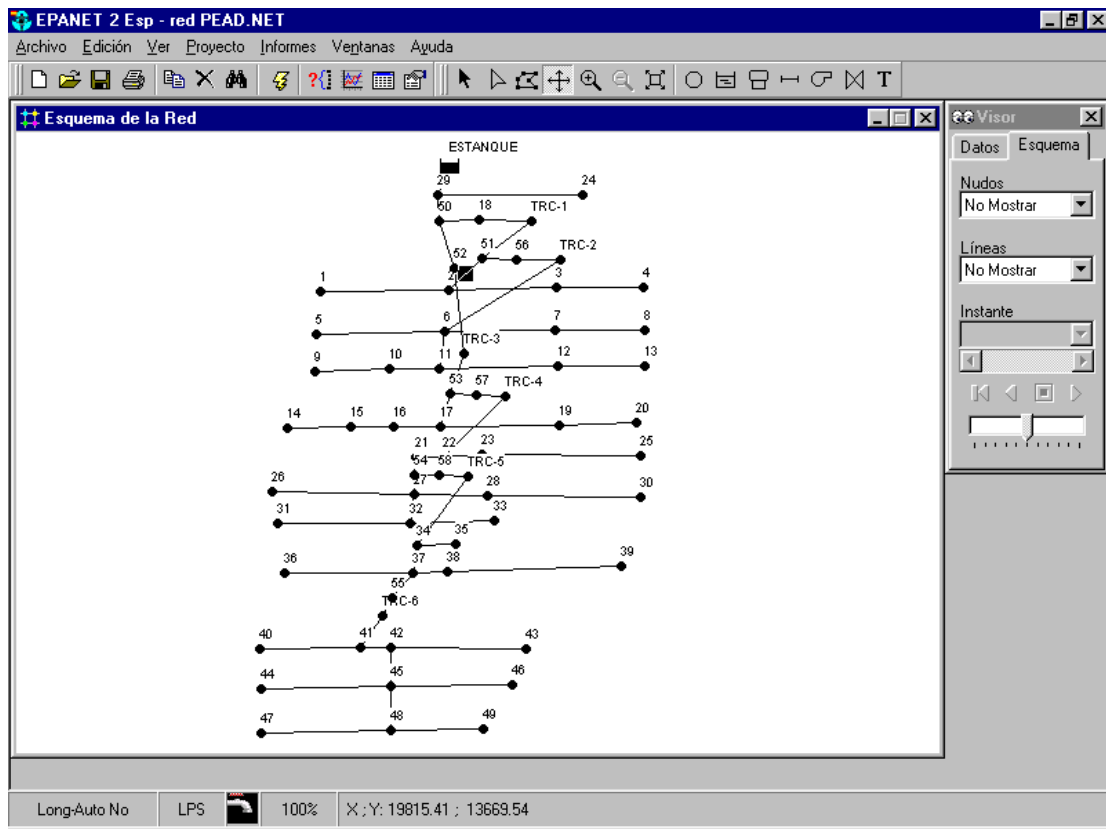
equipamientos. Las fases 2 y 3 corresponden a las áreas residenciales de expansión.

❖ **Cálculo de demandas.** Las demandas en los diferentes nudos fueron asignadas partiendo del caudal máximo horario (QMH =18 L/s), el cual se repartió a cada tramo de la red de acuerdo al número de viviendas que este alimentará. Se obtuvo así una dotación de 0.02946 L/s\*casa.

❖ **Método de cálculo.** Se empleó el software EPANET para el estudio y análisis del comportamiento hidráulico de la red a presión.

EPANET es un programa desarrollado por la agencia de protección ambiental de los Estados Unidos (EPA). Está compuesto por un módulo de análisis que permite simular el comportamiento dinámico de una red de distribución de agua potable. El análisis hidráulico de la red se puede realizar mediante las ecuaciones de Hazen–Williams, Darcy-Weisbach o Chézy-Manning a fin de calcular las pérdidas de cabeza por fricción. A continuación se muestra la interfaz grafica de EPANET con el modelo utilizado.

Figura 11. Interfaz de EPANET



❖ **Ajuste del modelo.** Se ajustaron los diámetros de las tuberías para reducir o aumentar las velocidades y presiones hasta obtener una solución satisfactoria. Se hizo necesario además, la ubicación de seis tanquillas rompecarga a lo largo de la red con el fin de mantener las presiones tanto dinámicas como estáticas dentro de los rangos deseados.

❖ **Resultados obtenidos.**

- Se obtuvieron diámetros entre 110 y 63 mm
- La presión dinámica mínima fue de 10.12 mca.
- La máxima presión estática fue 49 mca en el nudo 24.

Los detalles de la red de distribución se encuentran en los planos respectivos y las memorias del diseño hidráulico se presentan en los anexos (Véase el Anexo N).

Debe tenerse presente que el diseño de la red se hizo para una red abierta, por lo tanto, no deben realizarse conexiones entre tuberías que no estén indicadas en los planos, ya que esto implicaría un cambio total en el comportamiento de la red.

❖ **Válvulas de sectorización.** Se colocarán válvulas de compuerta estratégicamente con el fin de aislar ciertos tramos que necesiten reparación o mantenimiento sin tener que interrumpir el flujo en toda la red.

La ubicación y detalles de estas se presentan en los planos respectivos.

## 2.5 DISEÑO ESTRUCTURAL

El diseño estructural se hizo según lo establecido por las Normas Colombianas de Diseño y Construcciones Sismo-Resistentes (NSR-98 Ley 400 de 1997 Decreto 33 de 1998).

Especificaciones:

-Concreto:  $f_c = 21 \text{ Mpa (3000 p.s.i)}$

-Acero:  $f_y = 420 \text{ Mpa (60000 p.s.i)}$

Los sistemas estructurales se establecen en el desarrollo de los diferentes diseños.

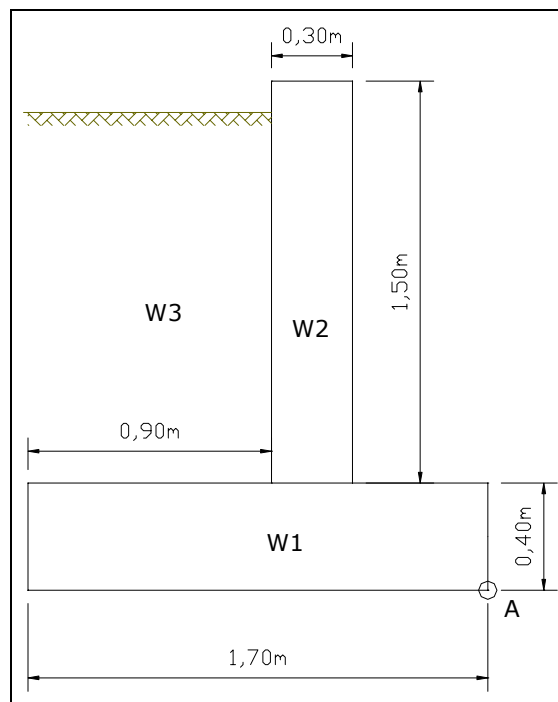
**2.5.1 Captación.** el sistema de captación consta de una bocatoma de fondo compuesta por muros de contención, una cámara de derivación y una losa de

0.4 m de altura, 3.5 m de ancho y 5 m de largo.

❖ **Muros de contención.**

- **Análisis de estabilidad.** En este numeral se determinan todas las fuerzas presentes y los brazos de momento con respecto al punto A.

Figura 12. Esquema del cuerpo del muro de la bocatoma



**Fuerzas horizontales.**

**Empuje del suelo.**

Angulo de fricción ( $\phi$ ) =  $33^\circ$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi}$$

$$K_a = 0.29$$

$$F_s = Ka * \frac{\gamma_s * H^2}{2}$$

$$F_s = 0.29 * \frac{1.7 * 1.5^2}{2} = 0.55 \text{Ton}$$

### **Fuerza Sísmica ( V<sub>s</sub> ).**

Nivel de riesgo sísmico : Alto

Coefficiente de aceleración A<sub>a</sub> = 0.30

Coefficiente de sitio S<sub>1</sub> = 1.00

Grupo de uso, coeficiente de importancia = 1.3

### **Periodo fundamental aproximado (Ta).**

$$Ta = ct * hn^{3/4}$$

$$Ta = 0.05 * 1.9^{3/4} = 0.0809s$$

### **Periodos de vibración.**

$$T_c = 0.48 * S = 0.48 \text{ seg}$$

$$T_L = 2.4 * S = 2.4 \text{ seg}$$

$$3 \quad T_a < T_c \quad Sa = 2.5 * A_a * I$$

$$Sa = 2.5 * 0.3 * 1.3 = 0.975 \text{ m/s}^2$$

### **Fuerza Horizontal equivalente.**

$$4 \quad Vs = Sa * g * m$$

$$5 \quad Vs = 0.975 * 9.81 * 0.27 = 2.58 \text{ KN}$$

$$Vs = 0.258 \text{ Ton}$$

### Fuerzas verticales.

$$W1 = 0.4\text{m} \cdot 1.7\text{m} \cdot 2.4\text{Ton/m}^3 = 1.63 \text{ Ton/m}$$

$$W2 = 0.3\text{m} \cdot 1.5\text{m} \cdot 2.4\text{Ton/m}^3 = 1.08 \text{ Ton/m}$$

$$W3 = 0.9\text{m} \cdot 1.5\text{m} \cdot 1.7\text{Ton/m}^3 = 2.30 \text{ Ton/m}$$

Tabla 11. Fuerzas y momentos actuantes sobre los muros

Fuerza	Magnitud (Ton)	Brazo (m)	Momento Volcante (Ton-m)	Momento Resistente (Ton-m)
Fs	0.55	0.9	0.495	
Vs	0.258	0.58	0.15	
W1	1.63	0.85		1.39
W2	1.08	0.65		0.70
W3	2.30	1.25		2.88

### Estabilidad al deslizamiento.

$$\Sigma F_{\text{res}} = \mu \cdot (5.01 \text{ Ton}) = 0.4 \cdot 5.01 \text{ Ton} = 2.0 \text{ Ton}$$

$$\Sigma F_{\text{des}} = 0.55 \text{ Ton} + 0.258 \text{ Ton} = 0.808 \text{ Ton}$$

$$FS = \frac{\Sigma F_{\text{res}}}{\Sigma F_{\text{des}}} \geq 1.5$$

$$FS = 2.0 \text{ Ton} / 0.808 \text{ Ton} = 2.47$$

### Estabilidad al volcamiento.

$$\Sigma M_{\text{res}} = 4.95 \text{ Ton.m}$$

$$\Sigma M_{\text{volc}} = 0.65 \text{ Ton.m}$$

$$FS = \frac{\sum M_{res}}{\sum M_{volc}} \geq 2.0$$

$$FS = 4.95 \text{ Ton.m} / 0.65 \text{ Ton.m} = 7.65$$

**Capacidad de carga.** El tercio medio de la base del muro, para este caso, está comprendido entre 0.57 y 1.13 m.

$$X = \frac{\sum M_{res} - \sum M_{volc}}{\sum F_{vert}}$$

$$X = \frac{4.95 - 0.65}{5.01} = 0.86m$$

**Esfuerzos de reacción.** Debido a que la resultante cae en el tercio medio de la base del muro, el diagrama de esfuerzos bajo el muro debido a la reacción del suelo de apoyo es un trapecio y sus valores máximo y mínimo están dados por la siguiente expresión.

$$q_{\max} = \frac{\sum F_v}{B} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{\sum F_v}{B} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right)$$

Donde:

B = ancho de la base del cimiento = 1.7m.

e = excentricidad de la resultante = B/2 - X = 0.01m

$$q_{\max} = 3.05 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{\min} = 2.85 \text{ Ton/m}^2$$

CHEQUEO: La capacidad portante del suelo de cimentación es de 22.5 Ton/m<sup>2</sup>, luego  $q_{\max} < q_{\text{adm}}$

**- Análisis y diseño por flexión.**

**Muro.**

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

$$d = 23 \text{ cm}$$

$$F_{\text{sis}} = 0.037 \text{ Ton/m}$$

$$F_{\text{suelo}} = 0.55 \text{ Ton/m}$$

$$M_u = 1.7(0.55 \text{ Ton/m} \cdot 0.5 \text{ m}) + 0.037 \text{ Ton/m} \cdot 0.75 \text{ m} = 0.50 \text{ Ton.m/m}$$

$$K = 7.9\text{E-}6 \text{ Ton/cm}^2$$

$$\rho_{\text{min}} = 0.0020$$

$$A_s = 4.60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Colocar barras de diámetro 3/8" @ 0.15 m en ambas caras y en ambas direcciones dejando un recubrimiento de 7 cm.

**Zarpa.**

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

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

$$P = 1.94 \text{ Ton/m}$$

$$M_u = 1.4 \cdot 1.94 \text{ Ton/m} \cdot 0.33 \text{ m} = 0.90 \text{ Ton.m/m}$$

$$K = 8.26\text{E-}6 \text{ Ton/cm}^2$$

$$\rho_{\text{min}} = 0.0020$$

$$A_s = 6.60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Colocar barras de diámetro 1/2" @ 0.20 m en ambas caras y en ambas direcciones dejando un recubrimiento de 7 cm.

**- Análisis y diseño por cortante.**

**Muro.**

$$V_{\max} = 1.7 * 0.587 \text{ Ton/m} = 1.0 \text{ Ton/m}$$

$$v_u = \frac{V_{\max}}{0.85 * b * d}$$
$$v_u = \frac{1000}{0.85 * 100 * 23} = 0.51 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = 0.53 \sqrt{f_c} = 7.68 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Como  $v_u < v_c$ . No requiere acero por cortante.

**Zarpa.**

$$V_{\max} = 1.4 * 1.94 \text{ Ton/m} = 2.72 \text{ Ton/m}$$

$$v_u = \frac{V_{\max}}{0.85 * b * d}$$
$$v_u = \frac{2720}{0.85 * 100 * 33} = 0.97 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = 0.53 \sqrt{f_c} = 7.68 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Como  $v_u < v_c$ . No requiere acero por cortante.

❖ **Losa.**

**- Avalúo de cargas.**

Carga muerta  $W_D = 0.4 \text{ m} \cdot 2.4 \text{ Ton/m}^3 = 0.96 \text{ Ton/m}^2$

Carga viva  $W_L = 0.1 \text{ Ton/m}^2$

Carga mayorada  $W_u = 1.4 \cdot 0.96 \text{ Ton/m}^2 + 1.7 \cdot 0.1 \text{ Ton/m}^2 = 1.51 \text{ Ton/m}^2$

**- Análisis y diseño por flexión.**

$b = 100 \text{ cm}$

$d = 33 \text{ cm}$

$M_u = 1.51 \text{ Ton/m}^2 \cdot (5\text{m})^2 / 8 = 4.73 \text{ Ton}\cdot\text{m/m}$

$K = 4.34\text{E-}5 \text{ Ton/cm}^2$

$\rho_{\min} = 0.0020$

$A_s = 6.60 \text{ cm}^2/\text{m}$

Colocar barras de diámetro  $\frac{1}{2}$ " @ 0.20 m en ambas caras y en ambas direcciones dejando un recubrimiento de 7 cm.

**- Análisis y diseño por cortante.**

$V_{\max} = (1.4 \cdot 0.96 \text{ Ton/m}^2 + 1.7 \cdot 0.1 \text{ Ton/m}^2) \cdot 5\text{m} / 2 = 3.79 \text{ Ton/m}$

$$v_u = \frac{V_{\max}}{0.85 \cdot b \cdot d}$$

$$v_u = \frac{3790}{0.85 \cdot 100 \cdot 33} = 1.35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = 0.53 \sqrt{f \cdot c} = 7.68 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Como  $v_u < v_c$ . No requiere acero por cortante.

❖ **Dentellón.** Se coloca refuerzo para soportar el empuje pasivo del suelo. Por ser una longitud pequeña la cuantía resultante es menor que la mínima, por eso se colocó refuerzo mínimo.

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$d = 83 \text{ cm}$$

$$\rho_{\min} = 0.0033$$

$$A_s = 10.96 \text{ cm}^2$$

Colocar una barra de diámetro  $\frac{1}{2}$ " @ 24 cm y estribos de diámetro  $\frac{3}{8}$ " @ 20 cm.

❖ **Cámara de derivación.**

- **Avalúo de cargas.**

**Muros.**

$$\text{Empuje del suelo} = 0.29 \cdot 1.7 \text{ Ton/m}^3 \cdot (2.3 \text{ m})^2 / 2 = 1.3 \text{ Ton/m}$$

**Placa de fondo.**

$$\text{Carga muerta } W_D = 0.2 \text{ m} \cdot 2.4 \text{ Ton/m}^3 = 0.48 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Carga viva } W_L = 0.1 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Peso del agua} = 0.43 \text{ m} \cdot 1.0 \text{ Ton/m}^3 = 0.43 \text{ Ton/m}^2$$

**Tapa.**

$$\text{Carga muerta } W_D = 0.1 \text{ m} \cdot 2.4 \text{ Ton/m}^3 = 0.24 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Carga viva } W_L = 0.1 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Carga mayorada } W_u = 1.4 \cdot 0.24 \text{ Ton/m}^2 + 1.7 \cdot 0.1 \text{ Ton/m}^2 = 0.51 \text{ Ton/m}^2$$

- **Análisis y diseño por flexión.**

**Muros.**

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

$$d = 15 \text{ cm}$$

$$M_u = 1.7(1.3 \text{ Ton/m} \cdot 0.77 \text{ m}) = 1.69 \text{ Ton.m/m}$$

$$K = 7.56E-5 \text{ Ton/cm}^2$$

$$\rho_{\min} = 0.0020$$

$$A_s = 3.0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Colocar barras de diámetro 3/8" @ 0.25 m en ambas caras y en ambas direcciones dejando un recubrimiento de 5 cm.

**Placa de fondo.**

$$W_D = 0.48 \text{ Ton/m}^2$$

$$W_L = 0.1 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Peso del agua} = 0.43 \text{ Ton/m}^2$$

Esfuerzo sobre el terreno =  $0.48 \text{ Ton/m}^2 + 0.1 \text{ Ton/m}^2 + 0.43 \text{ Ton/m}^2 = 1.01 \text{ Ton/m}^2 < \text{esfuerzo admisible}$ , por lo tanto se comprueba que el terreno soporta las cargas.

Las cargas transmitidas a la placa de fondo son muy pequeñas por lo que la placa no requiere refuerzo a flexión. Se colocará entonces una cuantía mínima de 0.0020.

$$A_s = 0.0020 \cdot 100 \cdot 15 = 3.0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Colocar una barra de diámetro 3/8" @ 0.25m en ambas caras y en ambas direcciones.

**Tapa.**

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

$$d = 7 \text{ cm}$$

$$L = 1.7 \text{ m}$$

$$M_u = 0.51 \text{ Ton/m}^2 \cdot (1.7 \text{ m})^2 / 8 = 0.18 \text{ Ton.m/m}$$

$$K = 3.67 \text{E-5 Ton/cm}^2$$

$$\rho_{\min} = 0.0020$$

$$A_s = 1.4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Colocar barras de diámetro 3/8" @ 0.28 m en ambas caras y en ambas direcciones dejando un recubrimiento de 3 cm.

#### - Análisis y diseño por cortante.

##### Muros.

$$V_{\max} = 1.7 \cdot 1.3 \text{ Ton/m} = 2.21 \text{ Ton/m}$$

$$v_u = \frac{V_{\max}}{0.85 \cdot b \cdot d}$$

$$v_u = \frac{2210}{0.85 \cdot 100 \cdot 15} = 1.73 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = 0.53 \sqrt{f_c} = 7.68 \text{ kg/cm}^2$$

Como  $v_u < v_c$ . No requiere acero por cortante.

##### Placa de fondo.

$$W_u = 1.4 \cdot 0.48 \text{ Ton/m}^2 + 1.7 \cdot 0.1 \text{ Ton/m}^2 = 0.84 \text{ Ton/m}^2.$$

$$V_{\max} = 0.84 \text{ Ton/m}^2 \cdot 1.9 \text{ m} / 2 = 0.80 \text{ Ton/m}$$

$$v_u = \frac{V \max}{0.85 * b * d}$$

$$v_u = \frac{800}{0.85 * 100 * 15} = 0.63 \text{Kg} / \text{cm}^2$$

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'c} = 7.68 \text{kg} / \text{cm}^2$$

Como  $v_u < v_c$ . No requiere acero por cortante.

### Tapa.

$$V_{\max} = 0.51 \text{ Ton/m}^2 * 1.7 \text{ m} / 2 = 0.43 \text{ Ton/m}$$

$$v_u = \frac{V \max}{0.85 * b * d}$$

$$v_u = \frac{430}{0.85 * 100 * 7.0} = 0.72 \text{Kg} / \text{cm}^2$$

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'c} = 7.68 \text{kg} / \text{cm}^2$$

Como  $v_u < v_c$ . No requiere acero por cortante.

**2.5.2 Desarenador.** El diseño estructural de todos los componentes del desarenador se realizó en forma similar al mostrado en la captación y los resultados obtenidos se muestran a continuación:

Tabla 12. Refuerzo del desarenador

Componente	Cuantía	As (cm <sup>2</sup> /m)	Colocar
Muros	0.0020	3.0	1 3/8" @ 0.24
Placa de fondo	0.0020	3.0	1 3/8" @ 0.24
Tapa de salida	0.0020	3.0	1 3/8" @ 0.24

❖ **Esfuerzo sobre el terreno.**

Peso del agua =  $2.15 \text{ m} \cdot 1.0 \text{ Ton/m}^3 = 2.15 \text{ Ton/m}^2$

Peso de lodos =  $2.65 \text{ Ton/m}^3 \cdot 0.4 \text{ m} = 1.06 \text{ Ton/m}^2$

Peso propio =  $2.4 \text{ Ton/m}^3 \cdot 0.2 \text{ m} = 0.48 \text{ Ton/m}^2$

Peso de muros =  $2.4 \text{ Ton/m}^3 \cdot 10.07 \text{ m}^3 / (2.26 \text{ m} \cdot 9.04 \text{ m}) = 1.18 \text{ Ton/m}^2$

Esfuerzo sobre el terreno =  $2.15 \text{ Ton/m}^2 + 1.06 \text{ Ton/m}^2 + 0.48 \text{ Ton/m}^2 + 1.18 \text{ Ton/m}^2 = 4.87 \text{ Ton/m}^2$

CHEQUEO:  $4.87 \text{ Ton/m}^2 < \text{esfuerzo admisible}$ , por lo tanto se comprueba que el terreno soporta las cargas.

### 2.5.3 Conducción.

❖ **Anclajes.** Los apoyos o anclajes se diseñaron teniendo en cuenta que en los tramos de pendientes pronunciadas el anclaje debe evitar el deslizamiento y en los cambios de dirección horizontal o vertical cerrados, absorber los esfuerzos producidos por la presión estática, sobrepresión por la cabeza de velocidad y por el golpe de ariete.

Los anclajes se colocarán en sentido del flujo y se harán en concreto de 2500 psi. A continuación se diseñan los anclajes para los puntos mas críticos.

- **Codo en sentido horizontal.** Se diseñará el cambio de alineamiento más pronunciado, el cual corresponde al K5+047.87 en el tramo de conducción donde se tiene:

$$\alpha = 84^\circ$$

$$P = 110.14 \text{ mca.}$$

El empuje debido a la presión estática se calculará por la expresión:

$$E = 2 * P_{estatica} * \gamma * A * \text{sen}\left(\frac{\alpha}{2}\right)$$

Donde:

A = Área de la sección transversal del tubo

P<sub>estatica</sub> = Presión estática del punto

$$E = 1980.6 \text{ kg} = 1.98 \text{ Ton}$$

La reacción del terreno se calcula con la expresión:

$$R = W * f * c * b * q$$

$$a : \text{Ancho} = 0.50 \text{ m}$$

$$b : \text{Longitud} = 0.80 \text{ m}$$

$$c : \text{Altura} = 0.30 \text{ m.}$$

$$\gamma_{\text{concreto}} = \text{Peso específico del concreto} = 2.30 \text{ Ton/m}^3$$

$$W = a * b * c * \gamma_{\text{concreto}}$$

$$W = 0.276 \text{ Ton}$$

$$R = W * f + c * b * q'$$

Donde:

f = Coeficiente de fricción del concreto sobre el terreno ( f = 0.5 )

q = Capacidad portante del suelo ( q = 22.5 Ton / m<sup>2</sup> )

q' = q/2 = 11.25 Ton/ m<sup>2</sup>

$$R = 2.84 \text{ Ton}$$

El factor de seguridad es:

$$\text{F.S.} = R / E$$

$$\text{F.S.} > 1.5$$

- **Codo en sentido vertical inferior.** Se diseña el cambio de pendiente más fuerte, el cual sucede en la abscisa k3+294.84

Donde:

$$\alpha = 44^\circ$$

$$V = 2.82 \text{ m/s}$$

$$P_{\text{estatica}} = 91.46 \text{ mca.}$$

Siguiendo un proceso similar al anterior se halló que:

$$E = 0.29 \text{ Ton}$$

Como en el anterior caso se asigna las dimensiones al anclaje.

$$a : \text{Ancho} = 0.20 \text{ m}$$

$$b : \text{Longitud} = 0.20 \text{ m}$$

$$c : \text{Altura} = 0.20 \text{ m.}$$

El peso se calculó como en el caso anterior

$$W = 18.40 \text{ kg}$$

Debido a la colocación de la tubería en esta clase de anclajes el terreno debe resistir una fuerza ( $E_T$ ), que incluye el empuje más el peso del anclaje.

$$E_T = E + W$$

$$E_T = 0.3084 \text{ Ton}$$

La reacción del terreno esta dada por:

$$R = c * b * q$$

$$R = 0.9 \text{ Ton}$$

El factor de seguridad es :

$$F.S. = (R/E_T) > 1.5$$

$$F.S. = 2.92$$

❖ **Pasos elevados.** Los pasos elevados se encuentran en la línea de conducción entre el desarenador y la planta de tratamiento. Se identificaron diez tramos colgantes los cuales se muestran en la tabla 13.

Tabla 13. Pasos elevados

<b>TRAMO COLGANTE</b>	<b>ABSCISA</b>	<b>LONGITUD (m)</b>	<b>DIAMETRO (mm)</b>
1	K0+345.28 - K0+358.56	13.28	160
2	K0+426.49 – K0+446.99	20.5	160

3	K0+560.24 – K0+597.76	37.52	160
4	K0+597.76 – K0+632.15	34.39	160
5	K0+739.83 – K0+772.20	32.37	160
6	K0+809.81 – K0+839.28	29.47	160
7	K1+020.04 – K1+043.08	23.04	160
8	K1+440.13 – K1+476.13	36.00	160
9	K5+430.74 – K5+494.84	64.10	110
10	K7+546.72 – K7+556.73	10.01	160

Como el diseño de los pasos elevados se realiza de forma similar, a continuación se muestra el paso correspondiente a una longitud de 64.10 metros. Estos diseños se hicieron en hoja de cálculo ( Véase el Anexo O ). Los detalles de estos pasos elevados se presentan en los planos correspondientes.

Para los pasos elevados se utilizará tubería de polietileno de alta densidad con una presión de trabajo de 230 PSI (160m).

#### - **Avalúo de carga.**

##### **Carga muerta.**

Peso del tubo de diámetro 110mm	=	2.97 Kg / m
Peso del agua	=	6.36 Kg / m
Peso del cable y accesorios	=	2.00 Kg / m
TOTAL	=	11.33 Kg / m

##### **Carga viva.**

$$C.V. = 0.3 * 11.33 = 3.40 \text{ Kg / m}$$

##### **Carga de diseño.**

$$1.4 D = 15.86 \text{ Kg / m}$$

$$1.2 D + 1.6 L = 19.03 \text{ Kg /m}$$

- **Punto de máxima deflexión.** Se mide a partir del punto de apoyo.

$$X_1 = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{f - D}{f}}}$$

Donde:

L = Longitud total del paso = 64.10 m

D = Diferencia de nivel = 1901.14-1896.79 = 4.35 m

f = flecha = 4.80 m

$$X_1 = \frac{64.10}{1 + \sqrt{\frac{4.80 - 4.35}{4.80}}}$$

$$X_1 = 49.07 \text{ m}$$

- **Tensión máxima horizontal.**

$$T_o = W * \frac{X_1^2}{2 * f}$$

Donde:

To = tensión máxima horizontal

Wu = Carga de diseño = 19.03 kg/m

X<sub>1</sub> = Distancia a la cual se encuentra la máxima deflexión = 49.07 m

f = flecha = 4.80

$$T_o = 19.03 * \frac{49.07^2}{2 * 4.80}$$

$$T_o = 4775.7 \text{ Kg}$$

- **Tensión máxima en el cable.**

$$T_{\max}^2 = T_o^2 + (W_u * X_a)^2$$

$$T_{\max}^2 = 4775.7^2 + (19.03 * 49.07)^2 = 2.37E7 \text{ Kg}^2.$$

$$T_{\max} = 4.87 \text{ Ton}$$

- **Tensión de trabajo.** Se utilizó cable de acero súper GX de ½" de diámetro, con una tensión de trabajo de 11.50 Ton.

- **Factor de seguridad.**

$$F.S. = T_{\text{trabajop}} / T_{\text{máxima}}$$

$$F.S. = 11.5/4.87 = 2.36$$

- **Angulo de máxima tensión horizontal.**

$$\theta = 90 - \arccos(T_o / T_{\text{maxima}})$$

$$\theta = 11.07^\circ$$

- **Deflexión.** De acuerdo con la trayectoria del cable.

$$Y = w * (X_a - X)^2 / (2 * T_o)$$

To : Tensión máxima horizontal (Kilogramos)

Y : Deflexión

X : Abcisa (distancia a la cual se quiere hallar la deflexión)

**- Longitud del cable.**

$$S = Xa * \left( 1 + \frac{2}{3} * \left( \frac{f}{Xa} \right)^2 - \frac{2}{5} * \left( \frac{f}{Xa} \right)^4 \right)$$

$$S = 64.33 \text{ m}$$

**- Alargamiento del cable.**

$$\Delta_s = \left( \frac{To * L}{Ac * Ec} \right) * \left( 1 + \frac{16}{3} * \left( \frac{f^2}{L^2} \right) \right)$$

$$\Delta_s = 0.12 \text{ m}$$

Ac = área de la sección transversal del cable

Ec = Modulo de elasticidad del cable = 2.0 E7 Ton/m<sup>2</sup>

L = distancia horizontal entre apoyos = 64.10 m

f = flecha

**- Aumento de la flecha.**

$$\Delta_f = \left( \frac{3 * L * \Delta_s}{16 * f} \right) = 0.31m$$

**- Diseño del Anclaje.** El muerto se diseñó para resistir el rozamiento con el terreno y la componente horizontal del cable, así como los empujes pasivos y activos del suelo.

**Datos generales.**

To = 5.00 Ton.

H: Profundidad de cimentación = 1.2 m

$\gamma_s$ : Peso específico del suelo = 1.9 Ton/m<sup>3</sup>

$\gamma_c$ : peso específico del concreto = 2.3 Ton/m<sup>3</sup>

$K_p$ : Factor de cohesión pasiva = 3.00

$K_a$ : Factor de cohesión activa = 0.33

$\mu$ : Coeficiente de fricción = 0.50

### **Dimensiones del muerto.**

Ancho de la cara frontal ( a ) = 1.70 m

Ancho de la cara lateral ( b ) = 1.70 m

Altura ( c ) = 0.90 m

### **Dimensiones del espigón.**

Ancho de la cara frontal ( d ) = 1.30 m

Ancho de la cara lateral ( e ) = 1.30 m

Altura ( f ) = (H-c) = 0.30 m

**Análisis por deslizamiento.** En el análisis por deslizamiento se tienen en cuenta las siguientes ecuaciones:

$$P_p = \frac{1}{2} * H^2 * \gamma_s * K_p * a$$

$$P_a = \frac{1}{2} * H^2 * \gamma_s * K_a * a$$

$$W_s = (a * b - d * e) * (H - e) * \gamma_s$$

$$W_c = (a * b * c + d * e * (H - e)) * \gamma_c$$

$$F = (W_s + W_c) * \mu$$

$$F_{res} = P_p + F$$

$$F_{des} = T_o + P_a$$

$$F.S.D = \frac{F_{res}}{F_{des}} > 1.50$$

Donde:

$P_p$  = fuerza pasiva producida por el suelo.

$P_a$  = fuerza activa producida por el suelo.

$W_s$  = peso del suelo.

$W_c$  = peso del concreto.

$F$  = fuerza de fricción.

$F_{res}$  = fuerza resistente.

$F_{des}$  = fuerza deslizante.

F.S.D = factor de seguridad al deslizamiento.

Reemplazando los valores respectivos se obtiene:

$$P_p = 6.98 \text{ Ton}$$

$$P_a = 0.77 \text{ Ton}$$

$$W_s = 0.68 \text{ Ton}$$

$$W_c = 7.15 \text{ Ton}$$

$$F = 3.92 \text{ Ton}$$

$$F_{res} = 10.89 \text{ Ton}$$

$$F_{des} = 5.77 \text{ Ton}$$

$$F.S.D = 2.0$$

**Análisis por volcamiento.** En este análisis se tienen en cuenta los momentos producidos por cada una de las fuerzas. Estos momentos son:

$M_{res}$  = momento resistente al volcamiento.

$$M_{res} = (W_s + W_c) * \frac{b}{2} + P_p + \frac{H}{3}$$

$$M_{res} = 9.44 \text{ Ton.m}$$

$M_{volc}$  = momento de las fuerzas que producen volcamiento.

$$M_{volc} = P_a * \frac{H}{3} + T_o * H$$

$$M_{volc} = 6.30 \text{ Ton.m}$$

**Factor de seguridad al volcamiento.**

$$F.S.V = M_{res} / M_{volc} > 1.50$$

$$F.S.V = 9.44 / 6.3 = 1.50$$

El resumen de los anclajes para los pasos elevados se presentan en la tabla 14.

Tabla 14. Anclajes de los pasos elevados

<b>Paso elevado</b>	<b>Dimensiones del muerto (m)</b>	<b>Dimensiones del espigón (m)</b>
1, 3, 4, 7 y 10	1.7*1.7*0.9	1.3*1.3*0.3
2, 5, 6, 8 y 9	1.2*1.2*0.6	0.8*0.8*0.3

**2.5.4 Planta de tratamiento.** El diseño estructural de todos los componentes de la planta se realizó mediante hoja electrónica y en forma similar al mostrado en la captación y el desarenador. Los resultados obtenidos se muestran a continuación:

Tabla 15. Refuerzo de la planta de tratamiento

<b>Componente</b>	<b>Cuantía</b>	<b>As (cm<sup>2</sup>/m)</b>	<b>Colocar</b>
Muros 20 cm	0.0020	3.0	1 3/8" @ 0.24

Muros 15 cm	0.0020	2.4	1 3/8" @ 0.35
Placas de fondo	0.0020	3.0	1 3/8" @ 0.24

### 2.5.5 Tanque de almacenamiento.

❖ **Placa de Fondo.** El espesor regularmente esta dado por la luz mayor sobre 20; pero como la placa de fondo va apoyada en su totalidad sobre el terreno se debe comprobar que la resistencia del terreno sea mayor al peso colocado por unidad de área sobre él, además de revisar la homogeneidad del tipo de suelo sobre el cual se apoyará la estructura con el fin de evitar asentamientos diferenciales.

Un espesor de 0.30 m complementado con la impermeabilización es suficiente para evitar fugas, además de permitir una buena colocación de refuerzos mínimos, y refuerzos para fraguado y temperatura.

#### - Análisis de las Cargas.

##### **Carga Muerta.**

Peso propio	$0.30 * 2400$	=	720.00 kg/m <sup>2</sup>
Peso agua	$3.00 * 1000$	=	3000.00 kg/m <sup>2</sup>
Peso Muros	$3.3 * 0.30 * 2400 * 40 = 95040 \text{Kg} / 112$	=	845.85 kg/m <sup>2</sup>
Peso placa superior	$0.30 * 2400$	=	<u>720.00 kg/m<sup>2</sup></u>
Total			5285.85 kg/m <sup>2</sup>

##### **Carga Viva.**

$$CV = 35 \text{ kg/m}^2$$

$$CM + CV = 5320.85 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo del terreno ( $q$ ) = 22.50 ton/m<sup>2</sup>

CHEQUEO:  $W < \sigma$  terreno, por lo tanto el suelo es capaz de resistir las cargas actuantes.

- **Diseño por flexión.**

**Carga mayorada.**

$$1.4 \cdot CM + 1.7 \cdot CV$$

$$1.4 \cdot 5285.851 + 1.7 \cdot 35 = 7459.69 \text{ kg/m}^2$$

**Carga por metro cuadrado.**

$$W = 7459.69 \text{ kg/m}^2 / 1000 = 7.46 \text{ ton/m}^2$$

$b$  = profundidad de diseño = 100 cm

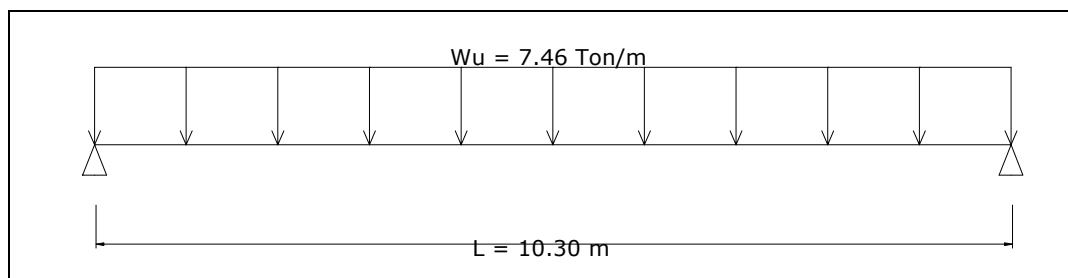
$d'$  = recubrimiento del refuerzo = 5 cm

$d$  = altura útil = 25 cm

$L$  = distancia entre ejes de apoyos = 10.3 m

$W_u$  = 7.46 Ton/m<sup>2</sup>

Fig. 13. Esquema de la placa de fondo del tanque.



Coef.	WL <sup>2</sup> /24	WL <sup>2</sup> /10	WL <sup>2</sup> /24
Mu	34.13	81.93	34.13 Ton.m
K	5.46E-4	1.30E-3	5.46E-4 Ton/cm <sup>2</sup>
ρ	0.0020	0.0020	0.0020
As	5.00	5.00	5.00 cm <sup>2</sup>

Colocar una barra N° 3 cada 15 cm arriba y abajo en ambas direcciones.

**- Diseño por cortante.**

$$V_{u\max} = \frac{W_u * L}{2}$$

$$V_u \max = 38.11 \text{ Ton}$$

$$v_u = \frac{V_{u\max}}{0.85 * b * d}$$

$$v_u = 17.93 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'c}$$

$$v_c = 7.68 \text{ Kg/cm}^2$$

CHEQUEO:  $v_u < v_c$ , no se requiere refuerzo por cortante.

❖ **Placa Superior.**

**- Análisis de Cargas.**

**Carga Muerta.**

$$\text{Peso propio} = 0.30 * 2400 = 720 \text{ kg/m}^2$$

**Carga Viva.**

$$CV = 100 \text{ Kg/m}^2$$

**Carga mayorada.**

$$1.4*CM + 1.7*CV$$

$$1.4*720.0 + 1.7*100 = 1178.00 \text{ kg/m}^2$$

**Carga por metro cuadrado.**

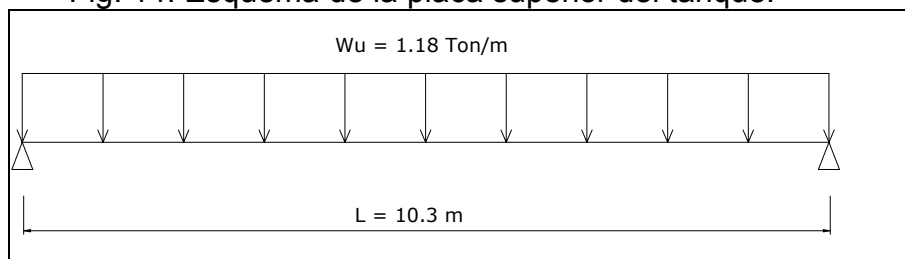
$$W = 1178.00 \text{ kg/m}^2 / 1000 = 1.18 \text{ ton/m}^2$$

**Carga por metro Lineal.**

$$W = 1178.00 \text{ kg/m}^2 * 1\text{m} = 1.18 \text{ ton/m}$$

**- Diseño por flexión.**

Fig. 14. Esquema de la placa superior del tanque.



Coef.	$WL^2/24$	$WL^2/10$	$WL^2/24$
Mu	5.22	12.52	5.22 Ton.m
K	7.22E-5	1.70E-4	7.22-5 Ton/cm <sup>2</sup>
$\rho$	0.0033	0.0033	0.0033
As	8.25	8.25	8.25 cm <sup>2</sup>

Colocar una barra N° 4 cada 15 cm arriba y abajo en ambas direcciones.

- **Diseño por cortante.**

$$V_{u \max} = \frac{W_u * L}{2}$$

$$V_{u \max} = 6.08 \text{ Ton}$$

$$v_u = \frac{V_{u \max}}{0.85 * b * d}$$

$$v_u = 2.85 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'c}$$

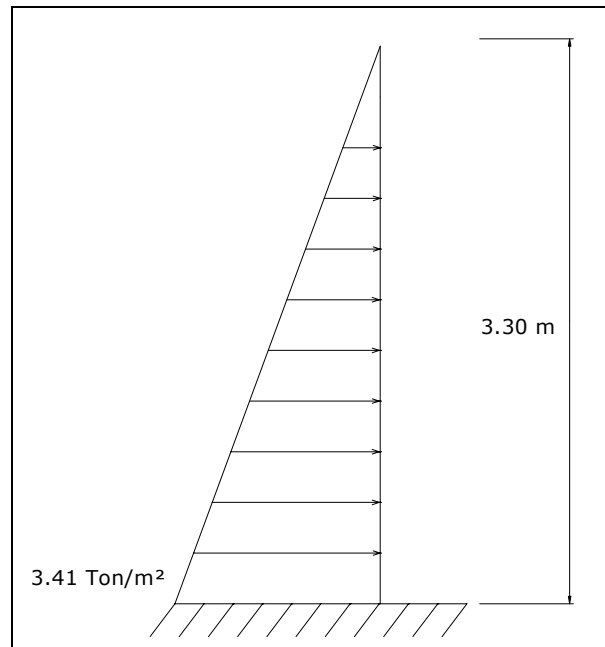
$$v_c = 7.68 \text{ Kg/cm}^2$$

CHEQUEO:  $v_u < v_c$ , no se requiere refuerzo por cortante.

❖ **Muros.**

- **Análisis de cargas.** Para el diseño de los muros se analizó la incidencia de la presión del suelo sobre él. Las cargas actuantes se presentan a continuación.

Fig. 15. Distribución de cargas sobre el muro del tanque



**Empuje del suelo.**

$$P_a = \frac{1}{2} * H^2 * \gamma_s * K_a$$

$$P_a = 3.41 \text{ Ton/m}^2$$

**Momento en la base del muro.**

$$M = \frac{P_a * H}{3}$$

$$M = 3.75 \text{ Ton.m/m}$$

**Momento último.**

$$M_u = 1.7 * M = 6.38 \text{ Ton.m/m}$$

**- Diseño por flexión.**

b = profundidad de diseño = 100 cm

d' = recubrimiento del refuerzo = 5 cm

d = altura útil = 25 cm

$$K = \frac{Mu}{bd^2}$$

$$K = 1.02E-4 \text{ Ton/cm}^2$$

$$\rho = 0.0028$$

$$As = \rho * b * d = 7.0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Colocar una barra N° 4 cada 20cm en cada cara y en ambas direcciones.

**- Diseño por cortante.**

$$Vu \text{ max} = 1.7 * 3.41 = 5.79 \text{ Ton}$$

$$v_u = \frac{V_{u \text{ max}}}{0.85 * b * d}$$

$$v_u = 2.73 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'c}$$

$$v_c = 7.68 \text{ Kg/cm}^2$$

CHEQUEO:  $v_u < v_c$ , no se requiere refuerzo por cortante.

**2.5.6 Red de distribución.** Los detalles estructurales de los anclajes, tanquillas rompecarga y cajas para válvulas se muestran en los respectivos planos.

### **3. SISTEMA DE ALCANTARILLADO**

#### **3.1 CONSIDERACIONES GENERALES**

Cuando las ciudades crecen, los métodos primitivos para eliminar los residuos urbanos han de sustituirse, necesariamente, por una red de alcantarillas que los arrastre mediante una corriente de agua. Incluso en las pequeñas ciudades, la mayor seguridad de las alcantarillas ha conducido a su adopción siempre que los medios económicos lo permitan.

La red de alcantarillado tiene la misión de recoger las aguas residuales de las zonas habitadas y conducir las a un punto donde se evacúan. En muchas ocasiones, los líquidos residuales deberán someterse a un tratamiento más o menos intenso antes de desaguarlos en un curso de agua o evacuarlos debidamente, de modo que no puedan ser causa de peligro para la salud pública u ocasionar perjuicios.

El establecimiento de un alcantarillado adecuado para una población exige un cuidadoso trabajo de ingeniería. Las alcantarillas deben ser de dimensiones convenientes, pues en caso contrario podrán desbordarse y producir daños en las propiedades y peligros para la salud. La determinación de las dimensiones necesarias exige la estimación de la cantidad de agua residual y el empleo de conocimientos de hidráulica para establecer dichas dimensiones y la pendiente conveniente de las alcantarillas. Otra consideración importante es la velocidad del agua en las mismas. Si no es suficientemente grande se depositarán los sólidos con la subsiguiente producción de olores y obstrucciones.

### **3.2 DESCRIPCIÓN GENERAL**

La población de Herrán está ubicada en una región de amenaza sísmica alta y asentada en una zona geológica con características de deficiente estabilidad geotécnica, factores que hacen que el Municipio esté ubicado en un área de riesgo.

El agua es un elemento que juega un papel importante en la desestabilización de las geoformas. Si esta no tiene un drenaje natural adecuado o si por acciones antrópicas o naturales su presencia en el suelo es excesiva, se tendrán condiciones adversas a la estabilidad de los taludes.

En el caso del Municipio de Herrán la infiltración de agua en el suelo proveniente del sistema de abastecimiento de agua municipal, del drenaje pluvial y del sistema alcantarillado sanitario, claramente ha contribuido a los problemas de la población. En consecuencia, es necesario un manejo adecuado de las aguas municipales, tanto en el casco actual (principalmente en las zonas de patrimonio histórico y cultural) como en el nuevo asentamiento.

Las siguientes son algunas recomendaciones específicas dadas por el ing. Mario Díaz Granados, integrante del grupo de asesores vinculados al Macroproyecto para el diseño del reasentamiento sostenible del Municipio de Herrán.

❖ Es necesario disponer de sistemas adecuados de recolección, conducción y disposición de aguas de escorrentía y aguas residuales tanto en el casco urbano actual como en el asentamiento futuro.

❖ La conceptualización, diseño, construcción, rehabilitación, operación, mantenimiento y seguimiento de sistemas de abastecimiento de agua potable y recolección, conducción y disposición de aguas residuales y pluviales deben estar enmarcados dentro de la reglamentación existente, en particular el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico, RAS-2000, del ministerio de desarrollo económico, la normatividad legal del sector, los planes de manejo territorial de la corporación regional (Corporonor), y el esquema de ordenamiento territorial del municipio, entre otros.

❖ Dado que el adecuado manejo del agua reduce los problemas de inestabilidad de los terrenos, para el nuevo reasentamiento se recomienda hacer muy robustos y definitivos los sistemas de evacuación de aguas lluvias y residuales desde un comienzo. Esta alternativa se considera mas recomendable que sistemas de desarrollo gradual pues estos tendrán que intervenir elementos urbanos definitivos (como por ejemplo calles pavimentadas) y además no necesariamente llevarían a minimizar las aguas de infiltración.

Por estas razones, se escoge para la recolección, evacuación y disposición de aguas en el nuevo asentamiento del municipio de Herrán un sistema convencional de alcantarillado separado, cuyo diseño garantiza el correcto drenaje tanto de aguas residuales domésticas como de la escorrentía producto de la precipitación; representa además un mejoramiento considerable en la fuente a la cual se vierten estas aguas, ya que actualmente en el Municipio de Herrán no se realiza ningún tratamiento a las aguas residuales, las cuales son descargadas directamente al Río Táchira.

### 3.3 DISEÑO HIDRÁULICO

El diseño hidráulico del sistema de alcantarillado sanitario y pluvial se realizó teniendo en cuenta los parámetros establecidos por el Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento básico (RAS-2000).

**3.3.1 Alcantarillado sanitario.** Este diseño incluirá el análisis de todas las tuberías de recolección de aguas negras para las etapas de urbanización propuestas en el diseño arquitectónico del macro proyecto, hasta la entrega final a la planta de tratamiento de aguas negras.

De acuerdo al estudio de población presentado en el capítulo 2 se estableció un nivel de complejidad medio para el sistema de alcantarillado.

#### ❖ Caudal de diseño.

- **Caudal medio.** El aporte de caudal medio se calculó como se describe a continuación:

$$Q_m = \frac{R * D * NV * C}{86400}$$

Donde:

R= Coeficiente de retorno (0.8)

D= Densidad bruta de población (6 hab/vivienda)

NV= Número de viviendas

C= Consumo por habitante en litros por habitante y por día (210 L/hab-día)

$$Q_m = 0.0116 \text{ L/s} * \text{vivienda}$$

- **Caudal máximo horario.**

$$QMH = F \cdot Qm$$

$$F = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}}$$

Donde:

P= Población en miles de habitantes (3.5)

F= Factor de mayoración = 3.38

$$QMH = 0.0395 \text{ L/s} \cdot \text{vivienda}$$

- **Otros aportes.**

**Caudal de infiltración (Qi).** Para un nivel de complejidad medio se tiene un caudal de infiltración de 0.2 L/s\*ha equivalente a 2.27E-3 L/s\*vivienda

**Caudal por conexiones erradas (Qe).** Se consideró un caudal por conexiones erradas de 0.1 L/s\*ha según lo establecido por el RAS-2000 equivalente a 1.13E-3 L/s\*vivienda

El caudal de diseño se obtendrá sumando al caudal máximo horario el caudal por infiltración y por conexiones erradas.

$$Qd = Qm + Qi + Qe$$

$$Qd = 0.0429 \text{ L/s} \cdot \text{vivienda}$$

Cuando el caudal de diseño calculado en el tramo sea inferior a 1.5 L/s, se tomará como caudal de diseño mínimo 1.5 L/s

❖ **Diseño hidráulico de los colectores.** El dimensionamiento hidráulico de la sección de un colector se realizó suponiendo que el flujo en éste es uniforme. Esto es válido en particular para colectores de diámetro pequeño. Para este propósito se utilizó la fórmula de Manning por ser la más utilizada en la práctica.

$$V_o = \frac{R^{2/3} * S^{1/2}}{N}$$

Donde:

$V_o$  = Velocidad a tubo lleno (m/s)

$R$  = Radio hidráulico a tubo lleno (m)

$S$  = Pendiente de batea del conducto (m/m)

$N$  = Coeficiente de rugosidad de Manning

Una vez conocidas las condiciones hidráulicas del colector a tubo lleno, se procedió a estimar las relaciones hidráulicas para el caudal de diseño del tramo, las cuales permitieron verificar las velocidades permisibles y establecer mediante el número de Froude el régimen de flujo así:

Flujo subcrítico ( $F < 0.9$ )

Flujo supercrítico ( $F > 1.1$ )

$$F = \frac{V}{\sqrt{g * D}}$$

Donde:

V = velocidad media (m/s)

D = Profundidad hidráulica (m)

g = Aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>)

- **Diámetro mínimo.** El diámetro mínimo para la red de colectores será de 10" con el fin de evitar obstrucciones de los conductos por objetos relativamente grandes introducidos al sistema.

- **Velocidad mínima.** La velocidad mínima real permitida en el colector es 0,45 m/s. para evitar el depósito de material sólido dentro de los colectores.

- **Velocidad máxima.** La máxima velocidad permitida no debe sobrepasar el límite de 5.0 m/s, para evitar la abrasión en la tubería.

- **Profundidad hidráulica máxima.** Para permitir aireación adecuada del flujo de aguas residuales, el valor máximo permisible de la profundidad hidráulica para el caudal de diseño en un colector debe estar entre 70 y 85% del diámetro real de éste.

- **Fuerza de arrastre Tractiva.** Debe verificarse el comportamiento autolimpiante del flujo, para lo cual es necesario utilizar el criterio de esfuerzo cortante medio. Por lo tanto, debe establecerse que el valor del esfuerzo cortante medio sea mayor o igual a 0,15 Kg/m<sup>2</sup>.

- **Unión de colectores.** La unión de colectores se hará con estructuras hidráulicas apropiadas denominadas estructuras pozo.

El diseño hidráulico consiste en evaluar las pérdidas que se producen en la unión de la estructura pozo, con el fin de estimar el nivel de salida del

sistema de alcantarillado. Este análisis varía de acuerdo con el régimen de flujo tanto del colector principal como de los colectores afluentes.

El diseño hidráulico se realizó mediante hoja de cálculo y para la identificación de los pozos se tomó una nomenclatura arbitraria en razón a que no se ha definido la numeración y sentido de calles y carreras (Veáse el Anexo P).

El alcantarillado sanitario constará de 50 pozos entre 1.5 y 3.13 m de profundidad y 5219 m de tubería NOVAFORT de 8" de diámetro.

**3.3.2 Alcantarillado pluvial.** El alcantarillado de aguas lluvias estará conformado por el conjunto de colectores y canales necesarios para evacuar la escorrentía superficial producida por la lluvia. El agua será captada por los sumideros en las calles y llevada a una red de tuberías. Posteriormente estos colectores entregan su caudal a un serie de canales de aguas lluvias, los que harán la entrega final a las quebradas El Molino y La Empresa por medio de una estructura de amortiguación escalonada.

El sistema de recolección y evacuación de aguas pluviales será proyectado y construido para:

- Permitir una rápida evacuación de la escorrentía pluvial de las vías públicas.
- Evitar la generación de caudales excesivos en las calzadas.
- Evitar la invasión de aguas pluviales a propiedades públicas y privadas.
- Evitar la acumulación de aguas en vías de tránsito.
- Evitar la paralización del tráfico vehicular y peatonal durante un evento fuerte de precipitación.

De acuerdo al estudio de población presentado en el capítulo 2 se estableció un nivel de complejidad medio para el sistema de alcantarillado.

Para la identificación de los pozos se tomó una nomenclatura arbitraria en razón a que no se ha definido la numeración y sentido de calles y carreras.

❖ **Caudal de diseño.** Para la estimación del caudal de diseño se utilizó el método racional, el cual calcula el caudal pico de aguas lluvias con base en la intensidad media del evento de precipitación con una duración igual al tiempo de concentración del área de drenaje y un coeficiente de escorrentía.

La ecuación del método racional es:

$$Q = C \cdot I \cdot A$$

Donde:

Q = caudal de diseño (L/s)

C = Coeficiente de escorrentía

I = intensidad de lluvia (L/s\*ha)

A = área de drenaje (ha)

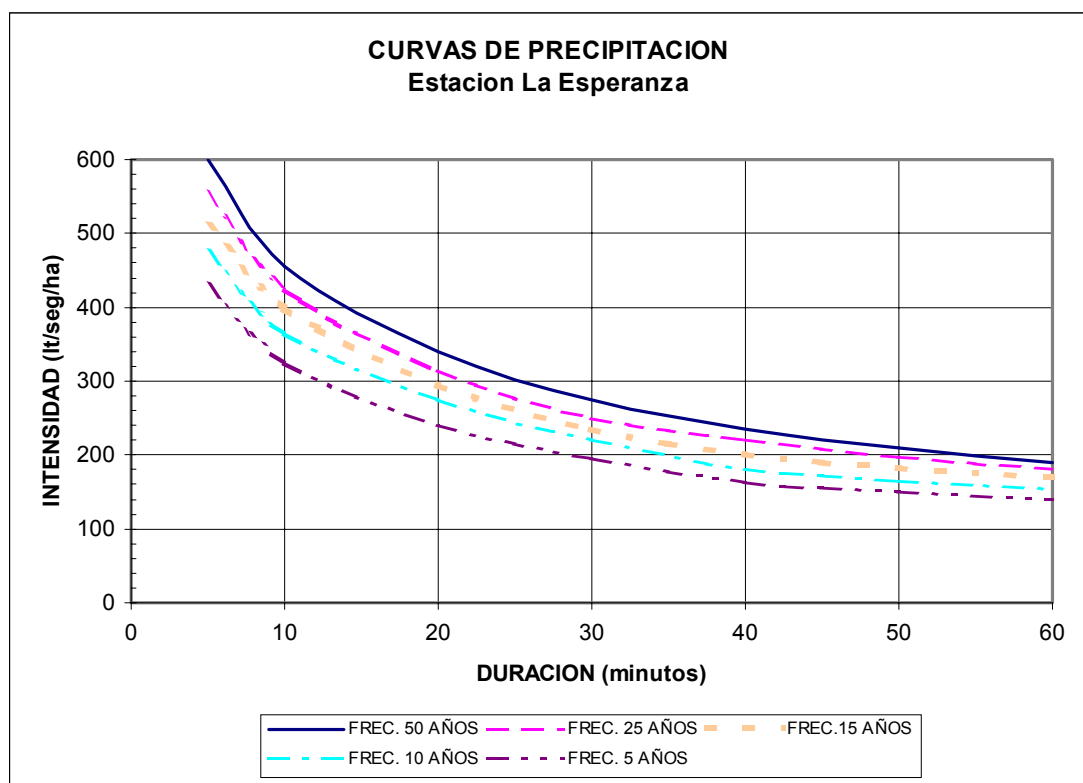
El método racional es adecuado para áreas de drenaje pequeñas hasta de 700 ha.

- **Coeficiente de escorrentía (C).** El coeficiente de escorrentía es función del tipo de suelo, del grado de permeabilidad de la zona, de la pendiente del terreno y otros factores que determinan la fracción de la precipitación que se convierte en escorrentía. Para el nuevo asentamiento del Municipio de Herrán se adoptó un coeficiente de escorrentía promedio de 0.4 para calles

canales y 0.35 para canales según lo establecido en el RAS-2000. (Véase el Anexo Q).

- **Intensidad de la lluvia ( I ).** La intensidad de la lluvia se determinó con las curvas intensidad- duración- frecuencia suministradas por la Alcaldía del Municipio de Herrán.

Figura 16. Curvas intensidad- duración- frecuencia



**Periodo de retorno (P).** Para efectos de diseño, el periodo o frecuencia de retorno, del aguacero de diseño se seleccionó de acuerdo con los criterios indicados en la tabla D.4.2 de el RAS-2000.

**Tiempo de concentración (Tc).** Para efecto de utilización de las curvas intensidad-duración-frecuencia, la duración de la tormenta de diseño será

igual al tiempo de concentración de la cuenca definido como el tiempo de viaje del agua desde el punto mas alejado hasta el punto de desagüe de la cuenca.

El tiempo de concentración mínimo para tramos iniciales de alcantarillados será igual a 10 minutos.

❖ **Diseño hidráulico de las calles canales.** A continuación se muestra el cálculo tipo del tramo (19-23A):

**- DATOS**

Longitud de recorrido (L) = 351.34 m

Pendiente del tramo (S) = 21.12%

Área de drenaje (A) = 2.75 ha

Ancho del canal (B asumido) = 0.5 m

Coefficiente de rugosidad de manning (n) = 0.013

Velocidad en el tramo (V asumida) = 6.1 m/s

Coefficiente de escorrentía (C) = 0.4

Frecuencia (F) = 5 años

**- Tiempo de concentración (Tc).**

$$T_c = T_o + \frac{L}{60 * V}$$

Se asumió un tiempo inicial (To) de 10 minutos, de donde se obtuvo un tiempo de concentración de 10.96 min.

**- Intensidad ( I ).** Para un tiempo de 10.96 minutos y una frecuencia de 5 años se obtuvo de la figura 13, una intensidad de 311.75 L/s\*ha.

- **Caudal de diseño (Q).** Aplicando el método racional se obtuvo:

$$Q = C \cdot I \cdot A$$
$$Q = 0.4 \cdot 311.75 \cdot 2.75$$
$$Q = 343.34 \text{ L/s}$$

- **Altura de la lámina de agua (y).** Se calculó utilizando la ecuación de Manning aplicada a un canal triangular.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

Aplicando un método iterativo se obtuvo un valor de  $Y = 0.22 \text{ m}$

- **Velocidad (V).**

$$V = \frac{Q}{A}$$
$$V = \frac{0.343}{0.5 \cdot 0.22 / 2}$$
$$V = 6.1 \text{ m/s}$$

Como la velocidad calculada es igual a la velocidad asumida las dimensiones finales de la calle canal serán  $B = 0.5 \text{ m}$  y  $Y = 0.25 \text{ m}$

❖ **Diseño hidráulico del canal.** Siguiendo el procedimiento anterior se calcularon dos canales trapezoidales con las siguientes características

Área de drenaje (A) = 10 ha

Coefficiente de escorrentía (C) = 0.35

Frecuencia (F) = 25 años

Tiempo de concentración (Tc) = 10 min

Intensidad ( I ) = 425 L/s\*ha

Caudal de diseño (Q) = 1.48m<sup>3</sup>/s

- **Dimensiones del canal.**

B = 0.5 m

Y = 0.3 m

Borde libre = 0.3 m

Talud = 1:1

❖ **Diseño hidráulico de colectores.** El diseño hidráulico de los colectores se realizó en forma similar al alcantarillado sanitario y teniendo en cuenta los siguientes parámetros. (Véase el Anexo R).

- **Diámetro mínimo.** En las redes de recolección y evacuación de aguas lluvias, y principalmente en los primeros tramos, la sección circular es la más usual para los colectores. El diámetro nominal mínimo permitido en redes de sistemas de recolección y evacuación de aguas lluvias es 250 mm.

- **Velocidad mínima.** Las aguas lluvias transportan sólidos que pueden depositarse en los colectores si el flujo tiene velocidades reducidas. Por lo tanto, debe disponerse de una velocidad suficiente para lavar los sólidos depositados durante periodos de caudal bajo. Para esto se establece la velocidad mínima como criterio de diseño. La velocidad mínima real permitida en el colector es 0,75 m/s para el caudal de diseño.

- **Velocidad máxima.** Los valores máximos permisibles para la velocidad media en los colectores dependen del material, en función de su sensibilidad a la abrasión, para tubería en PVC, el valor máximo permisible es 10 m/s.

- **Profundidad hidráulica máxima.** La profundidad hidráulica máxima en colectores de aguas lluvias puede ser la correspondiente a flujo lleno.

- **Fuerza de arrastre Tractiva.** En cada tramo debe verificarse el comportamiento autolimpiante del flujo, para lo cual es necesario utilizar el criterio de esfuerzo cortante medio. Se establece, por lo tanto, que el valor del esfuerzo cortante medio sea mayor o igual a 0,3 Kg/m<sup>2</sup> para el caudal de diseño.

- **Unión de colectores.** La unión de colectores se hará con estructuras hidráulicas apropiadas denominadas estructuras pozo.

❖ **Diseño hidráulico de los sumideros.** Serán las estructuras encargadas de la captación de la escorrentía superficial en el nuevo asentamiento del Municipio de Herrán. Estos pueden ser diseñados en forma lateral o transversal al sentido del flujo y se localizarán en las vías del proyecto.

- **Parámetros de diseño.** El dimensionamiento de la tubería de conexión del sumidero al sistema de alcantarillado debe tener un diámetro mínimo de 200 mm, pendiente superior al 2% y, en general, no debe tener una longitud mayor de 15 m.

En general la ubicación y espaciamiento entre sumideros están definidos por la magnitud del caudal de escorrentía pluvial que se concentre en un punto determinado y de las situaciones de inconveniencia para peatones y tráfico vehicular que este caudal pueda generar.

- **Capacidad hidráulica de sumideros.** Los sumideros deben dimensionarse para que en conjunto puedan captar las aguas de escorrentía esperadas para el período de retorno de diseño.

El diseño hidráulico de los sumideros se realizó siguiendo el procedimiento descrito en el anexo D.2 del RAS-2000. (Véase el Anexo S).

❖ **Estructura de entrega de aguas lluvias .** las aguas lluvias recolectadas por el sistema de alcantarillado serán entregadas a las quebradas El Molino y La empresa mediante una estructura de canal en gradería, la cual resulta eficiente para disipar energía y conducir el agua recolectada a fuente receptora.

Adicionalmente es necesario controlar los efectos de socavación del lecho de las quebradas por medio de la colocación de protección en piedra desde 5 m aguas arriba del punto de entrega hasta 10 m aguas abajo del mismo punto.

El sistema de alcantarillado pluvial constará de 8 pozos entre 1.5 y 4.0 m de profundidad, 3 sumideros SL-200, 7 sumideros SL-400 y 3 sumideros SL-600.

Todos los detalles del alcantarillado pluvial se muestran en los planos respectivos.

## 4. ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL

### 4.1 INTRODUCCIÓN

El ritmo vertiginoso que la ciencia y la técnica han impuesto a la vida humana ha cegado durante años la capacidad de previsión y análisis de las consecuencias que se podían derivar de determinadas intervenciones artificiales en el medio ambiente. Sería insensato no reconocer la verdadera dimensión de estas intervenciones en el medio ambiente. La ecología (palabra relativamente nueva en nuestro vocabulario pero cuyo significado y uso no se escapa a nadie) es una de las más claras inquietudes sociales, y quizá por ello, la naturaleza ha dejado de ser solo objeto material de estudio de unas determinadas ciencias, y ha pasado a ser estudiada formalmente por todos los demás saberes, puesto que todas las actividades humanas tienen relación mas o menos directa con el medio ambiente. Quizá como en pocos casos la interdisciplinariedad se ve aquí como exigencia ineludible para un análisis serio y detallado.

### 4.2 DESCRIPCIÓN DE LA LINEA BASE

#### 4.2.1 Elementos naturales bióticos y abióticos

❖ **Relieve.** La clasificación del terreno, de acuerdo con rangos de pendientes permite dar una idea general de la morfografía y del relieve de la zona de estudio. En el Municipio de Herrán existen 4 rangos de pendientes definidas en la siguiente tabla, de la cual podemos afirmar que las pendientes de mayor importancia son de 13% a 30% (pendiente moderada) y 31% a 70% (pendiente fuerte) en las cuales se desarrolla el sistema agropecuario

del municipio, por lo tanto se deben implementar técnicas de conservación para la producción agrícola.

Tabla 16. Rangos de pendientes del Municipio de Herrán

RANGOS DE PENDIENTE (%)	DESCRIPCIÓN	ÁREA	
		HEC	%
0 – 5	PLANO	505,9	4.58
6 – 12	SUAVE	1043,7	9.44
13 – 30	PRONUNCIADO	5604,8	50.70
31 – 70	MUY PRONUNCIADO	3350,0	30.30
>70		550,8	4.98
TOTAL		11055.2	100.00%

#### ❖ Geología

- **Geología general.** Desde el punto de vista geológico estructural, el Municipio de Herrán se encuentra ubicado en el flanco Nor-Este del Macizo de Santander sobre la Cordillera Oriental.

En el Municipio de Herrán afloran ocho formaciones geológicas; aguardiente, Capacho, Colón - Mito Juan, Los Cuervos, Mirador, Cuaternario Coluvial, y Cuaternario Aluvial reciente.

**Sistema Cretáceo.** El sistema Cretáceo se encuentra ubicado dentro del Municipio en tres grandes franjas principalmente, siguiendo una secuencia cronoestratigráfica, la cual varía en edad desde el cretáceo inferior hasta el cretáceo superior; perteneciente a la Cuenca de Maracaibo.

La secuencia cretácea perteneciente a la Cuenca de Maracaibo se encuentra enmarcado por una tectónica de tipo compresiva la cual genera un tren estructural controlado por la litología y fallas de tipo regional, que presentan una dirección general norte- sur.

### **Formación Aguardiente (Kia).**

**Definición.** Sedimentitas descritas por Notestein en 1944, su nombre se designa por el filo Aguardiente al sur de la Concesión Barco. La secuencia consta de arenisca de grano grueso a medio de color gris claro de composición cuarzosa, glauconítica y calcárea con intercalaciones de lodolitas grises en capas delgadas.

**Descripción y Composición.** Las rocas de esta unidad están constituidas por areniscas cuarzosas grises amarillentas, de grano fino a medio, micáceas con algo de glauconita, parcialmente conglomeráticas con guijas de cuarzo, estratificación cruzada con pequeñas intercalaciones de lodolitas grises, micáceas fisiles. El espesor y la naturaleza resistente de las capas masivas de la formación Aguardiente las hace fácilmente cartografiables, el espesor promedio medido al este de Pamplona sobre la vía a Cúcuta es de 400 m. La formación se encuentra altamente fracturada, con presencia de numerosas familias de diaclasas, como consecuencia de la fuerte tectónica que afecta la zona, esto genera numerosos depósitos de ladera distribuidos ampliamente en la zona.

**Contactos.** El contacto de la formación Aguardiente con la subyacente formación Tibu- Mercedes y con la suprayacente formación Capacho es concordante.

**Edad.** La edad de la formación Aguardiente ha sido considerada Albiano superior y medio basado en estudios paleontológicos; Las rocas de la formación Aguardiente son correlacionables con la formación Umití de la Cuenca del Valle Medio del Magdalena..

**Distribución.** Las rocas de esta unidad se encuentran ampliamente distribuidas hacia el Nor-oeste del municipio, con una extensión de 16007 Km<sup>2</sup>.

### **Formación Capacho (Kic).**

**Definición.** Sedimentitas descritas por Wilhelm Sievers en 1888 para describir una secuencia de calizas cerca al pueblo de Capacho en el estado de Tachira Venezuela. La formación es redefinida por Sutton en 1946 y representa la secuencia comprendida entre las formaciones La luna y la formación Aguardiente en la base, de acuerdo a las redefiniciones dadas por Sutton (1946) y Rod and Maync (1954 en Vargas et al 1981). Esta formación es definida como la formación superior del Grupo Cogollo de la Cuenca de Maracaibo(Caballero et al 1991), constituida por una serie de lutitas negras con intercalaciones arenosas hacia la base y bancos de caliza fosilífera

**Descripción y Composición.** Las rocas de esta unidad están constituida por una secuencia de lodolitas grises oscuras fisiles con intercalaciones intermitentes de caliza cristalina fosilifera, los bancos de caliza se presentan en capas de 2 a 80 cm de espesor intercalados con capas de lodolitas. El espesor medido sobre la vía Pamplona-Cúcuta es de 475 m. pero se encuentra sujeta a revisión, debido a la fuerte tectónica presente en la zona.

**Contactos.** La base y el tope de la formación Capacho es conforme y bien definido con la subyacente formación Aguardiente y la suprayacente formación La Luna.

**Edad.** Con base en la posición Estratigráfica de la secuencia y ala datación de amonites encontrados dentro de las calizas y las lodolitas se le asigno una edad entre el Cenomaniano al Turoniano.

**Distribución.** La unidad se encuentra ampliamente distribuida en franjas alargadas con dirección norte-sur, haciendo parte Nor-Oeste del municipio.

### **Formación Colón y Mito Juan.**

**Definición.** Sedimentitas descritas en una sola unidad a causa de las semejanzas litológicas. La formación Colón descrita por Sutton en 1946 en el distrito de Ayacucho al norte de Colón en Tachira, Venezuela como una secuencia de lodolitas de color gris oscuro, piriticas con capas delgadas de caliza en la parte superior. La formación Mito Juan es descrita por Notestein en 1944 en la quebrada Mito Juan sobre el flanco oriental del domo norte de Petrolea de la Concesión Barco, constituida por lodolitas de color gris ligeramente calcáreas fisiles con nódulos de arcilla “ironstone” de color marrón. Sobre la base se encuentran algunas capas de glauconita arenosa con abundantes fósiles de peces y gránulos de fosforita.

**Descripción y Composición.** Las rocas de esta unidad están constituidas por una secuencia de lodolitas grises fosilíferas ligeramente calcáreas, con pequeños nódulos de arcilla, intercalados con capas de arenisca gris oscura de grano fino glauconítica y algunos mantos de carbón. La naturaleza de las rocas hacen que sean fácilmente meteorizables produciendo suelos arcillosos. El espesor de la unidad varia entre 325 a 600 m.

**Contactos.** La unidad presenta contactos aparentemente concordantes con la suprayacente formación Barco.

**Edad.** Partiendo de estudios de microfósiles por Cushman y Hedberg en 1941 la edad de la unidad Colón y Mito Juan es Campaniano-Maestrichtiano (cretáceo Superior)

**Distribución.** Las rocas de esta formación presentan una distribución de Sur a Norte, y sobre ellas descansa el depósito coluvial sobre el cual se construyó el casco urbano y una mínima parte del mismo se edificó sobre las areniscas de esta formación. Su extensión promedio es de 48895 Km<sup>2</sup>.

## **Terciario**

### **Formación Barco (Tpb)**

**Definición.** Sedimentitas descritas por Notestein en 1944 en el filo Barco del anticlinal Petroleoa. La formación consta de una secuencia de areniscas cuarzosas intercaladas con lodolitas y arcillolitas micáceas.

**Descripción y Composición.** Las rocas de esta formación están compuestas por areniscas cuarzosas de grano muy fino a medio de color gris, algo carbonosas bien calibradas con estratificación cruzada con abundantes laminas de mica. Las capas varían de 0.3 a 20 m de espesor intercaladas con lodolitas y arcillolitas grises parcialmente limosas con pequeños nódulos de arcilla "Ironstone". El espesor de la unidad varía de 160 a 275 m.

**Contactos.** La formación Barco presenta contactos concordantes con la subyacente formación Colón-Mito Juan y la suprayacente formación Los Cuervos.

**Edad.** La edad asignada según estudios palinológicos realizados por Vander Hammen en 1958 a la formación indican una edad Paleoceno inferior.

**Distribución.** Las rocas de esta unidad afloran al sur del casco urbano y al extremo sur del área rural, con una extensión aproximada de 10512 Km<sup>2</sup>.

### **Formación Los Cuervos (Tpc)**

**Definición.** Sedimentitas descritas inicialmente por Notestein en 1944 en la quebrada Los Cuervos que confluye al río Catatumbo en la parte norte de la Concesión Barco, constituida por una secuencia de lodolitas carbonosas intercaladas con areniscas junto a mantos de carbón en la parte inferior.

**Descripción y Composición.** Las rocas de esta formación están constituidas por lodolitas y arcillolitas intercaladas con areniscas de grano fino. La parte inferior de la formación esta formada por lodolitas grises intercaladas con mantos de carbón los cuales tienen potencialidades para explotación. El espesor de la unidad varia de 250 a 400 m.

**Contactos.** El contacto de la formación Los Cuervos con la subyacente formación Barco es concordante.

**Edad.** Basado en estudios palinológicos Van Der Hammen en 1958 atribuye una edad comprendida del Paleoceno medio al Eoceno inferior.

**Distribución.** Las rocas de esta unidad afloran en la parte central del municipio, con una extensión de 3784 Km<sup>2</sup>.

**Depósitos Cuaternarios.** Los depósitos cuaternarios se encuentran ampliamente distribuidos dentro del municipio, descansando discordantemente sobre las diferentes formaciones presentes.

Estos depósitos cuaternarios en su mayoría tiene origen estructural, denudacional y Fluvio-lacustre, a partir de su origen se cartografiaron y clasificaron de la siguiente manera:

**Depósitos Fluvio-lacustres.** Estos depósitos se forman a expensas de corrientes constantes como quebradas o ríos los cuales erosionan y transportan materiales a través del fluido los cuales son depositados dando origen a grandes depósitos. Estos depósitos dependiendo del proceso de depositación se dividen en depósitos lacustres y aluviales.

**Depósitos Aluviales (Qal).** Estos depósitos se forman a partir de corrientes principales, como quebradas y ríos, están constituidos por cantos redondeados de alta esfericidad que varían en tamaño de centímetros a metros embebidos dentro de una matriz areno-arcillosa. En el municipio se presentan una gran área constituida por este tipo de depósito no consolidado, hacia el sur, con un área de aproximadamente 15802 Km<sup>2</sup>.

**Depósitos de terraza y abanicos (Qtf).** Este tipo de depósitos son formados a partir de cambios en las condiciones climáticas y tectónica de la zona, que arrastra material y es depositado en el cauce de quebradas y ríos; Están constituidos por fragmentos o cantos de roca embebidos dentro de una matriz areno-arcillosa. Estos depósitos se localizan en los cauces de las siguientes quebradas. Sin embargo se puede deducir que la actividad de las

fuentes hídricas superficiales en toda el área del municipio es de tipo degradativo.

**Depósitos Coluviales (QC).** Estos depósitos tienen su origen a partir de procesos estructurales y denudacionales los cuales fracturan y degradan el material rocoso, el cual es transportado pendiente a bajo a través de corrientes superficiales y depositado en las laderas de los valles cuando la corriente pierde su velocidad; Estos depósitos están conformados por fragmentos angulosos dentro de una matriz areno-arcillosa; Presentan una morfología irregular y espesor variado también se incluyen depósitos de talud y derrubios.

Este tipo de depósitos se encuentra ampliamente distribuido sobre las diferentes formaciones presentes en el municipio el área sobre la cual está construida la mayor parte del casco urbano del municipio es de este tipo de depósito.

El Municipio se encuentra enmarcado dentro de un sistema de fallas cuya actividad reciente se desconoce, la denominada falla Herrán con rumbo Norte – Sur, atravesando el costado occidental de la cabecera municipal es la que puede tener mayores repercusiones.

- **Geología estructural.** Los eventos tectónicos compresivos originaron grandes estructuras en el ámbito regional, como la denominada la Falla de Herrán , cuya actividad reciente se desconoce, con rumbo Norte – Sur, atravesando el costado occidental de la cabecera municipal , es la que puede llegar a tener mayor repercusión.

El Municipio de Herrán se encuentra ubicado en una zona de tectónica compresiva, enmarcada dentro de la evolución de la cordillera oriental, la

que genero procesos magmaticos y tectónicos que efectuaron a las diferentes litologías presentes. Como resultado de estos procesos geológicos se presentan estructuras a nivel local como la falla de Herrán, en la que domina el patrón del bloque levantado Chinácota-Margua, el cual está constituido por rocas sedimentarias.

Los ejes de los pliegues son cortos y se encuentra interrumpidas por fallas locales, cuyo rumbo varia en diferentes direcciones, este tipo de estructuras esta presente en toda la unidades sedimentarias especialmente en la secuencia cretácea de la cuenca de Maracaibo.

La fuerte tectónica genera un alto fracturamiento que afecta a las diferentes litologías. Los principales tipos de fallas son de tipo inverso que siguen una dirección norte-sur siguiendo el tren estructural de la zona con pequeñas fallas de tipo normal que cortan la secuencia cretácea, generando un fuerte diaclasamiento o fracturamiento de las masas rocosas; Como resultado de esta fuerte tectónica el municipio presenta un paisaje variado representado por valles, escarpes, lomas y filos.

**Clasificación De Las Unidades Geomorfológicas.** Las principales geoformas presentes en municipio de Herrán de acuerdo a su origen son:

**Unidades De Origen Denudacional (UDL).** Este tipo de unidades se desarrolla sobre unidades litológicas sedimentarias constituidas por lodolitas, modeladas por fuertes procesos erosivos y fenómenos de remoción en masa queda como resultado una topografía con pendientes que varían de pronunciadas a escarpadas. Las unidades presentan fuerte meteorización generando un alto perfil de saprolito y suelos de poca profundidad.

**Unidades De Origen Estructural Denudacional (UED).** Las unidades de este tipo están asociadas a rocas sedimentarias, constituidas por intercalaciones de areniscas y lodolitas, las cuales fueron afectadas por la fuerte tectónica compresiva, enmarcada dentro de la evolución de la cordillera Oriental, lo que generó un fuerte control estructural de la secuencia sedimentaria, presentando franjas con dirección norte-sur, siguiendo el rumbo de las fallas.

Como resultado de estos procesos estructurales, las rocas sedimentarias presentan estructuras de tipo sinclinal y anticlinales con ejes cortos, con fuerte diaclasamiento. Las estructuras de tipo monoclinas, dominan gran parte de la secuencia sedimentaria que desarrollan extensos planos estructurales que forman cuchillas y escarpes de falla.

Los procesos estructurales que generan este tipo de geoformas, producen fuerte diaclasamiento en las diferentes litologías generando procesos denudacionales que acompañan la génesis de las geoformas, como resultado se combina los dos tipos de procesos estructural y denudacional.

Topografía de Lomos y Vertientes Onduladas Rizada: Esta unidad se presenta sobre rocas sedimentarias tipo lutitas y calizas con intercalaciones de capas de areniscas, pertenecientes a las formaciones Capacho, Colon-Mitojuan. La geoforma se caracteriza por presentar lomos que llevan el rumbo o dirección de las unidades, el sistema de drenaje está relacionado con la estratificación y la tectónica de la zona. Presenta pendientes que varían de pronunciadas (13- 30%) a muy pronunciadas ( 31- 70 %).

**Unidades De Origen Fluvio - Coluvial (UFC).**

**Depósitos Aluviales.** Esta geoforma se forma a expensas de corrientes superficiales de quebradas o ríos que depositan materiales detríticos presentan pendientes suaves(6-12%), formando abanicos con topografía plano ondulosa, ligeramente disectadas.

Esta Geoforma se localiza en el municipio en el cause de las principales quebradas y el área de mejor exposición se observa hacia el sur del Municipio.

**Depósitos Coluviales (QC).** Estas geoformas están asociadas a depósitos cuaternarios que tienen su origen a partir de procesos estructurales y denudacionales que generan material detrítico que es transportado pendiente a bajo y depositado en las laderas de valles, presentan morfología irregular como resultado de una depositación discordante y de espesor variado presentan pendientes que varían de pronunciadas a escarpadas. En el Municipio la geoforma mas representativa constituye la cabecera municipal.

La mayor parte del área municipal corresponde a un sector montañoso formado por vertientes denudacionales (laderas erosiónales) y un pequeño sector conformado por una franja de planicie aluvial modelada por depositaciones del río Tachara y la quebrada la Honda, que tiene su origen en las cuencas hidrográficas o cordilleranas.

Se diferencian cuatro unidades geomorfológicas de origen denudacional sobre lodolitas (UDL), de origen estructural sobre areniscas (UEA), de origen estructural sobres areniscas y lodolitas (UED) y de origen fluvio coluvial.

**Morfodinámica.** Las unidades geomorfológicas diferenciadas se encuentran afectadas por diversos fenómenos que indican la dinámica que

actúa sobre la superficie terrestre. Para el Municipio de Herrán encontramos: En zonas de vertiente, cicatrices de antiguos deslizamientos y deslizamientos activos, principalmente en las laderas de cauces intervenidos por la actividad antrópica: pastoreo, agricultura; también se observa reptación y escurrimiento concentrado.

Los procesos morfodinámicos, encontrados produciendo el mayor efecto sobre el territorio municipal se refieren a: fenómenos de deslizamientos, de desprendimiento, hundimientos, de reptación, de escurrimiento concentrado y de carcavamiento principalmente.

#### ❖ **Climatología.**

- **Pisos Térmicos.** El Municipio de Herrán posee tres pisos térmicos:

**Piso térmico templado.** Posee un área de 1.697 Has. Y está localizado entre 1.400 m.s.n.m. y 2.000 m.s.n.m.; tiene una temperatura de 18 a 24 grados centígrados.

**Piso térmico frío.** Posee un área de 8.123 Has, y está ubicado entre 2.000 y 2.800 m.s.n.m., tiene una temperatura entre 18 y 12 grados centígrados.

**Piso térmico muy frío.** Se caracteriza por estar localizado entre 2.500 y 3.000 m.s.n.m., con temperaturas entre 12 y 6 grados centígrados (Páramo). Tiene un área de 1.231 Has.

- **Temperatura.** Los cambios de temperatura durante el año se relacionan en gran medida con la altitud. La temperatura varía entre 12 y 22 grados centígrados, aumenta en la mayor extensión del Municipio y una pequeña área con temperaturas de 6 a 9 grados centígrados en el Páramo del Tamá.

- **Precipitación.** Para determinar la precipitación en el Municipio de Herrán se tuvo en cuenta las estaciones IDEAM ubicadas en la esperanza, Blonay, Tamá, Culaga e Iser.

El Municipio de Herrán se encuentra bajo un régimen bimodal, el cual se caracteriza por tener en el año dos periodos lluviosos, el primero de ellos de Marzo a Junio y el segundo de septiembre a diciembre, siendo el mes de Octubre el más lluvioso y el mes de Febrero el de menor precipitación.

La precipitación promedio en el Municipio es de 1.450 m.m. año siendo de 1.400 m.m. año al norte y de 1.500 m.m. año al sur.

- **Evapotranspiración Potencial.** La Evapotranspiración se define como la pérdida total de agua en un terreno, originada por la evaporación en la superficie del suelo y la transpiración de las plantas que lo cubren. La Evapotranspiración potencial es la que se produce cuando el terreno esta en su capacidad de campo y cubierto de abundante vegetación uniforme, suele medirse en milímetros (mm/año). Y para el caso de Herrán se estimó acorde a los procedimientos metodológicos de Holdrige una evapotranspiración potencial calculada en milímetros por año de 707 hasta 1414 mm/año.

❖ **Hidrología.** El Municipio de Herrán cuenta con dos Subcuencas El río Táchira, la más importante por su carácter binacional y la que ocupa mayor extensión en el Municipio, y la quebrada La Honda.

A la subcuenca del Río Táchira vierten sus aguas las quebradas de: La Pedrera, Orocué, Agua Blanca, Pum Pum, Corrales, El Molino, La Media Libra, La Teja, Bagalal, Paso Antigo, El Reventón y la Rascadora.

Las aguas de la subcuenca La Honda se vierten a la cuenca del río Pamplonita; es la principal fuente hídrica que surte el acueducto del Municipio de los Patios; a esta quebrada vierten aguas las quebradas Los Patos, El Falceto, Arcaduco, Las Colinas, Caño Negro, Cerro Negro, Quebrada Grande y el Triangulo.

Dentro de la hidrografía del Municipio se encuentra también la laguna de la Vaca, localizada en el páramo de la cabrera hacia el punto de Canoas en límites con Toledo, al occidente de la hacienda la Siberia. Existen además fuentes de aguas termales y aguas azufradas que se utilizan frecuentemente para baños medicinales.

❖ **Vegetación.** En general el Municipio de Herrán, presenta un área cercana a las 5207.85 Ha. cubierta en Bosques Naturales y Bosque secundarios, mientras que el área en pastos (N. y N.E) es de 4816.4 Ha., rastrojos altos y bajos 550.8 Ha, sistemas agrícolas se acerca a las 477.4 Has.

Tabla 17. Sistemas de cobertura vegetal

<b>SISTEMA</b>	<b>CONVENCION</b>	<b>AREA ( Has.)</b>	<b>% De Ocup.</b>
1. Bosque natural	B. N.	726.9	6.58%
2. Bosque natural Intervenido	B. N. I.	1268.5	11.48%
3. Bosques cafetero	B. C.	252.2	2.28%
4. Bosque secundario	B. S.	2960.25	26.78%
5. Pasto natural enmalezado	P. N. E.	1006.7	9.1%
6. Areas de uso misceláneo	M. S. I.	163.2	1.48%
7. Pastos naturales con rastrojos bajos	P. N. E./ R. B.	1279.8	11.58%

8. Pastos Naturales con rastrojos altos	P. N. E./ R. A.	2153.8	19.48%
9. Vegetación de páramo intermedia	V. P. I.	283.7	2.57%
10. Rastrojos altos y bajos	R. A./ B.	523.8	4.74%
11. Pastos Naturales	P. N.	81.5	0.74%
12. Pastos Naturales enmalezados con rastrojos altos y bajos	P. N. E./R. A. B.	294.6	2.66%
13. Áreas de uso misceláneo con predominio en pastos naturales	M. S. I/P.N.	30.5	0.27%
14. Rastrojos altos	R.A.	27.0	0.24%
<b>Total</b>		<b>11052.55</b>	<b>99.98%</b>

❖ **Fauna.** Dentro de los mamíferos más notables figuran el oso andino (*Tremarctos ornatus*), el piro (*Dinomys branickii*), los venados (*Mazama americana* y *M. rufina*), el zorro perruno (*Cerdocyon thous*), el oso hormiguero (*Tamandua tetradactyla*) y el ratón silvestre endémico (*Thomasomys hylophilus*).

El macizo Tamá constituye el extremo norte de distribución de 27 especies y 18 subespecies de aves, entre las cuales se encuentran el gallito de roca (*Rupicola peruviana*), el colibrí de páramo (*Chalcostigma heteropogon*), la gallina de monte (*Nothocercus julius*), el perico multicolor (*Hapalopsittaca amazonina amazonina*) y el carpintero real (*Campephilus pollens*).

Otras especies llamativas son el paujil copete de piedra (*Pauxi pauxi pauxi*), las soledades (*Pharomachrus fulgidus fulgidus* y *P. Auriceps hargitti*) y el guácharo (*Steatornis caripensis*). Entre los anfibios merece citarse una rana marsupial de color amarillo (*Gastrotheca helenae*).

#### 4.2.2 Elementos antrópicos

❖ **Usos del suelo.** Se destaca la presencia del bosque cafetero de 252.2 Ha. donde se desarrollan en su gran mayoría los cultivos de banano, así mismo sobresalen cerca de 1006.7 Ha. de Pastos Enmalezados, siendo igualmente utilizado en pastoreo las áreas de rastrojos, bosques secundarios y cafetales, siendo por este tipo de uso la ganadería bovina la principal causa de erosión en zonas de ladera. Las áreas de cultivos son menores, siendo su principal uso en cultivos de arracacha y frutícolas.

❖ **Actividades económicas.** La base económica del sector rural está dado por la producción del sector agropecuario, donde sobresalen los cultivos de morón, fresa, durazno, arracacha, hortalizas, café, cítricos, caña panelera, plátano y ganadería criolla de doble propósito especialmente, practicada en forma extensiva (leche y cría); Por la ubicación geográfica del Municipio, y la disposición del anillo vial Cúcuta – Chinácota - Ragonvalia – Herrán – Tabor (Venezuela), el transporte y comercialización de sus productos no presenta mayores dificultades siendo en la gran mayoría de veces hacia la Republica Bolivariana de Venezuela, donde la producción agropecuaria de Herrán es presentada como producto venezolano.

❖ **Recursos.** Una de las potencialidades a nivel de minerales presentes, económicamente explotables es el carbón. Algunos yacimientos de este mineral se encuentran en la antigua vereda de Ucrania. Se tiene en la actualidad reporte de alguna explotación de este mineral, pero en el momento las minas están en reposo. Estas áreas en donde se reporta la presencia de la formación geológica que las contiene deben ser tenidas en cuenta para realizar labores de exploración que permitan conocer el yacimiento y estimar su potencialidad, específicamente en las veredas Corrales, el Ramal y Siberia.

Las formaciones Capacho y Aguardiente contienen además niveles de caliza que alcanzan espesores importantes, aunque la viabilidad de su explotación es bastante restringida por la dificultad en el acceso de sus afloramientos, estos niveles de caliza de la formación Capacho y Aguardiente deberán ser evaluados para un posible aprovechamiento local.

### **4.3 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO**

Mediante el desarrollo de este proyecto se busca presentar una alternativa satisfactoria a la necesidad de abastecimiento de agua potable y a la recolección, transporte y evacuación de aguas domésticas y pluviales.

Para el sistema de acueducto se construirá una bocatoma de fondo en la quebrada Aguablanca ubicada aproximadamente sobre la cota 2444. Esta zona se caracteriza por las altas pendientes del terreno, por un sistema de cobertura vegetal compuesta por bosques naturales y por la ausencia total de asentamientos humanos. Además, a solo 33 metros de la bocatoma y sobre la línea de conducción se construirá el desarenador.

Se diseñó una línea de conducción por gravedad de 8184.7m de longitud que pasa por las veredas de Siberia, Corrales y el Llano. Esta conducción será en tubería de Polietileno de Alta Densidad (PEAD), que impide la contaminación del agua conducida gracias a sus uniones por termofusión o electrofusión totalmente monolíticas, impide la erosión de los suelos y el hundimiento de vías, debido a exfiltraciones y además, por su flexibilidad tiene un excelente comportamiento en zonas altamente sísmicas.

La planta de tratamiento de agua potable estará ubicada en la parte alta de los lotes que se adquirieron para la conformación del nuevo asentamiento de Herrán, alrededor de la cota 1940. Esta zona se caracteriza por pendiente

moderadas y por un sistema de cobertura vegetal conformado por pastos naturales y presencia de rastrojos bajos. Esta planta entrará en funcionamiento en dos etapas a inaugurarse en los años 2004 y 2014 respectivamente. Cada una de estas etapas tendrá un 50% de la capacidad total de la planta. Los procesos que se efectuarán en la planta son: mezcla rápida, floculación, sedimentación, filtración y desinfección.

Para el sistema de distribución de agua se diseñó una red abierta en tubería de polietileno de alta densidad dadas las condiciones topográficas del terreno. Dicha red se desarrollará en tres fases correspondientes a cada zona de expansión proyectada.

Para la recolección, conducción y evacuación de aguas residuales se escogió un sistema de alcantarillado separado en PVC, el cual llevará las aguas residuales domésticas a una planta de tratamiento. El alcantarillado de aguas lluvias estará conformado por el conjunto de colectores y canales necesarios para evacuar la escorrentía superficial producida por la lluvia.

#### **4.4 ZONIFICACION AMBIENTAL**

La zonificación ambiental del proyecto se enfoca desde los siguientes puntos de vista: áreas de influencia, vulnerabilidad y sensibilidad y posibilidades de intervención.

##### **4.4.1 Áreas de influencia.**

❖ **Áreas de influencia directa.** Se consideran áreas de influencia directa aquellas que están espacial o funcionalmente relacionadas con las actividades constructivas y operativas del proyecto. Es decir, las que pueden afectarse de manera positiva o negativa por causa de la construcción o del funcionamiento del sistema de acueducto y alcantarillado o de las

instalaciones pertenecientes a los mismos. Tal relación puede presentarse en áreas cercanas o alejadas del sitio implicado y manifestarse indistintamente desde el inmediato hasta el largo plazo.

El área de influencia directa inmediata es aquella dedicada a la construcción de la obra, que incluye los terrenos necesarios para acopio de materiales, establecimiento de campamentos, zonas de circulación, zonas futuras de seguridad, aislamiento, etc.

El área de influencia directa cercana esta conformada por una distancia de 500 metros medidos desde cualquier punto perimetral del área de influencia directa inmediata.

Las siguientes pueden considerarse áreas de influencia directa del proyecto:

La quebrada Aguablanca en toda su longitud aguas abajo de la captación y como mínimo las propiedades con ella colindantes, las cuales se abastecen de dicha quebrada tanto para consumo como para sus actividades agropecuarias.

La quebrada El Molino y el río Táchira aguas abajo del sitio donde será ubicada la planta de tratamiento de aguas residuales, y por consiguiente, los asentamientos rurales colindantes con ellos.

De manera general, la vereda asiento del proyecto y el casco urbano del Municipio.

❖ **Áreas de influencia indirecta.** Se consideran áreas de influencia indirecta a aquellas cuya relación con el proyecto no es tan evidente, por

recibir los efectos del mismo de un modo difuso o con cierta posterioridad. A diferencia de las áreas bajo la influencia directa, las de influencia indirecta reciben el influjo del proyecto de manera mucho menos puntual.

Normalmente, la mayor parte de los efectos que se ejercen sobre estas áreas son de tipo socioeconómico.

Las siguientes pueden considerarse áreas de influencia indirecta del proyecto:

De modo general, el Municipio de Herrán y el casco urbano del Municipio, por tratarse de una obra del Plan de Desarrollo Municipal.

De forma muy general y palpable con el transcurso del tiempo el Municipio de Ragonvalia.

**4.4.2 Áreas y sitios sensibles.** Se asume que el grado de vulnerabilidad está dado por las posibilidades reales de afectación sobre determinado componente ambiental potencialmente afectable. Tales posibilidades son inherentes especialmente a la ubicación del componente, a la naturaleza de las obras y a las medidas de precaución que se tomen para protegerlo.

La vulnerabilidad y el riesgo asociado son mayores y más comunes durante la fase de construcción del proyecto, que durante la de operación del mismo. En general, la mayor vulnerabilidad la presentan los espacios y componentes ambientales que constituyen el área de influencia directa inmediata del proyecto.

Por su parte, la sensibilidad es inherente al componente ambiental afectable, en ocasiones es independiente de las posibilidades previstas de afectación, de la ubicación del componente ambiental considerado y, en menor grado, de

las medidas de precaución que se adopten. El riesgo asociado con la sensibilidad es más común dentro de la fase de operación del proyecto. Las áreas sensibles pueden coincidir o no con el área de influencia directa inmediata en torno al proyecto.

Se consideran sensibles las siguientes áreas o sitios:

El corredor de la vía de acceso al área implicada durante la fase de construcción.

Todo cauce natural menor potencialmente afectable (desvíos, canalización, pasos) por las obras, como pueden ser las quebradas Pum Pum, La Empresa, entre otras.

Viviendas ubicadas a menos de 100 m de cualquier punto del proyecto con actividades constructivas y a menos de 500 m de las instalaciones en operación, de manera que el viento pueda acarrear hasta ellas polvo, ruidos o malos olores que lleguen a generarse.

Alrededores del terreno de construcción (especialmente toda zona arborizada a menos de 30 m del cauce de las quebradas Aguablanca y El Molino), hasta donde puedan trascender sedimentos, ruido y humo generados por las obras, e incluso tala innecesaria o no autorizada de vegetación protectora.

**4.4.3 Posibilidades de intervención.** La presentación de este apartado está sustentada en la necesidad establecer una “Zonificación para la Actividad”, indispensable para establecer criterios “macro” de manejo ambiental y social del proyecto.

Este concepto determina, como su nombre lo indica, las áreas susceptibles de ser intervenidas en mayor o menor grado o de no ser intervenidas en absoluto. El grado de intervención posible está dado por las características del proyecto, la oferta ambiental presente y la normatización y legislación que exista sobre el particular.

❖ **Área de intervención sin restricciones.** Coincide parcialmente con el área de influencia directa inmediata y corresponde a los lotes donde se ejecutará el proyecto y a sus corredores de acceso. En dichos lotes se llevarán a cabo las labores de adecuación del terreno (eliminación de vegetación, movimiento de tierras, excavaciones, compactaciones), obras propiamente dichas, montajes, etc., en donde se espera la manifestación inmediata y directa de la mayor parte de los efectos atribuidos a la fase de construcción, especialmente sobre el componente biótico.

El concepto “sin restricciones” implica que se trata de un área en la que pueden adelantarse todas las actividades necesarias para construir y operar el proyecto y no que no deban adoptarse medidas de control ambiental.

❖ **Área de intervención con restricciones.** El área de intervención con restricciones corresponde a la periferia inmediata del lote adquirido y coincide parcialmente con el área de influencia directa cercana. Igualmente la actividad está restringida en las zonas de vegetación protectora de las quebradas Aguablanca y El Molino, que eventualmente pueden utilizarse para actividades que no impliquen ningún tipo de desmonte significativo, como lo es el depósito de materiales.

Así, la intervención sobre determinada área privada deberá ser previamente consultada y autorizada por su propietario y con mayor razón si la intervención causa algún daño, detrimento o desmedro de sus bienes, caso en el cual deberá ser proporcional y oportunamente compensado.

En otras palabras, el concepto de restricción no solo alude a la posibilidad o no que exista de adelantar una obra o actividad, puesto que muchas veces las posibilidades se amplían grandemente si se toman las precauciones adecuadas, suficientes y oportunas; al punto que una actividad que a primera vista no parezca ambientalmente viable, puede llegar a serlo si está convenientemente planeada y ejecutada sin que ello implique demoras o costos mayores.

#### **4.5 EVALUACION AMBIENTAL**

**4.5.1 Presentación.** El análisis de los efectos que el proyecto de construcción del sistema de acueducto y alcantarillado para el nuevo asentamiento de Herrán puede tener sobre el medio ambiente enfoca la problemática ambiental que se causaría si no se toman las medidas de prevención, mitigación y compensación definidas en el proyecto. No obstante, de la lectura del Plan de manejo, se infiere que la mayor parte de los efectos son ampliamente mitigables, cuando no completamente prevenibles.

#### **4.5.2 Efectos de segura ocurrencia o de lenta o costosa mitigación.**

❖ **Pérdida parcial de la vegetación presente en el lote.** Para poder adelantar el proyecto será necesario eliminar varios árboles y arbustos que hoy se encuentran en los sitios donde serán localizadas diferentes estructuras, equipos, vías y otros componentes de este. El efecto se

considera como seguro, puntual, de baja magnitud, duradero (mientras la vegetación de reemplazo se desarrolla), acumulativo, regularmente mitigable y compensable con acciones de arborización.

❖ **Alteración de patrones hidrológicos.** La eliminación inicial de la vegetación y de la capa vegetal y la generación de áreas duras, disminuirá o incluso eliminará la posibilidad de que el agua lluvia sea absorbida y retenida temporalmente, y esta escurrirá rápidamente tan pronto caiga. Esta consideración es válida para la fase de construcción del proyecto, cuando el caudal, impulsado por la pendiente, puede arrastrar y arrojar al drenaje natural aguas abajo del lote una gran cantidad de material. En otras palabras, el ya referido efecto de contaminación por sedimentos estará estrechamente ligado a las alteraciones en el patrón de flujo superficial de las aguas.

❖ **Deterioro de la calidad del aire.** La operación de la maquinaria y equipos que se necesitan para labores de descapote, nivelación, compactación, mezcla de concreto, pavimentación, transporte de materiales y residuos, etc., generarán, en algunos casos de manera inevitable, ruido, polvo y humo que eventualmente podrán trascender los límites físicos del área de influencia inmediata del proyecto.

Lo anterior hará disminuir la calidad del aire ambiente en el lugar durante los momentos o períodos en que se produzcan las emisiones. La ocurrencia de estos efectos es segura (aunque la eventualidad puede variar con las etapas del proyecto; siendo mucho más intensa y frecuente en la etapa inicial); de ámbito generalmente puntual (aunque el ruido y el polvo pueden llegar a afectar al vecindario); de magnitud que puede ser alta (polvo), moderada (ruido) o baja (humo), de ocurrencia recurrente y duración efímera y no mitigable (salvo por las medidas de protección personal).

❖ **Cambio en el uso del suelo.** Desde el punto de vista ecológico, la construcción del proyecto implica que los lotes, que actualmente hacen parte de predios con características rurales (potreros, árboles frutales y otros, agua corriente, viviendas, animales domésticos), se transformen en instalaciones que modificarán radicalmente el uso del suelo, la topografía y el paisaje.

Este efecto se considera de segura ocurrencia, puntual, de elevada magnitud, acumulativo, permanente y no mitigable.

❖ **Pérdida o degradación de hábitat y nichos para la fauna.** La eliminación de un buen número de árboles y arbustos y la remoción de la capa vegetal del suelo, significarán la pérdida (en unos casos permanente y en otros temporal) o al menos la degradación de los hábitat y nichos ecológicos para la mayor parte de las especies animales identificadas en el lugar, especialmente para aves y reptiles.

El efecto se considera como de segura ocurrencia, puntual, duradero (a veces permanente), acumulativo, de moderada magnitud y relativamente mitigable, aunque a mediano y largo plazo.

#### **4.5.3 Efectos evitables o mitigables solo con medidas de precaución o mitigación.**

❖ **Contaminación del drenaje local con sedimentos.** Como consecuencia del descapote del terreno y el movimiento de tierras, se expondrá gran cantidad de material suelto. Parte importante de él será susceptible de ser arrastrado por la escorrentía pluvial hacia la parte baja de

los lotes, donde puede alcanzar a las quebradas La Empresa y El Molino, incrementando el volumen de sedimentos en sus cauces.

❖ **Modificación drástica del paisaje.** La remoción de la vegetación, el movimiento de tierras y la construcción del proyecto alterarán sustancialmente el paisaje de manera permanente. La ocurrencia del efecto, de carácter acumulativo, es segura, tendrá un radio de acción puntual, una magnitud elevada y buenas posibilidades de mitigación. El grado de mitigación que se logre estará dado por el tratamiento paisajístico que se de al proyecto y la cantidad y el tipo de árboles y arbustos que se siembren.

#### **4.5.4 Efectos de nula o baja posibilidad de ocurrencia y/o de escasa magnitud.**

❖ **Insalubridad, malos olores, proliferación de plagas.** Un muy descuidado manejo de residuos sólidos (especialmente orgánicos, como restos de comida), durante la fase de construcción, pueden generar los efectos mencionados.

❖ **Detrimento en la salud de los operarios.** Los operadores de maquinaria pesada o de taladros neumáticos durante jornadas de varias horas continuas; estarán expuestos a cargas térmicas, a la inhalación de partículas de humo y polvo y a presiones sonoras que, día tras día, pueden llegar a representar problemas auditivos o respiratorios o incrementar otros ya crónicos o incipientes que puedan padecer los operarios expuestos. Por otra parte, ciertas actividades o la utilización de equipos manuales que generen ruidos (taladros, pulidoras) o vapores (pinturas, solventes) pueden representar riesgos para la salud auditiva o respiratoria de quienes los utilicen.

**4.5.5 Efectos favorables.** Mejoramiento del servicio de suministro de agua potable, garantizando un abastecimiento continuo y una óptima calidad.

Adecuada recolección, conducción y evacuación de las aguas residuales domésticas y pluviales del nuevo asentamiento de Herrán.

Generación de empleo, especialmente mano de obra no calificada durante la etapa de construcción.

Aumentos en la demanda de servicios y equipos y en la producción y comercialización regional de materiales y elementos de construcción.

## **4.6 PLAN DE MANEJO AMBIENTAL**

**4.6.1 Adecuación de vías de acceso para tráfico pesado.** Se debe garantizar que antes de iniciar las labores de construcción, todas las vías de acceso vehiculares se encuentren en las mejores condiciones, tengan capacidad suficiente para el paso de la maquinaria, no vayan a deteriorarse, de modo que restrinjan la circulación y seguridad de los usuarios regulares de las mismas. Para este fin se rectificarán y reforzarán las vías y/o estructura (puentes, box culvert, alcantarillas y cunetas) existentes y colocar señales preventivas e informativas. Todas estas acciones tienen por objeto garantizar la conservación y mejoramiento de las condiciones de seguridad para conductores y peatones durante el desarrollo del proyecto y trae consigo algunas consecuencias como el aumento de las emisiones de polvo y en la frecuencia e intensidad de ruido automotor en el corredor de la vía, el probable incremento en la tasa de accidentalidad en la vía, etc.

Las labores de mejoramiento y construcción de la infraestructura vial se deben programar desde por lo menos 3 meses antes de iniciar la construcción del proyecto de acuerdo con el siguiente procedimiento:

- Evaluación de las condiciones del corredor por parte de un ingeniero de vías y/o un geotecnista.
- Señalización sobre el terreno los sitios donde se requiere mejorar la rasante y/o reforzar alguna de las estructuras.
- Realizar los ensayos de campo y laboratorio necesarios para el diseño de las obras de mejoramiento.
- Censar los sitios de servicio comunitario (centros de enseñanza, zonas residenciales, tránsito de animales, etc.) donde se justifique colocar señales preventivas e informativas para todos los usuarios de la vía.
- Construcción de obras de mejoramiento, refuerzo de las estructuras y señalización vial de acuerdo con los diseños.
- Evaluación de las condiciones del corredor por parte de un ingeniero de vías después de terminadas las obras de construcción del proyecto.

**4.6.2 Manejo del desmonte selectivo.** La importancia y magnitud que se esperan del impacto por la tala es relativa. Pese a que será permanente, se considera puntual y fácilmente compensable a mediano plazo. La pérdida de algunos árboles de gran tamaño es importante desde el punto de vista paisajístico.

Los principales impactos serán:

La pérdida equivalente de productividad, la pérdida de la capacidad del suelo para retener agua y el aumento en la tasa de escorrentía y arrastre de material (al desaparecer los aportes de materia orgánica y hojarasca), aumentando la sedimentación en las corrientes de agua.

Contaminación con desechos vegetales, si el material sobrante no se recoge o se dispone inadecuadamente.

Posible contaminación del suelo y del agua con residuos de aceite y gasolina de uso en las motosierras.

La modalidad de tala dirigida, la recolección de desechos y la arborización general de toda el área de influencia directa inmediata del proyecto son algunas de las medidas de mitigación y compensación que se deben tomar.

**4.6.3 Manejo de fauna.** Se pretende impedir o minimizar la muerte o el desmedro de las especies de la fauna nativa aun presentes en el área bajo estudio, como consecuencia de las actividades del proyecto.

Las acciones se adelantarán en toda el área y durante todas las actividades del proyecto, a saber; topografía, establecimiento de campamentos, excavación, construcción y operación de todos los componentes.

El impacto ambiental sobre la fauna terrestre podrá ser la muerte o el desarraigo de los animales menos hábiles para huir durante la construcción, de la maquinaria o de las personas que los consideren peligrosas, comestibles, apropiados como mascotas o comercializables.

Este efecto se producirá en toda el área de influencia directa inmediata. Los pichones de aves y neonatos o juveniles de mamíferos pueden morir o ser capturados al caer los árboles y arbustos que sean derribados y, en general los huevos y camadas, así como anfibios y reptiles adultos poco hábiles para escapar, que se encuentren a nivel del suelo o subsuelo al paso de motosierras, vehículos y maquinaria.

Previamente al inicio de cualquier actividad relacionada con trabajos de campo, se instruirá a todo el personal que en ellas intervenga sobre la importancia de la conservación de la fauna como recurso indispensable para el mantenimiento del equilibrio ecológico y sobre la legislación vigente, con el fin de concientizarlo sobre el mínimo efecto que las actividades deben tener sobre el recurso y advertirlo sobre las consecuencias de carácter laboral y legal que puede acarrear sobre el infractor el no aplicar oportuna y correctamente las medidas de protección o el contravenir las prohibiciones sobre el particular.

Con respecto a las especies que puedan resultar peligrosas para las personas, tales como serpientes venenosas y enjambres de abejas, durante las charlas de instrucción previas se instruirá al personal sobre la forma de reconocer las primeras para no matar individuos inofensivos y de ahuyentar las segundas. Existen para este último efecto cápsulas con humo repelente que es inocuo. Cada frente de trabajo portará estos elementos para utilizarlos en caso de necesidad, en vez de encender fuego que puede propagarse de manera incontrolada.

**4.6.4 Manejo de aguas de escorrentía.** Debe darse un manejo cuidadoso al exceso de aguas de escorrentía producidas en la zona del proyecto como consecuencia del desmonte y del descapote en esta área durante la construcción, con el fin de que no produzca erosión y degradación especialmente en las quebradas El Molino y La Empresa.

El desmonte, el descapote, las excavaciones y en general el movimiento de tierras durante la construcción del proyecto producirá cambios en el tiempo de concentración y la capacidad de regulación hídrica del área, lo cual traerá como consecuencia un aumento de la escorrentía.

El aumento de la escorrentía, incrementará la erosión laminar y traerá como consecuencia un aumento en la cantidad de sólidos en suspensión que entraran a las quebradas El Molino y La Empresa.

Como medida de prevención se debe demarcar claramente el límite de las áreas a descapotar para evitar excesos por parte de los maquinistas, cubriendo el área necesaria de acuerdo con los límites del replanteo topográfico de las áreas a construir, evitando afectar árboles y/o corredores de preservación de vegetación. Además, las labores de descapote no se deben iniciar sin tener adecuado el sistema de drenaje.

**4.6.5 Manejo de acarreo, excavaciones y rellenos.** Es importante minimizar el aporte de sedimento y material particulado al entorno que el agua lluvia y de escorrentía producirán sobre los suelos durante el perfilado y adecuación del terreno y las excavaciones para cimentar las estructuras, disminuir la generación de polvo durante el movimiento de volquetas y otros vehículos protegiendo a maquinistas y obreros de afecciones respiratorias y optimizar el uso de la maquinaria y los equipos contratados para el proyecto, conviniendo con los propietarios de fincas en cuyos predios se puedan extraer suelos residuales como material de préstamo para terraplenes.

La modificación del perfil natural del terreno, la generación de polvo, la reactivación de deslizamientos en áreas inestables, la formación de surcos y cárcavas sobre las superficies perfiladas, el incremento de la turbiedad del agua de escorrentía, y la propagación de enfermedades respiratorias son algunos de los principales impactos que el proyecto podría generar en la zona.

Como medidas preventivas se recomienda evaluar y cuantificar las calidades del material de corte y de las excavaciones a nivel de diseño y definir el sitio

de disposición final, definir en la etapa de diseño los sitios de cantera más cercanos al proyecto donde pueda adelantarse un programa de compensación de suministro de material de cantera por área explanada, mantener humedecidas las vías de acceso y las zonas de circulación de maquinaria en el área, la construcción de obras provisionales de drenaje y dotar al personal que labore y /o transite por este sector de gafas y mascarillas que los protejan del polvo.

La firma interventora ambiental contratada dispondrá de un supervisor, con experiencia en obras de control de la erosión hídrica, además deberá supervisar las labores de descapote, perfilado, excavación, relleno y explanación que se realicen en la(s) cantera(s) y en el potencial botadero durante la construcción.

**4.6.6 Manejo de combustibles y lubricantes.** Se pretende evitar la contaminación del agua y, en menor grado del suelo, con residuos de combustibles y lubricantes utilizados en los vehículos y maquinaria ya que el inadecuado manejo de combustibles y lubricantes o de sus residuos podrá producir contaminación de las aguas de escorrentía, con las consecuencias previsibles sobre las quebradas de la zona. Los hidrocarburos modifican la tensión superficial del agua, impidiendo la normal disolución del oxígeno. Dependiendo del volumen derramado, lo anterior podría producir tres efectos directos y no mitigables, como son la muerte de organismos en todos los niveles de la cadena trófica (siendo los peces los más afectados), la imposibilidad de utilizar el agua con cualquier fin y el relacionado con el aspecto estético de las corrientes afectadas.

Como medidas de prevención se deben programar charlas sobre cuidados en el manejo de combustibles, lubricantes y disposición de residuos a todo el personal; utilizar medios de transporte y recipientes adecuados para el

almacenamiento de combustibles y lubricantes y para el destino final de sus residuos; demarcar, señalizar y aislar el área destinada al manejo de estas sustancias; recolectar completa y oportunamente los eventuales regueros de aceites.

La interventoría ambiental deberá incluir en su informe periódico un concepto sobre las condiciones de seguridad industrial y ambiental de las instalaciones y operaciones de suministro de combustibles y lubricantes, como resultado de las inspecciones que en cualquier momento haga en desarrollo de sus funciones, además, verificará que los cambios de aceites lubricantes se realicen en el sitio designado para el efecto, utilizando los recipientes adecuados y con las consideraciones ambientales necesarias en cuanto a regueros.

**4.6.7 Manejo de excretas y aguas servidas.** Se proyecta evitar la contaminación del agua de escorrentía con materia fecal y aguas grises, así como la insalubridad y malos olores.

Si no se toman las medidas correspondientes, pueden generarse malos olores en el área de trabajo por la presencia de materia fecal en diversos puntos e insalubridad en el personal por aparición de moscas transmisoras de enfermedades parasitarias.

Como medidas de prevención se recomiendan la construcción de unidades sanitarias temporales suficientes para el uso de todo el personal que laborará en la construcción del proyecto y se establecerá la obligatoriedad para todo el personal, de utilizar las instalaciones sanitarias que se construyan.

La interventoría ambiental constatará que el sistema sanitario esté construido y operable a la fecha de la iniciación de los trabajos constructivos y que no existan excretas humanas expuestas a la intemperie en el área ni a menos de por lo menos 100 m de distancia de cualquier frente de trabajo.

**4.6.8 Manejo de residuos sólidos.** Se busca eliminar o minimizar la generación de residuos sólidos domésticos o no, y la eventual inadecuada disposición de los mismos.

En la charla de inducción ambiental que recibirá todo el personal involucrado en el proyecto en la etapa preparatoria, se incluirá el tema de la minimización, clasificación y adecuada disposición de los residuos sólidos que se pudieren generar en el área de influencia directa del proyecto.

El impacto ambiental que genere un exceso de residuos abandonados en el área del proyecto o sus alrededores es principalmente de dos tipos: Contaminación y empobrecimiento del paisaje.

Una eventual falta de adecuada disposición temporal de residuos orgánicos generaría malos olores e insalubridad por la presencia de insectos y roedores, además, la ausencia de clasificación y de recolección o de orden en esas actividades aumenta la posibilidad de accidentes de trabajo como caídas y cortaduras, especialmente.

Como medida preventiva se debe implementar un programa de selección y separación de residuos en todas las instalaciones del campamento y de las obras que los produzcan, clasificados y depositados en recipientes apropiados, así: orgánicos biodegradables (restos de comida, bolsas de cemento), orgánicos reciclables (papel, cartón), metálicos, vidrio y plásticos y cauchos.

Finalizado el proyecto, se efectuará una recolección general de residuos en toda el área de influencia directa inmediata del proyecto.

La interventoría ambiental debería efectuar inspecciones no programadas a las áreas de campamento, de trabajo y en los alrededores para evaluar el estado de aseo de las mismas, especialmente en lo relacionado con las basuras que típicamente son arrojadas por el personal, como bolsas y vasos de plástico, recipientes de enlatados, botellas de vidrio, envoltorios de icopor, restos de herramientas de trabajo, etc.

**4.6.9 Manejo de concretos.** Los volúmenes de concreto y la magnitud de las estructuras conllevan al manejo de desperdicios, al uso de formaletas y de cimbras, a la adecuación de patios de mezclas y al desplazamiento de camiones mezcladores o mixers desde las plantas de concretos. Estas actividades generan la producción de escombros y desperdicios de construcción, que necesitan de un manejo preciso para evitar la contaminación de corrientes de agua.

La generación de polvo y ruido, la producción de escombros y desperdicios de construcción, el incremento de la turbiedad del agua de escorrentía y la propagación de enfermedades respiratorias son los mayores problemas que el manejo de concretos puede generar.

Como medidas de prevención se debe dotar al personal que labore y/o transite por este sector de gafas y mascarillas que los protejan del polvo, minimizar el desperdicio y adquirir materiales a empresas que cuenten con licencia ambiental para la explotación y comercialización de agregados.

## **5. ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA CONSTRUCCIÓN Y PAGO DE LOS DIFERENTES COMPONENTES DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO**

### **5.1 SISTEMA DE ACUEDUCTO**

#### **5.1.1 Preliminares.**

❖ **Valla de aviso de la obra.** Las vallas se colocarán en el área donde se ejecuten las obras de construcción del acueducto, y en el sitio que determine la interventoría.

La valla tendrá un tamaño de 2.0\*4.0 metros, fabricada en lámina de zinc galvanizada calibre 20 en cuerpos separados de 0.4\*1.8 metros, marcos de la lámina con 0.20m de vuelo con tortillería galvanizada antes del decorado. El decorado deberá ser de laca especial para intemperie, el cual será suministrado por el contratista.

El contratista suministrará, transportará, instalará, hará las refacciones y reparaciones necesarias, de las vallas, de tal manera que permanezcan siempre legibles y en buen estado

❖ **Instalación de campamentos.** Se entiende por campamento las casas tomadas en alquiler para el almacenamiento de los materiales, equipos, accesorios de la construcción, alojamiento del personal que resida en las obras y para la instalación de las oficinas necesarias al servicio del Constructor y de la Interventoría.

El campamento consta mínimo de los siguientes servicios:

- Un salón para oficinas, con cabida por lo menos para un escritorio.
- Un depósito para almacenamiento de los materiales, equipos, accesorios y materiales primordiales como madera, cemento, tuberías, hierro, etc., ordenados adecuadamente, con corredores de fácil acceso para una rápida localización y evacuación. Así mismo los materiales como el hierro, equipos y accesorios deberán protegerse contra la corrosión y no dejarlos expuestos a la intemperie.

❖ **Localización y replanteo.** La localización y el replanteo consiste en situar en el terreno por medio de estacas y con la ayuda de un teodolito y nivel de precisión, los alineamientos y cotas del proyecto, tomando como base las magnitudes, niveles y referencias, indicadas en las carteras respectivas, las que se hallen en el terreno o las colocadas a medida que se vayan realizando los trabajos.

- **Carteras de campo.** Todas las operaciones, anotaciones y correcciones propias de la construcción, realizadas en la localización y replanteo, se anotarán en las respectivas carteras de tránsito y nivel, procurándose el mayor acopio de datos y referencias de los alineamientos y B.M.

Se dibujarán esquemas en planta y perfil bien acotados de las obras construidas, y las carteras citadas anteriormente se mantendrán a disposición de los interventores.

- **Plano de construcción.** Las modificaciones o variaciones que se sucedan durante la construcción, se llevarán a las copias de los planos y se indicarán claramente los cambios con sus nuevas medidas para que se integren posteriormente a los planos definitivos de la obra, que serán requisito

indispensable para la liquidación del contrato. Dichos planos deberán contener la mayor cantidad de datos y referencias posibles.

- **Medición y pago.** Tanto la medición como el pago se hará en forma global y deben incluirse los costos por concepto de mano de obra, herramientas, alquiler de equipo, en el correspondiente análisis de precios.

En la instalación de campamento el contratista deberá incluir dentro de su análisis unitario del valor global de dicho campamento en madera y lámina de zinc y se responsabilizará de retirar o demoler este campamento antes de la terminación de las obras.

La medición y pago de las vallas se cobrarán también como un valor global. Su precio incluirá las actividades antes descritas, el sostenimiento necesario, los anclajes, vigilancia, mano de obra, transporte y demás gastos directos e indirectos.

#### **5.1.2 Manejo, transporte e instalación de tuberías y accesorios.**

❖ **Descripción.** Comprende el manejo cuidadoso, transporte local y colocación de la tubería, así como el acople de los accesorios, de acuerdo a los planos y / o a la Interventoría. La tubería y accesorios serán suministrados por LA EMPRESA.

❖ **Manejo y transporte general de las tuberías y accesorios.** El CONTRATISTA deberá instalar en el sitio de la obra un campamento para colocar las tuberías y accesorios, localizado en puntos de fácil acceso para el transporte de la tubería. La localización del campamento deberá ser aprobada por la Interventoría.

El CONTRATISTA deberá nombrar un representante que retire a satisfacción la tubería y accesorios que le sean entregados en las bodegas de LA EMPRESA, como garantía de que se le entreguen en perfectas condiciones. De la misma manera deberá vigilarse el buen manejo de la tubería en los sitios de trasbordo, el cual deberá ser ejecutado por personal con experiencia en esa clase de trabajos.

Antes de la colocación definitiva de tubería y accesorios la Interventoría procederá a hacer una revisión minuciosa y rechazará cualquier elemento que haya sufrido desperfectos después de haber sido entregados en perfectas condiciones al CONTRATISTA.

Durante el transporte de la tubería no se debe permitir que se adicione otro tipo de carga sobre la tubería y accesorios.

Si una tubería o accesorio, en cualquier etapa del transporte, manipulación o almacenamiento, llegase a presentar deterioro o marca con una profundidad superior al 10% del espesor de la pared, deberá desecharse el tramo dañado o la pieza, según sea el caso.

Las tuberías en rollos o hinchadas podrán transportarse en forma horizontal. Se emplearán plataformas transportables (pallets).

Se deberá almacenar la tubería en una superficie nivelada y en posición horizontal. La altura máxima para apilar tuberías sobre tierra nivelada a piso duro es de 1.20m.

La tubería en rollos, deberá almacenarse su hinchada y permanecer así hasta su utilización. Deberá almacenarse acostada y a una altura máxima de 1.50m para evitar ovalación por causa de sobrepeso.

❖ **Instalación de tuberías y accesorios.** La instalación de tuberías y accesorios comprende el transporte local, arreglo del fondo de la zanja, bombeo, bajada de los tubos y accesorios y acople correcto, pruebas hidráulicas, desinfección de las tuberías y entrega de los conductos en perfecto estado de funcionamiento.

- **Transporte local.** Se entiende por transporte local el requerido para transportar los tubos y accesorios desde los campamentos del CONTRATISTA hasta el sitio de colocación, los cargues, y demás manejo de los materiales hasta su instalación definitiva.

El costo del transporte local se incluirá en el precio por metro lineal de tubería o unidad de accesorio instalado.

- **Arreglo del fondo de la zanja.** Consiste en la perfilada de la superficie de apoyo hasta dejarla plana y nivelada con el fin de que el asentamiento de la tubería sea uniforme en toda su longitud.

Cuando las condiciones del fondo de la excavación no sean adecuadas para la colocación de tuberías de acuerdo al Interventor, se deberá colocar una capa de recebo arenoso, o triturado bien apisonado el cual se pagará en el ítem de relleno en material seleccionado.

La zanja deberá ser lo mas angosta posible dentro de los limites practicables y que permita el trabajo dentro de ella si es necesario.

No se debe desenrollar la tubería en forma de espiral. Adicionalmente se deberá instalar en forma serpenteada para facilitar los movimientos de tierra, o por contracciones y dilataciones del material.

- **Bajada de la tubería a la zanja.** Los tubos antes de bajarse a la zanja deberán limpiarse interiormente, dejándolos completamente aseados especialmente en los extremos.

Los tubos se bajarán de tal manera que queden lo más cerca posible de su posición definitiva reduciendo al mínimo el manejo dentro de la zanja.

Se podrán bajar manualmente o por medio de equipos mecánicos adecuados y evitando los golpes de los tubos contra las paredes de la zanja.

- **Uniones de los tubos.** La flexibilidad de las tuberías de polietileno permiten curvaturas al encontrarse obstáculos menores facilitando y economizando la instalación.

El radio de curvatura a una temperatura ambiental de 20°C deberá ser aproximadamente de 20 a 25 veces el diámetro nominal de la tubería.

En términos generales para la instalación de los diferentes tipos de unión en las tuberías, se seguirán las instrucciones indicadas en los manuales o guías de las casas fabricantes.

- **Montaje de accesorios.** En términos generales todos los accesorios deberán anclarse convenientemente en bloques de concreto que se localizarán según la dirección del empuje y el tipo de accesorios.

El cálculo y diseño de los bloques de anclaje deberán ser revisados por el CONTRATISTA y en caso de anclajes no previstos en el proyecto, su diseño deberá solicitarlo con la debida anticipación a la Interventoría.

- **Pruebas hidráulicas.** Las pruebas hidráulicas tienen por objeto detectar las posibles fugas o escapes causadas por averías en los tubos, acoplamiento defectuoso de las uniones y en términos generales por fallas en instalaciones no ejecutadas correctamente.

Antes de someter las tuberías a las pruebas, deberá verificarse que las instalaciones se encuentren completamente terminadas y se comprobará que las tuberías hayan quedado debidamente soportadas, los anclajes bien colocados y fraguados y los rellenos convenientemente compactados.

Las pruebas se harán por tramos no mayores de 500 metros o circuitos de igual longitud y se realizarán a medida que avancen los trabajos.

- **Pruebas de presión.** Como norma general, las tuberías se someterán a una presión 1.5 veces la presión máxima de servicio del tramo en prueba, sin exceder la presión de trabajo especificada para la clase de tubería.

El equipo para prueba constará de una bomba de presión manual o mecánica de la capacidad adecuada según los diámetros de las tuberías, un medidor que podrá ser de 5/8" de diámetro, una válvula de retención y un manómetro.

Cuando el tramo que se va a probar, no pueda aislarse por medio de válvulas, se instalarán tapones en los extremos que se acuñarán adecuadamente por medio de gatos hidráulicos, para contrarrestar el empuje causado por la presión de prueba.

La tubería se llenará de agua con una anticipación a la prueba no inferior a 24 horas, durante las cuales deberá expulsarse el aire por medio de ventosas, hidrantes, o perforaciones ejecutadas en las partes altas y en los extremos taponados.

La presión de prueba se mantendrá por el tiempo necesario para comprobar que todos los componentes de la instalación funcionen correctamente, pero de todas maneras dicho período de tiempo no será inferior a cuatro horas.

En términos generales para la prueba de presión, además de las normas anotadas, deberán tenerse en cuenta las estipuladas en cada caso por los fabricantes de las tuberías.

Durante la prueba todos los tubos que resultaren rotos serán reemplazados por el CONTRATISTA.

De la misma manera las uniones que presentaren escapes serán ajustadas siguiendo los métodos más indicados para el efecto, de no ser posible serán desmontadas y reinstaladas.

Una vez que sean ejecutadas las reparaciones del caso, las pruebas se repetirán las veces que sean necesarias, y hasta cuando el Interventor de su aceptación.

- **Prueba de estanqueidad.** La prueba de estanqueidad se hará con la presión máxima de servicio y por un período de dos horas durante las cuales se comprobará que no hay escapes por las uniones y accesorios.

La presión deberá mantenerse constante hasta donde sea posible. Los máximos escapes permitidos durante las pruebas son indicados en la tabla 18.

Tabla 18. Máximos escapes permitidos en las pruebas.

<b>PRESION DE PRUEBA Kg/cm2</b>	<b>ESCAPE EN LITROS POR PULGADA DE DIAMETRO POR 24 HORAS POR UNION</b>
<b>15</b>	0.08
<b>12.5</b>	0.07
<b>10</b>	0.06
<b>7</b>	0.05
<b>3.5</b>	0.03

De la misma manera que para la prueba de presión se seguirán en cada caso, las normas estipuladas por los fabricantes de las tuberías.

Las uniones que resultaren con escapes serán ajustadas lo máximo posible o reemplazadas hasta que las fugas queden dentro de los límites permitidos.

Cuando se hayan ejecutado a satisfacción de la Interventoría todas las reparaciones resultantes de las pruebas, se procederá a terminar el relleno y apisonado de la zanja.

- **Desinfección de las tuberías.** Toda red debe ser desinfectada antes de ponerse en servicio.

Antes de aplicar los desinfectantes debe lavarse la tubería. El desinfectante utilizado será el cloro aplicándolo proporcionalmente a la cantidad de agua que circula por la tubería, para una concentración de 5.0 ppm.

El período de retención dentro de la tubería no debe ser menor de 24 horas, y el contenido de cloro residual en los extremos del tubo y en los demás puntos representativos deberán ser por lo menos de 0.5 ppm.

Una vez hecha la desinfección se descargará completamente la tubería.

Siempre que se hagan cortes a las tuberías, para empates, reparaciones, etc., deberán desinfectarse.

❖ **Medición y pago.**

- El manejo y transporte en general de tubería, se pagarán por metro lineal de tubería instalada, incluyendo el accesorio, con aproximación a un decimal.

El precio unitario deberá incluir todos los costos de mano de obra, materiales equipos y demás costos directos e indirectos utilizados en las operaciones de transporte general desde las bodegas de la EMPRESA, hasta los campamentos del CONTRATISTA, imprevistos para sustitución de materiales averiados, almacenamiento de tuberías y accesorios, vigilancia y garantía de manejo de materiales.

- La unidad de medida de la instalación de tubería será el metro lineal con aproximación a un decimal. La medida se tomará directamente sobre la tubería instalada y siguiendo las pendientes de los alineamientos, sin incluir los accesorios.

En el precio unitario por metro lineal de tubería instalada, se incluirán todos los costos de mano de obra, materiales, alquiler de equipos y demás costos directos e indirectos utilizados en las operaciones de transporte local, arreglo del fondo de la zanja, instalación de tuberías, pruebas hidráulicas, lavado y desinfección de las tuberías, teniendo en cuenta las instrucciones y especificaciones de la casa fabricante para su instalación y entrega en perfecto estado de funcionamiento.

- La unidad de medida en la instalación de accesorios será por unidad instalada. Se incluirá en el precio unitario, todos los costos de mano de obra, de los materiales, alquiler de equipos y demás costos directos e indirectos utilizados en las operaciones de transporte local, colocación de uniones y accesorios, pruebas hidráulicas, lavado y desinfección de los accesorios y entrega de los mismos en perfecto estado de funcionamiento.

Los costos de la instalación de los accesorios no incluirán la construcción de los anclajes indicados en los planos o requeridos por el fabricante para el tipo de accesorios y presión de trabajo o especificados por el Interventor. Estos se pagarán por M<sup>3</sup> de concreto colocado.

❖ **Otros accesorios.**

- **Cajas de válvulas sectorización.** Se construirá con ladrillo tolete de arcilla, usando como mortero de pega una mezcla 1:3. En el fondo se fundirá una placa de concreto de 3000 psi de 10cm de espesor. En la parte superior se colocará una placa de concreto de 10cm de espesor.

Las cajas se construirán siguiendo las especificaciones consignadas en los planos.

### **5.1.3 Excavaciones y rellenos.**

❖ **Excavaciones.**

- **Excavaciones en general.** Las excavaciones comprenden todas las operaciones destinadas a la remoción y extracción de cualquier clase de material y actividades tales como: entibar, acodalar, tablestacar, entarimar, bombear aguas, retirar derrumbes y cualquier obra que por la naturaleza del

terreno y características del proyecto, deban ejecutarse por medios manuales (pica y pala) o con el uso de explosivos para la construcción, como se indica en los planos y según el concepto del interventor. También incluirá cualquier excavación que el Interventor considere necesaria para la correcta ejecución de la obra.

En caso de que el suelo encontrado en las cotas especificadas no sean apropiados para el apoyo de las estructuras y tuberías, o que sea necesario excavar hasta una profundidad adicional, la excavación deberá llevarse hasta donde lo ordene el interventor.

Durante el proceso de trabajo puede ser necesario o aconsejable variar las dimensiones de las excavaciones mostradas en los planos, contenidos en las especificaciones o recomendaciones por la interventoría.

Cualquier aumento o disminución de las cantidades excavadas como resultado de dichos cambios, deberán ser ejecutadas por el contratista a los precios unitarios fijados en el contrato para cada uno de los ítems de excavación.

#### **- Clasificación de las excavaciones.**

**Excavaciones en tierra o conglomerado.** Son todas las ejecutadas en terrenos tales como arcilla blanda, arena, barro, lodo, capas vegetales, además de materiales como la arcilla muy dura, el peñón, la grava, las piedras sueltas y cantos rodados de volumen hasta de  $1/3m^3$ , la roca blanda o desintegrada, la pizarra y el material que por encontrarse amalgamado con las rocas sueltas sean de difícil remoción, a juicio del interventor.

La diferencia en precios unitarios entre la excavación de material común para zanja y para estructuras se debe a los rendimientos que para una y otra forma de excavación varían.

**Excavaciones en roca.** Son las que se ejecutan en materiales de solidez y dureza tales, que para su extracción, a juicio del interventor, se requiere el empleo de explosivos y taladros mecánicos o manuales.

Estos materiales comprenden, la roca viva, las piedras sueltas y cantos rodados de volumen mayor a  $1/3\text{m}^3$  y el material que por encontrarse muy mezclado con las rocas, sean de difícil remoción, a juicio del interventor.

- **Límite de pago de las excavaciones.** Dependiendo del tipo de estructura que se vaya a construir, las excavaciones llevarán un ancho máximo, que se tomará como límite para el cálculo de los volúmenes de pago.

Las sobre-excavaciones resultantes por fuera de éstos límites de pago, serán por cuenta y cargo del contratista.

- **Secciones de las zanjas para excavación de las tuberías de acueducto.** Los anchos en las zanjas para la instalación de tuberías serán iguales tanto para redes como para conducciones.

Los volúmenes se calcularán por el promedio de áreas. En terrenos muy irregulares la cubicación se hará para tramos de 10m o menores, a juicio del interventor. Para terrenos muy deleznable, la pendiente de los taludes se acordará previamente entre la interventoría y el contratista.

- **Medida de pago.** La unidad de medida para las excavaciones es el metro cúbico con aproximación a un decimal.

En el precio unitario por metro cúbico se incluirán todos los costos de mano de obra, materiales, combustibles, lubricantes, y alquiler de todo el equipo y la maquinaria utilizados en las operaciones de remoción y extracción del material, entibados y acodalamientos, entarimados, retiro de derrumbes, bombeo de aguas y demás costos directos e indirectos, causados por la correcta ejecución de dichos trabajos.

En el análisis del precio unitario por metro cúbico, deberán tenerse en cuenta los costos estimativos para la reconstrucción de las servidumbres destruidas o dañadas y demás indemnizaciones en que incurra durante el desarrollo de los trabajos.

Para efectos de pago no se tendrán en cuenta las sobrexcauciones ejecutadas por fuera de los límites establecidos, ni las causadas por los derrumbes.

#### ❖ **Rellenos.**

- **Rellenos en general.** Es el conjunto de actividades encaminadas a tapar las zanjas de las excavaciones y la construcción de terraplenes, tales como la selección del material del relleno, la extendida y colocación del mismo y la compactación en capas hasta los niveles indicados en el proyecto o los señalados por la interventoría.

Los rellenos se ejecutarán a mano usando picas, garlanzas, carretillas, pisones de madera o hierro y tizones automáticos manuales.

- **Selección del material de relleno.** El material de relleno no debe contener raíces, cenizas, barro, lodo, césped, piedras sueltas con bordes

agudos ó diámetros mayores de 0.20m, y en términos generales desechos de materia orgánica y vegetal.

Como material de relleno podrá utilizarse el proveniente de las excavaciones, siempre que cumpla con las especificaciones antes mencionadas y sea aprobado por la interventoría.

El material de las excavaciones se acordonará al borde de las zanjas, a distancia prudencial, para evitar que su peso provoque desprendimientos o derrumbes.

En las excavaciones para zanjas de tubería, en lo posible se evitará el amontonamiento del material a ambos lados de la zanja, para efectos de facilitar el tránsito, distribución y colocación de las tuberías.

Cuando el material proveniente de las excavaciones sea insuficiente o inadecuado, se utilizará material de préstamo previamente aprobado por la interventoría, preferentemente arcilla, arena y recebo arenoso.

**- Colocación y compactación del material de relleno.** Antes de proceder a la colocación del material de relleno, la interventoría comprobará que la superficie esté totalmente limpia, libre de basuras, desperdicios, materiales vegetales y sin agua.

El relleno inicial se hará en material escogido, compactado en capas de 0.15m de espesor hasta 0.30m por encima de la estructura de la tubería. El relleno final será en material común de aceptable calidad y exento de piedras grandes compactado en capas de 0.10m. La altura mínima de relleno por encima de la tubería debe ser de 0.8m.

Para los rellenos de zanjas, la interventoría determinará si se debe humedecer o no el material para su compactación.

Para la compactación se utilizarán pisonos manuales de madera ó de hierro, previamente aceptados por la interventoría y con un peso mínimo de 10 kilos.

- **Acabado de la superficie.** Una vez terminados los rellenos, la superficie se nivelará y dejará libre de desperdicios y escombros. El material sobrante se extenderá o se retirará a los sitios especificados en los pliegos de licitación, o los que determine la interventoría.

Los rellenos se deberán ejecutar hasta una altura de 0.20m, más o menos por encima del nivel natural del terreno. La unidad de medida de los rellenos será en metro cúbico compactado, con aproximación a la unidad, por defecto o por exceso, y será cotizado de acuerdo al tipo de relleno, que puede ser a mano, proveniente de las excavaciones o con material seleccionado.

- **Retiro de material sobrante.** Consiste en el cargue y descargue de los sobrantes de las excavaciones, una vez que se ha terminado los rellenos y se haya dejado arreglada la superficie natural del terreno.

- **Medida y pago.** La unidad de medida para el retiro de material sobrante es el metro cúbico con aproximación a la unidad. Dentro del análisis del precio unitario, se deberá contemplar todos los costos por mano de obra y alquiler de equipo, así como los combustibles y lubricantes empleados en las operaciones de cargue y descargue del material en los sitios indicados en los pliegos de la licitación, o lo que determine la interventoría

**5.1.4 Concretos.** Todos los materiales, control de obra y procedimiento de construcción, deben cumplir con las especificaciones de las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente, Ley 400 de 1997.

❖ **Descripción.** La presente especificación se aplicará a la construcción de todas las estructuras de concreto simple, ciclópeo y reforzado, de acuerdo con los alineamientos, elevaciones y dimensiones mostradas en los planos o que ordene la Interventoría.

El concreto estará constituido por una mezcla de cemento Pórtland, agua, grava o triturado como agregado grueso y arena como agregado fino, combinado en las proporciones necesarias según el diseño de la mezcla que apruebe la Interventoría para obtener la durabilidad, impermeabilidad y resistencias especificadas en el Proyecto.

❖ **Cargas y soporte del concreto.** Las cargas de construcción no deben exceder las cargas que el miembro con los apoyos suplementarios temporales, sea capaz de soportar con seguridad y sin daño. La magnitud, el método de distribución y los apoyos temporales propuestos para soportar las cargas adicionales de construcción, deben ser aprobados por la Interventoría.

❖ **Materiales.** Todos los materiales empleados en la fabricación del concreto deberán ceñirse a estas especificaciones y a las instrucciones de la Interventoría. Para comprobar si los materiales a utilizar en la construcción son de la calidad especificada, deberán realizarse los ensayos correspondientes sobre muestras representativas de tales materiales, pues en la obra no podrán ser utilizados materiales que no hayan sido previamente aprobados por la Interventoría.

- **Cemento.** El cemento para todos los concretos deberá ser Cemento Portland Tipo I que cumpla con lo establecido por las normas ICONTEC 121 y 321, y de una marca aprobada por la Interventoría. No se mezclarán cementos de diferentes marcas, ni cementos de una misma marca pero que provengan de diferentes fábricas, a menos que la Interventoría lo autorice expresamente. Así mismo, el cemento a utilizar en la obra deberá corresponder a aquel sobre el cual se hizo el diseño de las mezclas para dosificación del concreto, y cualquier cambio deberá ser aprobado previamente por la Interventoría.

El cemento a granel deberá almacenarse en tanques herméticos. El cemento en sacos deberá guardarse en depósitos cubiertos, sobre plataformas de madera elevadas por lo menos 0.20 metros sobre el nivel del suelo, en arrumes que no excedan de 2.00 metros de altura y separados por lo menos 0.50 metros de las paredes, de tal forma que se garantice su protección en todo momento contra cualquier clase de humedad o contaminación.

El almacenamiento deberá facilitar la inspección e identificación de los bultos para que el cemento se gaste en el mismo orden en que se recibe. No se permitirá la utilización de cemento endurecido o con grumos. Cuando el cemento haya sido almacenado en la obra durante un período mayor de dos meses no podrá ser utilizado, a menos que ensayos especiales y cilindros con este material, demuestren que el cemento está en condiciones satisfactorias.

- **Agregados.** Los agregados para el concreto deben cumplir con la norma ICONTEC 174. Cuando los agregados no cumplan con las especificaciones de esta norma y en la región no se pueda conseguir otro tipo de material, pero se demuestre que estos agregados producen concreto con resistencia y durabilidad adecuadas, podrán ser utilizados siempre y cuando lo autorice la Interventoría.

**Agregado fino.** El agregado fino consistirá en arena limpia, de granos duros, libre de cantidades objetables de polvo, esquistos, pizarras, arcillas, limos, álcalis, ácidos, materias orgánicas y sustancias nocivas. Además tendrá una gradación dentro de los límites de la tabla 19.

Tabla 19. Límites de gradación de los agregados finos.

<b>TAMIZ ICONTEC N°</b>	<b>PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA POR EL TAMIZ ICONTEC</b>
9,51 mm (3/8)	100
4,76 mm (4)	95 a 100
2,38 mm (8)	80 a 100
1,19 mm (16)	0 a 85
0.595 mm (30)	25 a 60
0.097 mm (50)	10 a 30
0.049 mm (100)	2 a 10

El agregado fino no tendrá más del 45% retenido entre dos tamices consecutivos de los indicados en la tabla anterior y su módulo de finura no será menor de 2.3 ni mayor de 3.1.

El contenido de materia orgánica deberá ser tal que en el ensayo de la ASTM designación C-40, se obtenga un color más claro que el standard. El contenido de polvo (partículas menores de 74 micras, tamiz #200), no deberá exceder del 3% en peso, analizado según la designación C-117 de la ASTM. El contenido de partículas blandas como pizarras, sumado al contenido de arcilla y limo, no deberá exceder del 6% en peso.

**Agregado grueso.** El agregado grueso que se emplee en la fabricación del concreto deberá estar constituido por fragmentos de roca sana, de granos duros y resistentes, estar limpios y libres de materia orgánica y otras sustancias perjudiciales.

El tamaño máximo de los agregados gruesos no deberá ser mayor de  $1/5$  de la menor dimensión entre los lados de las formaletas, ni  $1/3$  de la profundidad de las losas, ni  $3/4$  del espaciamiento libre mínimo entre las barras del refuerzo. Sin embargo, podrán obviarse estas limitaciones, si a juicio de la Interventoría, los métodos de compactación y la manejabilidad son tales que el concreto pueda ser colocado sin que se produzcan hormigueros o vacíos.

El agregado grueso no deberá tener una pérdida mayor del 40% en los ensayos de resistencia al desgaste ejecutados según las normas ICONTEC 93 y 98, ni deberá contener piedras planas, alargadas o lajeadas, y la densidad absoluta no deberá ser menor de 2.4.

El contenido de polvo (partículas menores de 74 micras, tamiz #200), analizado según la designación C-117 de la ASTM, no deberá exceder del 3% en peso. El contenido de partículas blandas como pizarras, determinado por medio del ensayo C-142 de la ASTM, no deberá exceder del 3% en peso.

Las fuentes para la producción de agregados finos y gruesos así como los equipos y procedimiento de explotación y elaboración deben asegurar el suministro de materiales de características homogéneas, que cumplan las normas y aprobadas previamente por el Interventor.

El almacenamiento de agregados finos y gruesos deberá hacerse en áreas previamente preparadas para este fin, que permitan que el material se conserve libre de tierra, o de elementos extraños.

Los agregados se clasificarán y se almacenarán separadamente y el CONTRATISTA deberá mantener las cantidades necesarias que le permitan el vaciado continuo del concreto para las estructuras que se vayan a construir. Todo material que se vaya a utilizar como agregado deberá ser aprobado por la Interventoría.

Si el sitio o circunstancias no permiten realizar los ensayos de los materiales, la aceptación de éstos quedará a juicio de la Interventoría, sin eximir al CONTRATISTA en ningún momento de su responsabilidad. Para este caso especial la Interventoría podrá ordenar los ensayos de campo que estime convenientes.

- **Agua.** El agua que se utilice en la fabricación del concreto, como también en el proceso de curado, deberá estar limpia y libre de cantidades perjudiciales de aceites, ácidos, álcalis, sales, materia orgánica y otras sustancias que sean dañinas para el concreto o el refuerzo.

Toda el agua a utilizar en la mezcla o en el período de curado deberá ser aprobada por el Interventor, quien podrá ordenar los análisis de laboratorio necesarios para determinar su limpieza, o como simple medida de control de calidad.

- **Aditivos.** Se utilizarán aditivos cuando así lo indiquen los planos, las especificaciones o el Interventor, en cuyo caso el costo del aditivo estará incluido en el precio unitario del correspondiente ítem de pago del concreto. Más adelante en el numeral de clasificación de los concretos se indicará claramente las partes de estructuras que utilizarán aditivos.

El CONTRATISTA deberá suministrar un aditivo impermeabilizante y plastificante del tipo SIKA u otro producto similar, para todas las partes de las

estructuras que vayan a quedar en contacto con agua y para aquellas obras en donde se especifique o lo ordene el Interventor. El objetivo principal de éste aditivo es evitar que queden hormigueros en las estructuras. La dosificación del aditivo impermeabilizante será aprobada por la Interventoría de acuerdo con la recomendación del fabricante y el CONTRATISTA deberá disponer de las facilidades que permitan la correcta dosificación en la obra.

En las estructuras que dentro del costo del concreto incluya el valor del aditivo y la Interventoría en un caso específico decida que no justifica su uso, el costo total del aditivo será descontado del precio unitario del concreto y si fuere el caso deberá establecerse un nuevo precio unitario para efectos del pago.

Adicionalmente, y a su propio costo el CONTRATISTA podrá utilizar, previa autorización del Interventor, aditivos que varíen las características de la mezcla o del fraguado con el fin de obtener el acabado especificado para una estructura. El CONTRATISTA deberá presentar al Interventor, con suficiente antelación a su uso, muestras de los aditivos propuestos así como las especificaciones del fabricante. En elementos de concreto reforzado, no será permitido el uso de aditivos que contengan cloruro de calcio y otras sustancias corrosivas.

Se aclara que podrá ser necesario usar acelerantes de fraguado en algunas estructuras con el objeto de disminuir el tiempo de construcción y/o posibles interrupciones y además deberá tenerse en cuenta que su uso no sea incompatible con la utilización de los aditivos impermeabilizantes exigidos para esos concretos.

❖ **Proporciones de las mezclas.** Con suficiente anticipación a la iniciación de la ejecución de las diferentes estructuras, el CONTRATISTA diseñará las mezclas de concreto que va a utilizar en obra, para obtener la resistencia y

asentamiento de las clases de concretos especificados. Tanto el diseño de la mezcla como el tipo de materiales que se van a utilizar en la muestra deben ser aprobados por el Interventor.

El diseño de cada mezcla determinará las proporciones en volumen de cada uno de los materiales componentes del concreto, incluida el agua, necesarias para producir un metro cúbico de concreto de la calidad deseada. El CONTRATISTA debe asegurarse que las muestras de los materiales utilizados para el diseño de las mezclas sean representativas de los materiales que se destinarán a la obra.

Junto con los diseños de las mezclas, el CONTRATISTA entregará a la Interventoría los resultados de los ensayos de resistencia a la compresión tomados a los 7, 14, 28 días sobre muestras de cilindros con la mezcla diseñada, preparados y curados de acuerdo con la norma ICONTEC 550 y ensayados según la norma ICONTEC 675. Se deben preparar dos cilindros para cada edad de ensayo y por cada clase de mezcla diseñada. Cuando se usen aditivos, en el diseño de la mezcla se especificará que tipo de aditivo se va a utilizar así como la cantidad en peso o volumen por cada metro cúbico de concreto.

La aprobación previa de la Interventoría al diseño de la mezcla y a los materiales, no implica necesariamente la aceptación posterior de las obras de concreto que el CONTRATISTA construya con base en ellos, ni exime al CONTRATISTA de su responsabilidad de cumplir con todos los requisitos de las especificaciones y los planos, si las muestras tomadas a estos concretos y ensayadas por la Interventoría no cumplen con las resistencias especificadas.

❖ **Formaletas.**

- **Descripción.** Las formaletas se utilizarán en donde sea necesario para confinar el concreto y obtener una estructura que se ciña a los acabados, formas, líneas y dimensiones de los elementos, tal como se indica en los planos y en las especificaciones. El CONTRATISTA debe presentar a aprobación del Interventor el diseño de las formaletas, incluyendo el sistema de colocación y soporte de las mismas.

Las formaletas deben construirse lo suficientemente ajustadas para evitar pérdidas de mortero a través de las juntas, ser resistentes y estar adecuadamente arriostradas o ligadas para mantener su forma y posición y soportar la presión resultante de la colocación y vibrado del concreto sin que se presenten deformaciones.

- **Materiales.**

**Generalidades.** Las formaletas podrán construirse de madera, acero u otro material aprobado por el Interventor. El costo de la mano de obra, de materiales y equipos para la ejecución de las operaciones de fabricación, colocación y soporte de las formaletas, quedarán incluidos dentro de los precios unitarios estipulados para los concretos. No se autorizará formaletas de acero para superficies A-3 ó A-2.

En las esquinas de las formaletas o en donde lo indiquen los planos o en donde lo ordene el Interventor, se colocarán listones triangulares especiales para biselar los bordes del concreto de las superficies permanentemente expuestas.

**Tableros.** La madera y los materiales que se usen para fabricación de las formaletas deben ser de primera calidad y estar constituidos por materiales que no produzcan alteración química ni cambios en el color de las superficies del concreto. Los tableros que se usen en cada sitio, como también el ajuste y

pulimento de los mismos, deben corresponder a los requisitos sobre los acabados de las distintas superficies indicados por estas especificaciones.

Para superficies del Tipo A podrá utilizarse tableros fabricados con madera al tope y cepillada después de terminar la construcción del tablero. También podrá utilizarse formaleta forrada en lámina metálica.

Para superficies tipo A2 y A3 los tableros deben fabricarse en secciones rígidas tan grandes como sea posible, o como lo exija el tratamiento arquitectónico indicado en los planos y estar constituidos por madera machihembrada de primera clase, cepillada y de espesor suficiente para evitar distorsiones o por madera prensada rígida de por lo menos 5 capas pero con tratamiento superficial para obtener una superficie lisa que le de el acabado requerido al concreto. Para las superficies tipo A2 y A3 no se permitirán formaletas metálicas o forradas en lámina galvanizada.

**Uniformidad de los tableros.** Los tableros para superficies tipo A1 y A3 se construirán de modo que produzcan una textura consistente y uniforme en las caras expuestas del concreto según lo indique el Interventor. Todas las tablas deben colocarse en la misma dirección y alineadas horizontalmente, haciendo que las uniones entre los tableros y los marcos formen un plano continuo sin resaltos ni irregularidades. Los tableros deben cepillarse para evitar hasta donde sea posible que los empalmes entre tablas dejen marcas permanentes en la superficie del concreto.

En donde se requiera una continuidad de la superficie, las uniones entre tableros se rellenarán con una masilla de partes iguales de cebo y cemento Portland. Donde lo indiquen los planos y ordenes el Interventor, el CONTRATISTA colocará los listones triangulares en los bordes de las secciones de formaletas para producir una ranura en bajorrelieve.

Después de cada vaciada, se inspeccionarán los tableros para corregir imperfectos de los mismos. No se permitirán remiendos en las superficies de las formaletas, ni tampoco reparaciones con pedazos de madera que modifiquen la apariencia general de la superficie de las mismas.

**Abrazaderas.** Las abrazaderas que se usen para conservar la alineación de los tableros y que vayan a quedar embebidos en el concreto, deben estar constituidas por pernos provistos con rosca y tuercas y ser de tal forma que la porción que permanezca embebida en el concreto quede por lo menos a 5 cm por dentro de las superficies terminadas y además que permitan retirar los extremos exteriores de las mismas sin producir daños en las caras del concreto.

Los huecos que resulten del retiro de las abrazaderas deben llenarse con mortero de consistencia seca.

Por ningún motivo se permitirán abrazaderas de materiales que se deterioren y que puedan producir manchas en las superficies del concreto o que no permitan un soporte fijo y exacto de los tableros. En donde se especifique acabado A1 las abrazaderas podrán cortarse a ras con la superficie del concreto.

- **Limpieza y engrase de formaletas.** En el momento de colocar concreto, las superficies de las formaletas deben estar libres de incrustaciones de mortero o de otros materiales y no deben tener uniones defectuosas y huecos que permitan filtraciones de lechada o imperfecciones que formen irregularidades en las caras del concreto.

Antes de hacer las vaciadas, se aplicará a las superficies de las formaletas que vayan a estar en contacto con concreto, una capa de aceite que evite la adherencia entre el concreto y la formaleta. El aceite que se use para este

propósito no debe producir coloración en el concreto. El exceso de aceite debe retirarse de las juntas de construcción, del refuerzo y de materiales embebidos para no disminuir la adherencia. No se permitirá el uso de aceite quemado o papel para protección de la formaleta. Para concreto con acabado tipo A1, el revestimiento de aceite podrá sustituirse por humedecimiento completo de la formaleta, previa aprobación del Interventor.

- **Diseño y construcción de formaletas.** El CONTRATISTA antes de iniciar los trabajos, debe diseñar las formaletas a utilizar en las diferentes obras, el sistema de abrazaderas, soportes, diagonalados, etc., y someterlos a la aprobación del Interventor, quien podrá sugerir cambios o rechazar el sistema propuesto si en su criterio no cumple los requisitos de alineamiento, rigidez, rugosidad o acabado.

La aprobación del Interventor sin embargo, no exime al CONTRATISTA de su responsabilidad para obtener un concreto que cumpla los diferentes acabados indicados en los planos. El Interventor podrá obligar al CONTRATISTA a modificar el sistema que esté utilizando si con él no se obtienen las superficies de concreto especificadas, o a reemplazar total o parcialmente las formaletas desgastadas o defectuosas sin que el CONTRATISTA pueda hacer reclamaciones o solicitar modificaciones en los precios unitarios estipulados.

- **Retiro de formaletas.** Para facilitar el curado de los concretos que no estén sometidos a cargas y permitir la reparación de su superficie, se retirarán cuidadosamente las formaletas tan pronto como el concreto haya fraguado lo suficiente para evitar daños durante el retiro de ellas. En términos generales y a menos que el Interventor autorice lo contrario, las formaletas deben permanecer colocados los siguientes tiempos mínimos, después de que se termine la vaciada correspondiente:

Losas y vigas

210 horas

Muros y caras verticales	48 horas
Columnas	72 horas

En casos especiales y en donde puedan presentarse esfuerzos altos en las estructuras antes de terminar su fraguado, el Interventor podrá exigir que las formaletas permanezcan colocadas por un tiempo más largo. Para evitar esfuerzos excesivos resultantes de hinchamiento de la madera, deben aflojarse a las 24 horas las formaletas colocadas en orificios, puertas o ventanas de concreto.

Inmediatamente se retiren las formaletas, se procederá a hacer las reparaciones que sean necesarias en las superficies del concreto y se ejecutará el curado correspondiente, como más adelante se especifica.

❖ **Mezclado del concreto.** Antes de comenzar el mezclado y la colocación del concreto, tanto el equipo para el mezclado y transporte del concreto como el lugar que ocupará deberán estar limpios, las formaletas colocadas y aseguradas correctamente con su parte interna aceitada y el acero de refuerzo completamente libre de recubrimientos perjudiciales y colocado de acuerdo con los planos y especificaciones.

El sitio de colocación deberá estar libre de agua antes de depositar el concreto. Las unidades de mampostería que han de estar en contacto con el concreto, deberán humedecerse.

El concreto podrá llevarse premezclado a la obra siempre y cuando se cumplan todas las especificaciones aquí mencionadas.

Las proporciones de los componentes de la mezcla y las gradaciones de los agregados deberán corresponder a las del diseño previamente aprobado por la

Interventoría. Cualquier cambio que el CONTRATISTA planee hacer en la mezcla deberá someterlo a la aprobación del Interventor presentando para ello la justificación del caso y el nuevo diseño de la mezcla.

Si el concreto es preparado en la obra deberá hacerse en una mezcladora adecuada para obtener una mezcla homogénea, de una capacidad mínima de 0.15m<sup>3</sup> por mezclada (mezcladora de un bulto). El CONTRATISTA deberá proveer equipo apropiado para dosificar la mezcla y controlar el tiempo de mezclado.

Para la construcción de estructuras que requieran un vaciado continuo, el CONTRATISTA debe proveer capacidad adicional o de reserva, en mezcladoras, vibradores y otros elementos, con el fin de garantizar la continuidad de la operación. El Interventor podrá autorizar el uso de equipo de menor capacidad para mezclar pequeños volúmenes de concreto o para elementos sometidos a bajos esfuerzos. No se permitirá usar concreto que haya iniciado su fraguado o que se haya mezclado con más de treinta minutos de anterioridad.

Solo en caso de emergencia, la Interventoría podrá autorizar el mezclado a mano para preparar el concreto que falte para completar un trabajo en ejecución y llegar a una Junta de Construcción o dilatación, o para conformar una junta. Este mezclado se hará sobre plataformas de madera o metálicas asegurando que el proceso se haga las veces necesarias hasta obtener su uniformidad y manejabilidad.

Los materiales para una cochada deben colocarse en el tambor de la mezcladora después que la cochada anterior haya sido descargada totalmente. El agua deberá agregarse paulatinamente al comenzar la mezcla de los

materiales. No se permitirá la adición de agua a la mezcla después que ésta haya salido de la mezcladora.

Después que todos los materiales estén en la mezcladora, el mezclado deberá hacerse por lo menos durante un minuto y medio, excepto cuando se pueda emplear un tiempo menor según el criterio de la norma ASTM C-94. El concreto se mezclará solo en las cantidades que se requieran para uso inmediato.

❖ **Transporte y colocación.** La operación de transporte del concreto debe hacerse tan pronto como sea posible, llevándolo desde la mezcladora hasta el lugar final de colocación, o hasta un sitio tan próximo como sea posible, por métodos que eviten la segregación o pérdida de los materiales del concreto, pérdidas en el asentamiento o slump de más de una pulgada (1") y endurecimiento o pérdida de plasticidad.

Igualmente, el concreto se colocará dentro de la formaleta tan cerca como sea posible de su posición final, sin desplazarlo excesivamente con el vibrador. Debe tenerse cuidado, durante el transporte del concreto, de no golpear las formaletas, las cimbras y demás obra falsa.

El CONTRATISTA debe informar por escrito al Interventor con 24 horas de anticipación, cuando esté listo para vaciar el concreto en cualquier sitio, con el fin de que éste pueda inspeccionar las formaletas, refuerzos, fundaciones, etc. El CONTRATISTA no podrá empezar a colocar concreto en un sitio determinado hasta después de la revisión y aprobación por escrito del Interventor.

Durante la colocación, la velocidad de vaciado debe permitir al concreto conservarse permanentemente en estado plástico y fluir fácilmente entre los

espacios de las varillas del refuerzo. El procedimiento de colocación no debe producir segregación de los materiales, ni el desplazamiento del refuerzo o de las formaletas.

El concreto parcialmente endurecido o contaminado por materiales extraños, no podrá colocarse en las formaletas. No debe utilizarse concreto al que después de preparado se le haya adicionado agua para mejorar su plasticidad, ni el que haya sido mezclado nuevamente después de su fraguado inicial.

La operación de vaciado deberá efectuarse continuamente hasta completar una sección determinada o llegar a una junta indicada en los planos o aceptada por el Interventor. Las juntas adicionales de construcción serán por cuenta del CONTRATISTA.

No se permitirá la colocación de la mezcla sobre concreto parcial o totalmente fraguado sin que las superficies de concreto hayan sido preparadas para tal fin.

Cuando se coloque concreto sobre una fundación de tierra, ésta debe estar limpia y húmeda, pero sin agua estancada o corriendo sobre la misma. No podrá colocarse concreto sobre lodo, tierra porosa o seca o llenos que no hayan sido compactados a la densidad requerida. Inmediatamente antes de colocar el concreto, cuidadosamente se limpiarán todas las superficies de roca por medio de chorros de aire a presión, cepillo de alambre u otro método aprobado. Las superficies de roca deben humedecerse continuamente durante un período de 48 horas antes de iniciar la colocación de concreto o mortero sobre ellas. Inmediatamente antes de colocar concreto sobre fundaciones de roca más o menos horizontales, se colocará sobre aquellas una capa de mortero con la misma relación arena-cemento del concreto y con espesor de más o menos 2 cm. teniendo cuidado de hacerlo penetrar en todas las irregularidades de la roca.

El concreto debe colocarse en capas mas o menos horizontales que no excedan de un espesor de 50cm, a una rata tal que las superficies de concreto que no estén aún terminadas no se endurezcan y hagan aparecer grietas o planos de debilidad en la unión del concreto y el que le sigue. La rata de colocación tampoco debe ser tan rápida que llegue a producir movimientos de las formaletas, desplazamiento y distorsión del refuerzo o de los elementos embebidos en él.

Las losas deben colocarse en general en una capa y hacer que las vigas, los acartelamientos y capiteles de columnas se vacíen monolíticamente con ellas. No se colocará concreto en la losa sin que hayan pasado por lo menos dos horas de finalizada la colocación de concreto en los muros o columnas que le sirven de apoyo.

Las juntas horizontales de muros que contengan puertas y ventanas deben hacerse preferiblemente por los sillares o por los dinteles de ellas, a menos que en los planos se muestre lo contrario. En general la altura de una vaciada será como se muestra en los planos o como se especifica más adelante en estas especificaciones.

La manipulación del concreto cerca de la superficie, en la parte superior de una vaciada, debe ser la mínima necesaria para que se produzca el grado de consolidación deseado para esta capa y forme una superficie rugosa que permita tener buena adherencia con el concreto de la vaciada posterior. No se permitirá vibrado en la superficie, ni cualquier otra operación que tienda a producir una cara lisa en las juntas horizontales de construcción.

Las superficies superiores que no sean formaleteadas y que no vayan a cubrirse con concreto o relleno se llevarán hasta una cota un poco más alta

que la indicada y el exceso se quitará con regla y se le dará el acabado requerido, como se indica en los planos.

En el fondo de vigas y losas, en donde la congestión del refuerzo haga difícil la colocación del concreto, podrá vaciarse una capa de mortero con la misma relación arena-cemento que se usa para el concreto pero solo en la profundidad necesaria para cubrir la superficie del refuerzo.

Al colocar concreto en cualquier sitio no se permitirá que éste caiga de una altura mayor de 1.50 metros excepto cuando se tengan medios especiales para evitar segregación. Deberá tenerse cuidados especiales para evitar la segregación del agregado grueso cuando el concreto se coloque a través del refuerzo.

Podrá colocarse concreto sobre agua, previa aprobación del Interventor, usando el equipo y los métodos adecuados para este tipo de trabajo y que produzcan un ahorro de tiempo y materiales, sin sacrificar la resistencia y acabados de las caras expuestas del concreto. La colocación se hará sin interrupciones hasta que la superficie superior se lleve hasta la altura deseada.

No se permitirá colocar concreto mientras haya necesidad de hacer voladuras. Si fuere necesario hacer voladuras adyacentes a sitios donde ya se haya colocado concreto, se deberá obtener la previa autorización del Interventor.

Las formaletas o encofrados para muros, columnas o secciones delgadas de considerable altura, estarán provistas de aberturas y otros medios que permitan vaciar el concreto sin causar segregación de los materiales o acumulación en los niveles inferiores.

❖ **Pruebas y ensayos del concreto.** Durante la construcción de las obras, para efectuar las pruebas de asentamiento y las de Resistencia a la compresión, la INTERVENTORIA ordenará al CONTRATISTA la toma de muestras de concreto, inmediatamente después de descargado de la mezcladora o del camión Mixer, de cinco sitios distintos de la pila y a diferentes profundidades. Cuando el Interventor lo considere conveniente, la toma de la muestra se hará directamente del chorro de descarga, colocando el recipiente bajo la boca de salida del concreto.

Cada muestra debe tomarse al azar sin que se tengan en cuenta condiciones sobre la apariencia del concreto ni la comodidad para hacer el muestreo. Las muestras utilizadas para los ensayos mencionados deben ser representativas del hormigón y deben obtenerse de acuerdo con la norma ICONTEC 454 "Hormigón Fresco - Toma de Muestras". La Interventoría suministrará la formaleta y elementos necesarios para moldear las muestras en el sitio de la obra y trasladarlas posteriormente al laboratorio. Será por cuenta del CONTRATISTA el curado y protección de las muestras.

El ensayo de asentamiento o "slump test", será realizado según la norma ICONTEC 396 para controlar la consistencia de la mezcla de concreto a utilizar en la construcción de las obras. Se debe tomar una muestra para la prueba de asentamiento por cada 5 m<sup>3</sup> de concreto a vaciar, o por cada mezcla o cochada.

El asentamiento máximo admisible de la mezcla al tiempo de ser colocada, será determinado por la Interventoría según el diseño de la mezcla para cada clase de concreto o tipo de estructura, pero en términos generales deberá estar comprendido entre 2 y 4 pulgadas.

La resistencia del concreto se controlará por medio de cilindros de prueba, sobre los cuales se efectuarán ensayos de resistencia a la compresión, según lo especificado en la norma ICONTEC 675. Los cilindros deben tomarse y curarse según la norma ICONTEC 550. Se anotará en un libro especial la fecha y hora en que se tomen las muestras de concreto y la numeración de los cilindros se hará siguiendo un sistema que permita conocer en cualquier momento la fecha de su toma y la parte de la estructura a que pertenecen.

Las muestras para las pruebas de resistencia correspondientes a cada clase de concreto, deben tomarse no menos de una vez por fundida de cada tipo de estructura, ni menos de una vez por cada  $10\text{m}^3$  de concreto o una por cada  $100\text{m}^2$  de área de placas.

Si el volumen total de concreto es tal, que la frecuencia de los ensayos da lugar a menos de cinco ensayos de resistencia para una misma clase de concreto, los ensayos deben hacerse, por lo menos, en cinco mezclas tomadas al azar, o en cada mezcla si se usan menos de cinco. En cada caso el Interventor indicará el número de ensayos a realizar.

Una muestra para ensayo de rotura constará al menos de 4 cilindros de concreto, 2 para ser ensayados a los 7 días y los 2 restantes a los 28 días. Los resultados de los ensayos hechos a los 7 días se tomarán tan solo como una guía para calcular la resistencia a los 28 días. Cuando los ensayos a los 7 días permitan esperar bajas resistencias a los 28 días, se hará el curado de la estructura hasta que se cumplan los 28 días después del vaciado del concreto. Cada valor de resistencia obtenido a los 28 días, o a una edad menor especificada, debe ser el resultado del promedio de mínimo (3) cilindros tomados de una misma mezcla, a menos que un cilindro haya sido ensayado defectuosamente, en cuyo caso el resultado será el promedio que se obtenga

de los dos restantes. El valor de la resistencia para cada clase de concreto se considerará satisfactorio si cumple simultáneamente los siguientes requisitos:

- Que los promedios de todos los conjuntos de tres resultados consecutivos de ensayos de resistencia, iguale o exceda el valor especificado de resistencia del concreto.
- Ningún resultado individual de las pruebas de resistencia (promedio de dos cilindros), sea inferior a la resistencia especificada del concreto en más de 35 kg/cm<sup>2</sup>.

La Interventoría podrá exigir el ensayo de resistencia en cilindros curados bajo condiciones de campo, con el objeto de comprobar la bondad del curado y de la protección del concreto en la estructura. Los cilindros curados en campo seguirán el procedimiento indicado en la norma ICONTEC 550 y se deben tomar y moldear al mismo tiempo y de las mismas muestras que se empleen para los cilindros curados en el laboratorio. El procedimiento de protección y curado del concreto debe mejorarse cuando la resistencia de cilindros curados en el campo, a la edad especificada para medir  $f_c$ , sea menor del 85% de la resistencia en cilindros curados en el laboratorio.

Si el concreto no cumple los requisitos de resistencia establecidos en los planos o en estas especificaciones, la Interventoría podrá exigir la realización de ensayos sobre núcleos extraídos de la zona en duda, de acuerdo con la norma ASTM designación C-42. En tal caso deben tomarse 3 núcleos por cada ensayo de resistencia que no cumpla lo especificado.

El concreto de la zona representada por los núcleos será aceptable estructuralmente si ningún núcleo presenta una resistencia menor del 85% de  $f_c$ . Para comprobar la exactitud de los ensayos, pueden repetirse en los

mismos sitios representados por los núcleos cuyas resistencias sean erráticas. Si el criterio anterior no se cumple y si la seguridad estructural permanece en duda, la Interventoría podrá ordenar la demolición de la estructura o que se hagan pruebas de carga para la parte dudosa de la estructura, o tomar otra medida adecuada a las circunstancias.

El costo de las pruebas de laboratorio sobre los cilindros de concreto que ordinariamente hará la Interventoría será por cuenta de LA EMPRESA. Serán por cuenta del CONTRATISTA todos los costos de la toma de muestras y del concreto mismo, de todos los costos de cualquier prueba adicional, de demoliciones y reconstrucciones necesarias para las estructuras que no cumplieren con las especificaciones pactadas.

❖ **Aceptación de la estructura.** Los trabajos completos de concreto que cumplan todos los requisitos aplicables serán aceptados sin calificación alguna. Los trabajos completos de concreto que no cumplan uno o más requisitos, pero que hayan sido reparados para cumplirlos, podrán ser aceptados si la Interventoría les da su aprobación.

Los trabajos completos de concreto que no cumplan uno o más requisitos y que no puedan repararse para cumplirlos, no podrán ser recibidos para efectos de pago y serán rechazados según lo establecido en estas especificaciones y los demás documentos del contrato y en consecuencia los costos de la demolición y de la reconstrucción serán por cuenta del CONTRATISTA. En este caso el interventor exigirá las modificaciones necesarias para asegurar que el trabajo restante cumpla todos los requisitos.

- **Tolerancias de dimensiones:** Las superficies terminadas que resulten con dimensiones del concreto inferiores de los permitidos por las tolerancias

se considerarán deficientes en cuanto a resistencia y se someterán a las recomendaciones del INTERVENTOR.

Los miembros de concreto vaciados en una localización errónea serán rechazados si la resistencia, apariencia o función de la estructura se ven afectadas adversamente o si las partes mal colocadas interfieren con otras construcciones.

Las superficies terminadas que resulten con dimensiones del concreto mayores a los permitidos serán rechazadas y el material excedente será removido. Esto debe realizarse de una manera tal que se mantenga la resistencia de la sección y que se cumplan todos los requisitos adicionales aplicables de funcionamiento y acabados.

Superficies de concreto inapropiadamente terminadas que excedan los límites y que estén expuestas a la vista, serán rechazadas y deberán ser reparadas o removidas y reemplazadas a juicio del interventor.

Las superficies terminadas de losas que excedan las tolerancias serán reparadas a juicio de la interventoría siempre y cuando la resistencia o apariencia no se vean afectados adversamente. Los resaltes serán removidos con una pulidora. Los defectos bajos rellenados con un componente de parcheo, u otras medidas de reparación serán realizadas de acuerdo a lo establecido con LA EMPRESA.

- **Apariencia.** El concreto a la vista con defectos superficiales que excedan los límites de la Sección ACABADOS será removido o reemplazado. Otros concretos expuestos a la vista con defectos que afecten adversamente la apariencia del acabado especificado, serán reparados utilizando únicamente

métodos aprobados por la Interventoría. El concreto no expuesto a la vista no será sometido a rechazo por defectos de apariencia.

❖ **Resistencia de la estructura.** La resistencia de la estructura en el sitio, se considerará potencialmente deficiente si deja de cumplir cualquiera de los requisitos que controlan la función de la estructura o su resistencia incluyendo pero no necesariamente limitados a las siguientes condiciones:

- Concreto de menor resistencia a la que está indicada en estas especificaciones técnicas.
- Tamaño, cantidad, resistencia, posición o distribución del acero de refuerzo en variación con los requisitos de la sección ACERO DE REFUERZO de estas especificaciones.
- El concreto que difiera en las dimensiones requeridas o en la localización de una manera tal que se reduzca la resistencia o la función de la estructura.
- Curado menor que el especificado y protección inadecuada del concreto de temperaturas extremas durante los estados iniciales del endurecimiento y de desarrollo de resistencia.
- Daños mecánicos, incendio durante la construcción, accidentes o remoción prematura de formaletas que resulten en resistencias o acabados deficientes.
- Mano de obra no calificada que resulte en resistencias o acabados deficientes.

Cuando la resistencia de la estructura se considera potencialmente deficiente, podrá ordenarse, a juicio de la interventoría, análisis estructural o ensayos

adicionales de acuerdo con lo establecido en las especificaciones. El CONTRATISTA pagará por su cuenta todos los costos que se incurran para la realización de los ensayos adicionales y / o de los análisis requeridos en este capítulo.

❖ **Clases de concreto.** Se consideran seis clases de concreto de las características enumeradas en la Tabla 20.

Tabla 20. Clases de concreto y características.

5.1 DESCRIPCIÓN	RESISTENCIA MÍNIMA A LA COMPRESIÓN
Concreto clase 1	280 Kg/cm <sup>2</sup> (4.000 lb/pulg.2)
Concreto clase 2	210 Kg/cm <sup>2</sup> (3.000 lb/pulg.2)
Concreto clase 3	175 Kg/cm <sup>2</sup> (2.500 lb/pulg.2)
Concreto clase 4	140 Kg/cm <sup>2</sup> (2.000 lb/pulg.2)
Concreto Ciclópeo (clase 5)	40% de piedra rajón y 60% de concreto clase 4
Concreto pobre (clase 6)	Concreto de bajo contenido de cemento, o en las proporciones 1:5:5 aproximadamente. Su resistencia será de 105 Kg/cm <sup>2</sup> (1.500 lb/Pulg ).

❖ **Medición y pago.** El concreto se medirá y pagará en metros cúbicos, con aproximación a un decimal, de obra construida y terminada de acuerdo con los planos, las especificaciones y lo prescrito por la Interventoría. Las medidas se comprobarán directamente en la obra, pero las cubicaciones para recibo y pago, se harán con base en las dimensiones indicadas en los planos. No se medirán para fines de pago las obras ejecutadas fuera de las dimensiones o alineamientos establecidos en los planos, salvo en el caso que hayan sido

aprobadas previamente por la Interventoría. No se medirán ni pagará las obras rechazadas que no cumplan con las especificaciones de resistencia, acabados y dimensiones.

El precio unitario para cada clase de concreto debe cubrir todos los costos de suministro de los materiales componentes del concreto así como el diseño y la preparación de las mezclas, el suministro, instalación y operación de los equipos, el suministro de todos los materiales para la construcción de la obra falsa y formaletas, el transporte y colocación de las mezclas, su vibrado, la curación del concreto terminado, el acabado o reparación de sus superficies y dilataciones, la remoción de las formaletas y en general todos los demás costos directos e indirectos relacionados con la correcta construcción de las obras de concreto especificadas.

Debe incluirse también el costo de los aditivos especificados para cada ítem y los que sean necesarios, el costo de todas las muestras y ensayos que la Interventoría ordene sobre los materiales que el CONTRATISTA se proponga utilizar para la fabricación de los concretos, así como el costo de las pruebas adicionales que se hagan al concreto cuando los ensayos ordinarios no arrojen resultados satisfactorios para LA EMPRESA.

❖ **Tipos de concretos a utilizar en la obra.**

- **Concretos 2500 psi.** Los concretos de 2500 psi, mezcla de dosificación 1:2:4, se utilizarán en las estructuras de anclajes y atraques de tubería.
  
- **Concretos 3000 psi.** El concreto estructural tendrá una resistencia a la compresión de  $210 \text{ Kg / cm}^2$  (3000 psi), en una dosificación 1:2:3.

Las columnas y vigas se fundirán monolíticamente con las placas. Las losas no deben vaciarse o levantarse, antes de que el concreto de los elementos de apoyo hayan dejado de ser plásticos.

El concreto de la placa de fondo en el tanque de almacenamiento debe ser impermeable, los muros y demás placas de las estructuras se deben impermeabilizar, con un mortero elaborado para tal fin.

#### **5.1.5 Acero de refuerzo.**

❖ **Generalidades.** El trabajo a que se refiere esta especificación consiste en el suministro del acero y la ejecución de las operaciones de corte, doblado, amarrado y colocación de las varillas de refuerzo en las estructuras de concreto.

❖ **Parametrización general.** La resistencia del acero en la fluencia será de 60000 psi para diámetros mayores o iguales a 1/2" y 37000 psi para el refuerzo longitudinal y transversal (estribos) de diámetros menores o iguales a 3/8".

Las varillas se cortarán y doblarán en frío con las longitudes, formas, traslapes y ganchos indicados en los planos y se colocarán en los sitios especificados.

El recubrimiento para losas, vigas y columnas será de 3 cm.

El acero estará libre de polvo, óxido, grasa, aceite o cualquier otro material que no permita una buena adherencia con el concreto. Una vez colocado se asegurará rígidamente por medio de soportes metálicos, espaciadores de madera o metálicos y amarres de alambre, con el fin de que las varillas no

sufran movimientos que alteren sus posiciones durante el vaciado y el vibrado del concreto.

❖ **Material.** Se aceptará el acero de refuerzo liso fabricado por Paz del Río tipo A-37 o similar, en aquellas estructuras donde el valor  $F_y$  especificado sea igual a  $2394 \text{ kg/cm}^2$ . Se aceptará el acero de refuerzo corrugado fabricado por Paz del Río PDR 40 y PDR 60 o similar, en aquellas estructuras donde el  $F_y$  especificado sea igual a  $2800 \text{ kg/cm}^2$  y  $4200 \text{ kg./cm}^2$  respectivamente.

❖ **Doblado.** Las varillas de acero se doblarán en frío para acomodarse a las formas indicadas en los planos. No se permitirá doblar las varillas salientes del concreto una vez que éste ha sido colocado.

❖ **Colocación y fijación.** El acero de refuerzo al colocarlo en la estructura, ha de estar libre de mugre, escamas, exceso de óxido, polvo, pintura, aceite u otra materia extraña.

Todo el acero de refuerzo ha de quedar colocado en su debido sitio y durante el vaciado del concreto se le mantendrá firmemente en las posiciones indicadas en los planos.

El espacio entre acero y formaleta se mantendrá mediante soportes, bloques, amarres, suspensores, u otro soportes aprobados. Los bloques que evitan el contacto del acero con las formaletas deberán ser de mortero prefabricado, de formas y dimensiones aprobadas. Las hiladas en varillas se separarán con bloques de mortero prefabricado. Los bloques serán lo suficientemente cortos como para permitir que sus extremos se cubran de concreto. No se permitirá el uso de guijarros, trozos de piedra o ladrillo, tubería metálica o bloques de madera.

Antes de empezar el vaciado del concreto, todo el acero de refuerzo de cualquier sección deberá estar en su sitio y haberse inspeccionado y aprobado por el Interventor.

Todos los empalmes deberán tener una longitud no menor de 40 veces el diámetro nominal de las varillas y deberán estar bien distribuidos y situados en puntos de refuerzo tensorial bajo.

Los empalmes de varilla de diámetro superior a 3/4" podrán ser soldados con doble cordón en una longitud no menor de 25cm, con la aprobación del Interventor.

El recubrimiento para el esfuerzo deberá hacerse como se indica en los planos; en donde no se especifica se hará como sigue:

- Cuando el concreto queda a la intemperie o permanentemente sumergido, o en contacto con tierra, pero colocado con formaletas, no deberá ser menor de 8cm.
- En muros que no estén colocados en contacto con tierra, pero colocados con formaletas, no deberá ser menor de 5cm.

❖ **Medida.** La medida del acero de refuerzo será el peso, expresado en kilogramos, resultante de multiplicar la longitud de la armadura incorporada en la estructura, por los pesos unitarios correspondientes a cada diámetro usado y especificado en la tabla que se transcribe a continuación en la Tabla 5.

La longitud medida debe incluir los ganchos y traslapes que figuran en los planos, o los que ordene el Interventor, así como los hierros adicionales que sean autorizado por el mismo. Los ganchos y traslapes que para su conveniencia añada el Contratista, así como los alambres de amarre,

separadores, suspensores y elementos similares no se computarán para efectos del pago.

Tabla 21. Medida del acero de refuerzo

DIAMETRO	PESO EN KG/ML
1/4"	0.25
3/8"	0.56
1/2"	1.00
5/8"	1.55
3/4"	2.24
7/8"	3.04
1"	3.97

❖ **Pago.** El acero de refuerzo se pagará al Contratista de acuerdo con el precio unitario estipulado en el Formulario de Precios del Contrato bajo el ítem correspondiente el cual deberá incluir el costo de todas las instalaciones, materiales, equipos, mano de obra, etc, necesarios para ejecutar el trabajo de acuerdo con los planos y especificaciones.

#### 5.1.6 Mampostería.

❖ **Parametrización general.** Se construirán los muros con el sistema de mampostería confinada, con vigas y columnas de amarre, con los alineamientos y dimensiones indicadas en los planos.

Los muros no deben presentar irregularidades, desalineamientos, desplome y quedar a entera satisfacción del interventor.

Se usarán ladrillos macizos de arcilla tipo Temosa, tolete (7\*12\*25) y calado con las siguientes características : recocido, de textura y color uniforme, sin terrones, rajaduras, hendiduras y otros defectos que afecten su aspecto, resistencia o durabilidad.

El mortero de pega será de mezcla 1:3 y la construcción de los muros debe hacerla personal calificado en el ramo. Se debe garantizar el trabe de las unidades de mampostería, en sogas, fundir las vigas de amarre sobre el muro ya levantado, formando un anillo cerrado entrelazando los muros existentes en ambas direcciones. Las columnas deben fundirse contra el muro ya alzado y debe colocarse formaleta en los costados del muro.

El constructor deberá hacer o dejar todas las aberturas, orificios, etc., que sean necesarias para colocar piezas metálicas y tubería. Además se instalarán los chazos y anclajes necesarios para la colocación de puertas.

❖ **Medida y pago.** La mampostería se pagará por metro cuadrado de muro construido.

El precio unitario incluirá todos los costos de mano de obra y materiales empleados en el transporte y construcción de los muros estructurales.

#### **5.1.7 Friso.**

❖ **Parametrización general.** El pañete será en mortero 1:3 y tendrá un espesor de dos centímetros para frisos exteriores e interiores cuando no esté expuesto al agua, en caso contrario se le adicionará un impermeabilizante integral no tóxico para morteros. Se frisarán en ambas caras de los muros de todas las estructuras.

En todas las superficies pañetadas se dejarán dilataciones en los sitios que indique el interventor. En las uniones placa de fondo y muro se proveerá de una media caña en mortero 1 :2 impermeabilizado, para evitar la filtración de agua.

❖ **Medida y pago.** La unidad de medida y pago del friso será el metro cuadrado colocado en los muros.

#### **5.1.8 Impermeabilizaciones.**

❖ **Parametrización general.** La impermeabilización se hará con aditivos de buena calidad, ya sea en polvo o en forma líquida, que no contengan cloruros de calcio u otras sustancias corrosivas.

La impermeabilización se usará en concretos que estén en contacto con el agua, tales como placas, muros de contención y en general todas las estructuras hidráulicas.

La dosificación empleada estará de acuerdo a las especificaciones de la casa fabricante y con la aceptación de la interventoría.

❖ **Medida y pago.** La unidad de medida y pago será por metro cuadrado de mortero impermeabilizante aplicado en las superficies que así lo requieren.

#### **5.1.9 Cámaras para válvulas.**

❖ **Generalidades.** Esta especificación se refiere a la Construcción de las cámaras para válvulas de 4" hasta 20" de diámetro utilizando mampostería de

ladrillo. Para las válvulas de diámetro menor a 4" se utilizarán anillos o vasos redondos prefabricados de concreto.

El trabajo comprende el suministro de toda la planta, materiales, mano de obra, tapas de inspección en hierro fundido, anillo de soporte en hierro fundido que irá empotrado a la cubierta de la estructura, cadena de fijación y demás elementos embebidos para la construcción de estas estructuras de acuerdo a los planos y lo ordenado por el Interventor.

❖ **Cámaras para válvulas en mampostería.**

- **Losa de fondo y placa de cubierta.** Para las cámaras para válvulas se deberán construir la losa de fondo y la placa de cubierta como lo indican los planos.

La losa de fondo se construirá en concreto de 210kg por centímetro cuadrado con las dimensiones según se indica en los planos. Sobre la losa se fundirá el anclaje de la válvula y se colocará la mampostería de ladrillo.

La placa de cubierta será en concreto reforzado de 210kg por cm<sup>2</sup> espesor 10cm, tal como figura en los planos y llevará embebido un anillo de soporte en hierro fundido que sirve de marco de apoyo a la tapa de hierro fundido de 23 cm tal como lo indican los planos.

El refuerzo de estas placas es como aparece en los planos.

- **Mampostería de ladrillo.** El espesor de los muros de todas las estructuras estará indicado en los planos de construcción respectivos.

No se permitirá la colocación de mampostería de ladrillo sobre fundaciones de concreto sino 3 días después de que dichas fundaciones hayan sido vaciadas, a menos que al concreto se haya incorporado un acelerante de fraguado aprobado por el Interventor.

Toda la mampostería deberá colocarse a plomo y estrictamente de acuerdo con las alineaciones indicados en los planos, las hiladas deberán quedar niveladas y exactamente espaciadas, con las esquinas bien definidas y a plomo y tendidas en tal forma que las juntas en cada una se alternen con las de las hiladas adyacentes.

Todos los ladrillos deberán mojarse antes de su colocación e irán apoyados en toda su superficie sobre capas de mortero y con juntas de extremos y de lado hechas simultáneamente y de espesor no inferior a 1 cm ni superior a 1.25cm. Las superficies ocultas que vayan adosadas a obras de concreto o prefabricadas deberán llenarse con mortero a medida que se vayan colocando las diferentes hiladas. Las caras y juntas deberán dejarse ásperas con el fin de asegurar una buena adherencia del pañete de mortero. Debe tenerse especial cuidado en dejar a ras las uniones de la superficie interior. En todos los casos la obra debe hacerse con una ligazón buena y completa de acuerdo con los detalles de los planos. Toda obra de terminación reciente debe protegerse contra daños y si la calidad normal de la misma fuera alterada por cualquier causa y en cualquier momento, el CONTRATISTA deberá corregir tal irregularidad en forma satisfactoria, reemplazando la parte defectuosa si es necesario.

A menos que el Interventor ordene otra cosa, la obra de terminación reciente y no cubierta inmediatamente con tierra, deberá mantenerse húmeda rociándola con agua, hasta que el mortero haya fraguado y desaparezca el peligro de que se agriete con el sol.

Siempre que ello sea necesario, los muros recién colocados deben soportarse y acodarse hasta que se haya obtenido el fraguado necesario para lograr una buena resistencia.

Al terminar el trabajo todas las concavidades de las juntas de mortero defectuosas deben resanarse.

Para pegar ladrillo el mortero consistirá de una parte en volumen de cemento y 3 partes de volumen de arena.

El ladrillo debe estar constituido por material arcilloso de buena calidad y debe ser recocido.

Todos los ladrillos que se emplean en la obra deben estar completos, con aristas rectas y sin desportilladuras y deben producir un sonido claro y resonante cuando se les golpee uno contra otro, su calidad debe ser uniforme y se someterán a la aprobación del Interventor antes de utilizarlos en la obra, sus caras serán superficies rectangulares cuyas dimensiones serán de 40\*20\*10 con una tolerancia de más o menos 2cm.

Todos los ladrillos se ajustarán a los requisitos de la especificación ASTM designación C-62.

- **Medición y pago.** Las cámaras se medirán y pagarán por unidad y el precio incluirá todos los costos de materiales de mano de obra, equipos, suministro e instalación de refuerzo, marcos y tapas en hierro fundido y demás trabajos para la construcción de las cámaras de acuerdo con los planos de construcción y lo estipulado en las especificaciones.

❖ **Cámaras prefabricadas para válvulas.** Estas cajas están conformadas por anillos cilíndricos de concreto clase 2 (210 kg/cm<sup>2</sup>) de 5cm de espesor y 20cm o 30cm de altura los cuales deben encajar perfectamente entre sí.

La losa de fondo y la placa de cubierta serán en concreto de 210 kg/cm<sup>2</sup> con un espesor de 10cm. Esta última llevará un marco de soporte en HF como apoyo para la tapa de HF la cual es de 23cm de diámetro tal como lo indican los planos.

El refuerzo de las placas de cubierta y de fondo es como aparece en los planos.

Los anillos prefabricados y la tapa le serán suministrados al CONTRATISTA en las bodegas de la EMPRESA.

- **Medición y pago.** Las cajas prefabricadas se medirán y pagarán por unidad en el ítem correspondiente a Instalación de cajas prefabricadas para válvulas y el precio incluirá todos los costos de materiales, mano de obra, equipos, transporte e instalación de anillos prefabricados, marcos y tapas en hierro fundido y demás trabajos para la construcción de las cajas prefabricadas de acuerdo con los planos de construcción y lo estipulado en las especificaciones.

## **5.2 SISTEMA DE ALCANTARILLADO**

### **5.2.1 Campamentos.**

❖ **Descripción.** Esta especificación se refiere a las construcciones provisionales que son necesarias en el sitio de la obra, levantadas con materiales fácilmente desmontables, pero que ofrezcan protección y seguridad contra los agentes atmosféricos y contra posibles robos de materiales, herramientas y equipo.

EL CONTRATISTA proveerá, construirá, mantendrá y manejará por medio de una dirección competente las instalaciones para los campamentos, bodegas de almacenamiento y para los servicios que sean necesarios para el alojamiento, la alimentación y la comodidad de su personal y además para la Interventoría.

❖ **Normas de construcción.** La localización, construcción, manejo y mantenimiento de los campamentos y servicios se someterán a la aprobación del Interventor.

El Proponente deberá presentar en su propuesta una descripción completa del tipo de campamentos, bodegas y servicios que utilizará en la obra, incluyendo su área, sus dimensiones y la calidad de los materiales, elementos y accesorios que utilizará en su construcción, información con la cual elaborará un análisis detallado y completo del precio total de este ítem en el formulario de la propuesta. No se exigen construcciones costosas o permanentes, pero todas las edificaciones construidas en los campamentos deberán ser de construcción resistente y deberán tener un aspecto razonablemente atractivo.

El CONTRATISTA deberá someter a la aprobación del Interventor los planos de construcción de los campamentos y la localización de los mismos y no podrá iniciar su construcción sin haber recibido previamente la autorización del Interventor, para ello El CONTRATISTA por lo menos veinte (20) días antes de la fecha en que desea empezar a trabajar en cualquier aspecto de los campamentos y servicios, deberá presentar a aprobación de LA EMPRESA los planos y especificaciones suficientemente detalladas de la localización y de las construcciones que piensa realizar como campamentos.

Los campamentos estarán dotados de las instalaciones indispensables para lograr los fines a que serán destinados. Deberán tener espacio suficiente para

una oficina de la Interventoría. El Interventor y el personal de la Interventoría tendrán libre acceso a sus dependencias.

Todos los materiales utilizados en la construcción de los campamentos e instalaciones serán de propiedad del CONTRATISTA, si dentro de la propuesta considera únicamente los costos de su utilización, por lo tanto podrá hacer uso de ellos cuando la obra esté terminada y entregada a satisfacción de la Interventoría. Si los costos de los campamentos están totalmente contemplados en el precio unitario o global, al finalizar la obra los campamentos serán de propiedad de LA EMPRESA.

Tan pronto como se hayan concluido las obras y antes de que se efectúe el pago final, el CONTRATISTA retirará las construcciones temporales y dejará los terrenos perfectamente limpios y con una apariencia aceptable.

En caso de que el CONTRATISTA no realice satisfactoriamente, a juicio del Interventor, la limpieza del sitio dentro de los quince (15) días siguientes a la terminación de las obras, LA EMPRESA podrá hacer directamente esta limpieza y deducirá su costo de cualquier suma que le adeude al CONTRATISTA o se aplicará a la póliza de cumplimiento del Contrato.

❖ **Medición y pago.** El pago se hará según la suma global indicada en el ítem "Campamentos y Vías de Acceso" y comprende el suministro de todos los materiales, herramientas, mano de obra y demás costos directos e indirectos requeridos para construir los campamentos, bodegas de almacenamiento de materiales para la obra y demás instalaciones exigidas o asimiladas a este ítem dentro de la Propuesta. No habrá pago separado por concepto de construcción o mejoras de vías de acceso y por lo tanto todos los costos correspondientes deberán quedar involucrados en los precios unitarios de los ítems que requieran su utilización, o dentro de los gastos generales.

En el análisis del valor de los campamentos debe indicarse claramente el área total de los campamentos a construir, además, en este ítem están incluidos todos los costos de transporte, impuestos, primas y demás gastos que el CONTRATISTA tenga que hacer para transportar, movilizar e instalar en el sitio de las obras, todos sus equipos de construcción. El CONTRATISTA no tendrá derecho a ninguna modificación en el precio global estipulado por razón de modificaciones requeridas en sus instalaciones durante el transcurso del trabajo ni por gastos adicionales que tenga que hacer para suministrar equipos de construcción, mejoras o instalaciones adicionales.

Los campamentos y sus instalaciones eléctricas, hidráulicas y sanitarias cuyos costos hayan sido incluidos totalmente dentro del valor del ítem y que a la terminación de la obra, LA EMPRESA considere que no deben ser demolidos, quedarán de propiedad de ella, pues su costo ya ha sido reconocido al CONTRATISTA. Si LA EMPRESA considera necesario dismantelarlos sus partes deberán ser entregados en las Bodegas de LA EMPRESA por el CONTRATISTA. En caso que en la propuesta se considere únicamente el alquiler de los campamentos, debe hacerse el análisis completo del valor total del campamento y del número de usos, que como mínimo debe ser tres (3) veces, para determinar el valor del arrendamiento, pues de no estar claramente establecido el arrendamiento, los campamentos serán de propiedad de LA EMPRESA.

### **5.2.2 Valla de aviso de la obra.**

❖ **Descripción.** En éste capítulo se presentan las condiciones y especificaciones que debe cumplir la valla de aviso de la obra, la cual será suministrada por LA EMPRESA para ser pintada e instalada por el CONTRATISTA.

Las dimensiones de la valla son de 2.5 metros por 5.0 metros. Las instrucciones sobre su montaje, sitio de colocación, el texto y colores del aviso serán indicados por la Interventoría.

La colocación se hará por parte del CONTRATISTA dentro de los treinta (30) días de iniciada la obra. La valla será de propiedad de LA EMPRESA, la cual podrá hacer uso de ella cuando juzgue conveniente.

❖ **Medida y pago.** El pago se hará en forma global, según el precio consignado en el ítem correspondiente del formulario de precios. Este precio deberá incluir todos los costos de mano de obra, equipo, materiales, transporte y demás costos directos e indirectos que demande la adecuación y colocación de la valla.

La valla una vez terminada la obra y a solicitud de LA EMPRESA, deberá ser debidamente desarmada por el CONTRATISTA y sus partes entregadas en las bodegas de LA EMPRESA en Piedecuesta.

### **5.2.3 Limpieza general.**

❖ **Generalidades.** Los trabajos incluidos en esta especificación consisten en la realización de todas las operaciones necesarias para el retiro de toda clase de escombros, residuos, basuras y elementos de construcción, del campamento y de las obras provisionales si así lo ordenara LA EMPRESA y de toda mancha que desmejore los acabados de la construcción. Incluye el lavado o secado minucioso de todas las superficies de las estructuras construidas y el ajuste de todas las válvulas, accesorios y elementos móviles de las construcciones civiles.

❖ **Remoción de las instalaciones de construcción.** Tan pronto como se hayan concluido las obras de que tratan estas especificaciones y antes de efectuar la liquidación final de contrato, el CONTRATISTA deberá retirar de los terrenos de propiedad de LA EMPRESA todas sus edificaciones, ramadas y construcciones anexas que estén sobre la superficie del suelo y que LA EMPRESA ordene demoler. Además deberá rellenar con la tierra los huecos y otras áreas excavadas y dejar los terrenos perfectamente limpios y con buena apariencia. Si el CONTRATISTA rehusa retirar las instalaciones de construcción, o deja de hacerlo como queda dicho, dentro de un plazo de dos meses a partir de la fecha de terminación de las obras, las edificaciones y demás obras podrán ser removidas por LA EMPRESA en cuyo caso el costo de esa remoción se deducirá del pago final que se adeude al CONTRATISTA.

❖ **Pago.** El pago se efectuará en forma global, a la terminación y entrega final de la obra.

#### **5.2.4 Excavaciones.**

❖ **Descripción.** Las excavaciones comprenden el corte y extracción de materiales para la ejecución de fundaciones de estructuras, zanjas para tuberías, drenajes, desagües, conduelines, cárcamos y en general toda excavación necesaria para la construcción de las obras.

El trabajo de excavación consiste en el conjunto de las operaciones de excavar, remover, cargar, transportar y desechar, dentro de las distancias que se fijen de acarreo libre, de todos los materiales de los cortes de acuerdo con las secciones transversales, líneas y pendientes que indiquen los planos o el Interventor. El trabajo incluye además otras actividades tales como entibar, acodalar, entarimar, bombear agua, retirar derrumbes y cualquier otra que se requiera para proteger las excavaciones.

El trabajo comprende la excavación y remoción de todos los materiales blandos, orgánicos y rechazables para el uso en las estructuras proyectadas. También incluye la remoción de toda roca in-situ o de piedras que aparezcan en los cortes. Incluye la construcción de canales provisionales de drenaje, zanjas interceptoras y acequias, así como el mejoramiento de obras similares existentes y de cauces naturales que sea necesario construir o mejorar para efectuar las excavaciones.

Las excavaciones podrán ejecutarse por métodos manuales (pico y pala) o utilizando equipo mecánico adecuado (retroexcavadoras, palas, etc.), de acuerdo con instrucciones y previa autorización por escrito de la Interventoría.

Durante el progreso del trabajo puede ser necesario o aconsejable variar los taludes o las dimensiones de las excavaciones mostradas en los planos, previa autorización escrita del Interventor. Como resultado de dichos cambios, cualquier aumento o disminución en las cantidades excavadas, deberán ser ejecutadas por el CONTRATISTA a los precios unitarios establecidos en el contrato para cada uno de los ítems de excavación.

En caso que los materiales encontrados a las cotas especificadas no sean apropiados para la cimentación de las estructuras o tuberías (materias orgánicas, lodos, material de relleno sin compactar, etc.) o que sea necesario excavar a una profundidad adicional, la excavación deberá llevarse hasta donde lo ordene el Interventor. Cuando deba emplearse material de préstamo para relleno, este será previamente aprobado por el Interventor.

Las excavaciones que no vayan a protegerse con concreto deben hacerse hasta las dimensiones requeridas y terminarse de acuerdo con las líneas y pendientes especificadas, en una forma aceptable para el Interventor. Deben tomarse las precauciones necesarias para conservar el material por debajo de

y adyacente a las líneas finales de excavación con el mínimo posible de alteraciones.

Las excavaciones hechas por conveniencia del CONTRATISTA, o sobre-excavaciones ejecutadas por él, con cualquier objeto o razón, o resultantes del trabajo, serán por cuenta y costo de este, sin que LA EMPRESA tenga que pagar ningún exceso sobre las líneas especificadas, excepto en donde el Interventor lo haya autorizado por escrito; dichas sobre-excavaciones deberán rellenarse con material aceptable, compactado en la forma y como lo ordene el Interventor y tales rellenos serán por cuenta del CONTRATISTA.

No se permitirán voladuras que puedan perjudicar los trabajos o estructuras vecinas. Cualquier daño resultante de voladuras indiscriminadas, incluyendo alteraciones o fracturas de materiales de fundación, o que estén por fuera de las líneas requeridas de excavación, deberá ser reparado por el CONTRATISTA a su costo y en una forma que sea satisfactoria para el Interventor.

Los materiales resultantes de las excavaciones son propiedad de LA EMPRESA, como también las tuberías, cables, condulines, etc., que resulten en las zanjas y excavaciones dentro de sus predios.

Todos los materiales excavados de los cortes, que sean utilizables y necesarios para la construcción o protección de terraplenes, pedraplenes y otras partes de las obras proyectadas en los planos u ordenadas por el Interventor, se deben utilizar en ellas y no pueden ser acarreados fuera de la obra. El CONTRATISTA no podrá desechar materiales ni retirarlos para fines distintos del Contrato, sin la autorización previa del Interventor.

Si el Interventor así lo ordena, la roca o los materiales de descapote deben almacenarse en sitios accesibles y de manera apropiada para reutilizarlos posteriormente. La roca se usará preferentemente para la protección contra la erosión de taludes de terraplenes o de los drenajes. El material de descapote se deberá usar en primer lugar para el recubrimiento y empradizado de los taludes de los terraplenes terminados.

Los materiales resultantes de los cortes que no vayan a ser utilizados allí mismo, serán colocados en zonas aprobadas por el Interventor y siguiendo sus instrucciones. Los materiales se usarán en primer lugar para el ensanche de terraplenes, el tendido de taludes o para emparejar las zonas laterales de vías de acceso, de estructuras y mejorar su drenaje.

Los materiales se desecharán en tal forma que no presenten ningún perjuicio al drenaje de los terrenos que ocupen, a la visibilidad de la zona ni a la estabilidad de los taludes o del terreno al lado y debajo de las obras en construcción. Todos los materiales de desecho se deben extender y emparejar de tal modo que presenten una buena apariencia y que las aguas drenen fuera de la zona de construcción, sin estancamiento y sin causar erosión. No se admitirá el desecho encima y cerca de los taludes de corte.

Cuando el material excavado sea inadecuado para ser utilizado en los rellenos de la obra, el Interventor determinará el empleo de préstamos de acuerdo con la calidad de los materiales disponibles, las distancias y los costos resultantes a los precios del contrato, solamente autorizará préstamos cuando la distancia de acarreo, entre los centros de gravedad de un terraplén proyectado y de un corte de materiales aprovechables, sea mayor que la distancia máxima de acarreo libre establecida o cuando la calidad del material de un corte localizado dentro de este límite sea inadecuada. El CONTRATISTA no podrá desechar materiales utilizables y necesarios para los rellenos o la construcción de

terraplenes o pedraplenes. En caso de hacerlo tendrá la obligación de reponerlos con materiales adecuados y sin costo para LA EMPRESA.

Las fuentes de materiales, la utilización de los materiales de cada una de las diversas obras del proyecto y las rutas de acarreo deberán ajustarse a planes detallados de trabajo, previamente aprobados por el Interventor.

❖ **Excavaciones para fundaciones de estructuras.** Las excavaciones comprenden la remoción y retiro por medios mecánicos o manuales de toda la tierra, conglomerado o roca, necesarios para obtener los niveles y alineamientos previstos en los planos y/o autorizados por el Interventor.

Teniendo en cuenta las características del terreno previstas en el estudio de suelos, sólo se definirán excavaciones en material común o conglomerado y excavaciones en roca. Bajo esta especificación quedan incluidas todas las excavaciones que sea necesario realizar para llegar a los niveles del proyecto, cimentación de estructuras, colocación de tuberías de drenaje y desagües, etc.

El fondo y los taludes de excavaciones en las que va a colocarse concreto deben excavarse y terminarse exactamente de acuerdo con las líneas y pendientes establecidas. En general, los costados de las excavaciones deberán quedar perfectamente verticales y el fondo nivelado y completamente liso.

No se permitirá que equipos pesados, tales como tractores o palas mecánicas, trabajen a menos de 30cm de las líneas de fondo de las excavaciones, con el objeto de no alterar el suelo de la fundación. La excavación de esta última capa de material se hará manualmente o con equipo liviano e inmediatamente deberá colocarse sobre el suelo excavado una capa protectora de mortero y / o

concreto, con las dimensiones y especificaciones que se muestran en los planos.

En el evento que no pueda colocarse esta capa inmediatamente se termine la excavación, el CONTRATISTA deberá proteger continua y totalmente las superficies expuestas con tela de costal u otro sistema aprobado por el Interventor, hasta tanto se coloque la capa protectora de concreto.

Se ejecutarán por métodos manuales las excavaciones que así se indiquen en los planos y las que ordene el Interventor.

Si en cualquier sitio y por cualquier razón la excavación se ejecutare más allá de las líneas establecidas para construir las estructuras, sin que hubiese recibido autorización previa del Interventor, el CONTRATISTA deberá rellenar con concreto ciclópeo, por su cuenta, todo el volumen correspondiente a sobre-excavaciones, hasta reconstruir las líneas establecidas para el corte. El CONTRATISTA no recibirá pago por las sobre-excavaciones hechas sin orden del Interventor.

La profundidad de las excavaciones estará regida por los estudios de suelos, cuando se hubiesen hecho. Si existen dudas sobre la capacidad de soporte del terreno en las cotas previstas, podrán llevarse a mayor profundidad, con la aprobación del Interventor.

Cuando el Interventor ordene que las excavaciones se lleven más allá de las líneas requeridas por los planos, la sobre-excavación le será pagada al CONTRATISTA a los precios unitarios estipulados en el contrato. Si las sobre-excavaciones previamente ordenadas se llenan con concreto ciclópeo, el pago del concreto de relleno se hará de acuerdo con el precio unitario para este ítem.

Todas las cavidades de excavaciones en roca sobre las cuales ha de colocarse concreto, producidas por negligencia o descuido del CONTRATISTA al hacer la excavación, o porque haya sido necesario retirar los materiales que hubiesen sufrido desperfectos por falta de cuidado al hacer las voladuras, o por otras operaciones ejecutadas por el CONTRATISTA, deberán llenarse sólidamente con concreto ciclópeo, siguiendo las instrucciones de la Interventoría, y por cuenta exclusiva del CONTRATISTA.

❖ **Excavaciones de zanjas para tuberías de alcantarillado.** Este trabajo comprende la remoción del suelo por medios mecánicos o manuales, necesario para la construcción de alcantarillados tal como se muestran en los planos. También incluirá la excavación requerida para drenes, canalizaciones, las conexiones domiciliarias, cámaras de inspección, cajas, nichos y cualquier excavación que en opinión del Interventor sea necesaria para la correcta ejecución de las obras.

No podrá iniciarse la ejecución de zanjas en las vías públicas mientras no se hayan obtenido los permisos correspondientes y colocado las señales visibles de peligro y desvío que exijan las autoridades de tránsito y/o LA EMPRESA. Estos avisos sólo serán retirados cuando la obra esté terminada y botados los sobrantes.

En general los taludes de las zanjas serán verticales, pero se podrán cambiar si se presentan indicios de inestabilidad o por necesidades de construcción. Los nuevos taludes de las zanjas deben ser previamente autorizados por el Interventor.

En las excavaciones que presenten peligro de derrumbarse, debe colocarse un entibado que garantice la seguridad de los obreros que trabajan dentro de la

zanja, lo mismo que la estabilidad de las estructuras y terrenos adyacentes. LA EMPRESA no se hace responsable de daños que se causen a terceros.

- **Ancho de las zanjas.** Las zanjas tendrán los anchos que se especifican en la Tabla 22, y los cuales se utilizarán para el cálculo de los volúmenes de excavación. Para diámetros mayores o no contemplados en esta tabla, el ancho será igual al diámetro exterior del tubo más 0.40 m.

Tabla 22. Ancho de la zanja.

<b>Diámetro de la tubería</b>	<b>Ancho en metros</b>
200 mm	0.60
450 mm	0.85

Las paredes de las zanjas se deberán excavar y mantener prácticamente verticales, excavadas uniformemente de modo que el espacio libre entre las paredes y la tubería o condulines sea igual. Si para la conformación de las excavaciones se requiere entibado de cualquier clase, los anchos establecidos se aplicarán a las caras expuestas del mismo, es decir, a las caras que miran al centro de la zanja.

Cualquier excavación por fuera de los anchos establecidos será por cuenta del CONTRATISTA y el Interventor reconocerá sólo los anchos que autorice previamente y por escrito.

El ancho para zanjas con profundidad mayores de 2m y con condiciones especiales será definido por el Interventor, quien podrá autorizar ejecutar las zanjas con taludes, procurando que las paredes sean estables y en ningún

caso con pendiente superior a 0.25 horizontal por 1.0 vertical. Para zanjas excavadas con taludes, los anchos especificados se refieren al ancho en el fondo de la zanja, el cual se mantendrá hasta por encima la clave de la tubería.

- **Profundidad de las zanjas.** Las zanjas para colocación de las tuberías de acueducto, alcantarillado y drenes, tendrán las profundidades indicadas en los planos y cuando no se indiquen se tendrán en cuenta las siguientes profundidades mínimas:

**Para alcantarillado.** En ningún caso, aún cuando se empleen empotramientos, la profundidad a la clave podrá ser menor de 0.60m. Se aceptan profundidades hasta de 5.00m o mayores, siempre y cuando se estudie y garantice la estabilidad de las estructuras y terrenos adyacentes.

**Normas de construcción.** Al hacer las excavaciones en zonas asfaltadas, debe procurarse no mezclar el afirmado de cascajo con los demás materiales que se puedan extraer, con el fin de buscar su futura reutilización. Además, los bordes de la excavación en concreto asfáltico se harán coincidir con los bordes de la zanja, de acuerdo con el ancho de zanja especificado o autorizado por el Interventor.

El material de las excavaciones se depositará procurando en todo momento no obstaculizar la entrada a casas o edificios, a fin de causar el menor perjuicio a los vecinos. A cada lado de la zanja se deberá dejar una faja al menos de 0.60 m libre de tierra excavada, escombros, tubos, etc.

Cuando en la ejecución de zanjas se emplee equipo mecánico, las excavaciones se llevarán hasta una profundidad de 0.20 metros por encima de la cota indicada en los cortes y el resto se excavará por medios manuales y de manera cuidadosa, para poder dar al fondo de la zanja la forma

adecuada para que los tubos o ductos queden completamente apoyados y no trabajen a flexión.

En el caso que a las cotas de colocación de los tubos, los materiales encontrados no sean apropiados para la fundación de los mismos o se requiera la colocación de concreto de atraque, la excavación se llevará hasta la profundidad indicada por el Interventor quien también indicará el material de base a utilizar.

Cuando las excavaciones se hagan en roca, estas se llevarán hasta una profundidad de 0.20m por debajo de la cota indicada en los cortes, con el objeto de rellenar este espacio con material seleccionado que sirva de apoyo uniforme y adecuado para tuberías.

Cualquier excavación llevada más allá de las profundidades especificadas o mostradas en los planos o autorizadas por el Interventor, será por cuenta del CONTRATISTA quien además deberá rellenarla y compactarla sólidamente por su cuenta.

En caso de encontrarse aguas negras en las zanjas donde vaya a extenderse la red de acueducto, será necesario eliminarlas y desinfectar la zona contaminada antes de su colocación.

- **Alineaciones horizontales y verticales de redes y canalizaciones.** Las alineaciones horizontales y verticales de las redes de alcantarillado, serán los que aparecen en los planos o indique la Interventoría.

Las redes de acueducto, de alcantarillado y canalizaciones de teléfonos y de energía no podrán ir por la misma zanja; la distancia mínima entre la tubería de alcantarillado de aguas negras y la de acueducto; entre las de aguas

lluvias y de acueducto están determinadas en el anexo 12. La distancia desde las redes de acueducto y de alcantarillado hasta canalizaciones de teléfonos y de energía será definida por la Interventoría.

- **Control de aguas lluvias y de infiltración.** Durante la instalación de la tubería o conductos, la zanja debe estar completamente seca. Si aparecen aguas de infiltración, debe utilizarse un sistema adecuado para eliminarlas mientras se ejecutan los trabajos.

Cuando se construyan filtros en piedra, cascajo o tubería perforada y se conecten al alcantarillado, tales conexiones deberán taponarse una vez terminada la obra, con el fin de restablecer las condiciones originales del terreno.

Debe evitarse que las aguas corran por las zanjas y penetren a la tubería instalada. Siempre que no se esté trabajando se deberá mantener taponados los extremos de la tubería para evitar la entrada de basuras, barro o materias extrañas, pues si esto llegase a suceder, el CONTRATISTA deberá desacoplar y remover toda la tubería que sea necesaria para extraer el barro y los materiales que se le hayan introducido.

No habrá pago separado por concepto de las labores que haga el CONTRATISTA para mantener drenadas las zanjas, su valor deberá estar incluido en el valor de las excavaciones o en el valor de la instalación de la tubería.

❖ **Clasificación de las excavaciones.** Para efectos de medición y pago, las excavaciones se clasificarán:

**- Por tipo de material excavado.**

**Excavación en roca.** Se define como roca para el pago de excavaciones, aquel material cuya dureza y textura sean tales que no puede excavarse por métodos diferentes a voladuras o por trabajo manual por medio de fracturas con cincel y cuñas posteriores o martillos neumáticos, y aquel material granular cementado no quebrable por pica de mano o almadana, o todos los cantos o fracciones de roca sólida de las características indicadas y de volumen mayor de un tercio ( $1/3$ ) metro cúbico.

**Excavación en conglomerado y roca descompuesta.** Será aquella que se ejecute en formaciones compuestas por materiales granulares, con tamaños mayores de 6" y menores de  $1/3$  metros cúbicos, para las cuales no se requiere el uso de pólvora y dinamita y pueden ser removidas por equipo normal de excavación o manualmente con palancas, cuñas y barras.

**Excavación común en tierra.** Se consideran como tierra aquellos materiales que pueden extraerse por métodos manuales normales, utilizando herramientas de uso frecuentes para esta clase de labor como barras, picas, palas o por el uso de equipo mecánico de excavación. Entre estos materiales están: arcilla, limo, arena, cascajo y piedras con tamaño inferior a 6", sin tener en cuenta el grado de compactación y/o dureza de ellos, considerados en forma conjunta o independiente.

En caso que el volumen de material por clasificar esté compuesto por volúmenes parciales de cualquiera de los tipos de materiales descritos, se determinará en forma estimativa el porcentaje en que cada uno de estos materiales intervienen en la composición del volumen total considerado. Cuando la tierra se encuentre entremezclada con formaciones de roca, en una proporción igual o menor al 20% del volumen total considerado, en tal

forma que no pueda ser excavada por separado, todo el material se considerará como roca.

La clasificación de las excavaciones se hará entre las estaciones que fije el Interventor y cada vez que los cambios en la composición del material excavado así lo requiera.

Cuando se encuentre material que el CONTRATISTA considere que debe clasificarse como excavación en roca, éste solicitará inmediatamente la clasificación al Interventor y se suspenderá la excavación hasta que éste haya medido el material si es aprobada la clasificación.

La clasificación de las excavaciones y la estimación de porcentajes, la efectuará el Interventor.

**- Por Profundidad.**

**Excavación hasta 2.00m de profundidad.** Es aquella realizada hasta una profundidad menor de 2.00m, medida desde la superficie del terreno donde se inicia la excavación de la zanja.

**Excavación a más de 2.00m de profundidad.** Es la que se ejecuta a profundidades mayores de 2.0m y a continuación de la anterior. Cuando las excavaciones se ejecuten con equipos mecánicos realizando explanaciones o cortes sucesivos, éstas excavaciones se clasificarán siempre como menores de 2.0m de profundidad. Sólo es aplicable el concepto de profundidad a excavaciones para zanjas o trabajos similares a una zanja donde el material excavado debe ser extraído verticalmente, exceptuando el cargue para su acarreo.

❖ **Accesos y señales.** El CONTRATISTA deberá proveer accesos seguros tanto para el equipo como para las personas en los lugares de los trabajos.

En los sitios donde ocurra tráfico ya sea de transeúntes o de vehículos, o donde lo requiera el Interventor, el CONTRATISTA deberá colocar las señales de peligro requeridas, las cuales serán mínimo de 0.20 \* 1.20 y auto soportables, así como las señales luminosas requeridas las cuales deberán estar encendidas de 6:00pm a 6:00am. En caso de interferir una vía peatonal o camino deberá construir pontones seguros a juicio del Interventor.

El costo de los accesos y las señales deberá estar incluido dentro de los valores unitarios de la excavación.

❖ **Disposición de los materiales.** Cuando los materiales producto de las excavaciones llenen los requisitos para ser utilizados en rellenos deberán colocarse lateralmente a las excavaciones, o en los sitios donde vayan a ser utilizados o previamente indicados por el Interventor para formar bancos de almacenamiento. En ningún caso estos materiales podrán ser llevados a sitios de botaderos, pues será de cuenta del CONTRATISTA todos los costos que se ocasionen para el reemplazo y acarreo del material faltante para ejecutar los rellenos de las excavaciones abiertas por él y necesarios para terminar las obras.

En el caso que los materiales producto de las excavaciones no sean utilizables, el Interventor podrá ordenar acarrearlos a los sitios de botaderos previamente determinados por él.

Los materiales colocados lateralmente a las excavaciones ó en bancos de almacenamiento o en botaderos, deben ser nivelados o apilados o

compactados (en el caso de materiales de desperdicio) de acuerdo con las indicaciones dadas por el Interventor.

Dentro del precio unitario de las excavaciones deberá incluirse el valor del transporte del material hasta la distancia de acarreo libre la cual se fija en cincuenta (50) metros, especialmente cuando el material deba ser almacenado cerca para su posterior utilización en rellenos de zanjas y alrededor de estructuras.

Los sobrecarreos a que haya lugar para la disposición de los materiales por fuera de la distancia de acarreo libre se pagarán de acuerdo con establecido en la Especificación ACARREOS.

❖ **Medición.** La medida de las excavaciones se hará por metro cúbico de material excavado, aproximado al decimal, utilizando el método del promedio de las áreas de las secciones extremas entre estaciones. Las áreas se calcularán tomando las secciones que se requieran, según la configuración del terreno, considerando las secciones transversales tomadas antes de ejecutar la excavación y verificadas por el Interventor, hasta las secciones correspondientes definidas en los planos de construcción, con las modificaciones que haya autorizado por escrito el Interventor. Además, el Interventor anotará las profundidades de excavación, indicando las abscisas y sus cotas.

A medida que se vayan ejecutando las excavaciones, el Interventor irá clasificando el tipo de material encontrado para posteriormente calcular el volumen correspondiente a cada clase de material que entra en la composición del volumen total. La clasificación se hará de acuerdo con las características del material, cada vez que haya variaciones en el tipo de material excavado y a las estaciones establecidas por el Interventor.

En el evento que el CONTRATISTA efectúe excavaciones por fuera de las líneas del proyecto o de las autorizadas por escrito por el Interventor, se procederá a tratarlas como sobre-excavaciones y por lo tanto no se medirán ni pagarán. Tampoco se medirán las excavaciones cuyos materiales no hayan sido correctamente dispuestos de acuerdo con lo especificado en este Capítulo.

Cuando se utilicen entibados, previamente autorizados y debidamente aprobados por el Interventor, se pagarán por aparte de acuerdo a lo establecido en el capítulo de ENTIBADOS.

❖ **Pago.** Las excavaciones medidas y clasificadas según lo establecido en estas especificaciones serán pagadas al CONTRATISTA a los precios unitarios consignados en el formulario de precios de la propuesta para las siguientes clasificaciones:

- Excavaciones en tierra y/o conglomerado en zanjas.
- Excavaciones en roca a cualquier profundidad.
- Excavaciones en tierra y/o conglomerado para estructuras.

En las excavaciones para estructuras, se pagará el mismo precio para excavaciones hechas a mano y para las que se ejecuten utilizando equipo mecánico.

El precio unitario para cada uno de los ítems de pago de las excavaciones, indicados en el formulario de cantidades y precios, debe cubrir todos los costos directos e indirectos que se causen en las operaciones de corte, remoción, cargue, transporte del material dentro de la distancia de acarreo libre y almacenamiento para su posterior utilización en los rellenos. Además debe incluir los costos de remoción de derrumbes ocurridos en zanjas, la excavación

de canales y obras similares para el drenaje de la excavación, el mejoramiento de cauces naturales, control de aguas lluvias y de infiltración durante todo el proceso de construcción de la obra, la colocación de vallas de señalización y prevención en vías y colocación de señales luminosas para seguridad de las zonas de trabajo, colocación de pontones para paso de peatones; así como la reparación de redes, conexiones domiciliarias y estructuras que el CONTRATISTA dañe al ejecutar la excavación.

El precio para la excavación en roca debe incluir los costos de perforación, de explosivos y demás materiales utilizados en la voladura, la remoción, transporte y almacenamiento del material para uso posterior, en las cantidades y sitios señalados por el Interventor.

Los volúmenes de roca y arena producto de las excavaciones que se puedan utilizar posteriormente en las obras, son de propiedad de LA EMPRESA y se almacenarán en el sitio que indique el Interventor. Para su uso en la obra, LA EMPRESA fijará un precio unitario, pues el valor del material será descontado del precio unitario del ítem en que se utilice esta roca o arena.

El entibado se pagará por aparte, según lo establecido en el capítulo ENTIBADOS.

En el evento que en el ítem de pago no se especifique la profundidad límite de excavación, se entenderá que esta se pagará medida a cualquier profundidad.

### **5.2.5 Acarreos y retiro de sobrantes.**

❖ **Generalidades.** Esta norma tiene por objeto fijar los criterios básicos para el transporte de materiales de desperdicios y de bancos de préstamo o de almacenamiento.

❖ **Alcance de los trabajos.** Los trabajos se clasificarán según los conceptos siguientes:

- Acarreo libre.
- Sobre acarreo.

Los trabajos incluidos dentro del concepto de ACARREO LIBRE son:

- Cargue de material.
- Transporte del material hasta la distancia de acarreo libre.
- Descargue del material en el sitio de utilización, almacenamiento, o botadero.

Dentro del concepto de SOBREACARREOS queda incluido el cargue de material y su transporte desde el sitio de obtención, excluida la distancia de acarreo libre, hasta el sitio de utilización, almacenamiento o botadero, el descargue y la extendida del material para facilitar el drenaje del área ocupada o del botadero.

Para todos los conceptos de trabajo en que se incluya el Acarreo Libre, se considerará como distancia de acarreo libre cualquier punto dentro del área total de trabajo. Se considerará como sobreacarreo el traslado de materiales a botaderos o de fuentes fuera de dicho predio, en cuyo caso la distancia de acarreo se medirá hasta el punto de acceso al lote.

❖ **Normas de ejecución.** El acarreo de materiales debe hacerse siempre con los equipos apropiados para cada distancia de acarreo especificada y para las condiciones de acceso y localización de las obras. Si la obra no es homogénea en su localización y acceso, el CONTRATISTA podrá dividirla en partes homogéneas y calcular los precios de acarreo de acuerdo a sus características particulares.

❖ **Medición.**

- **Materiales utilizables.** El volumen de material acarreado desde cualquier fuente de abastecimiento (excavaciones, bancos de almacenamiento o de préstamo, cantera, etc.) hasta el sitio de utilización será el mismo calculado para el pago de rellenos, terraplenes, etc., es decir, el volumen del material compactado.

- **Materiales de desperdicio y producto de demoliciones.** El volumen de material de desperdicio acarreado desde el lugar de procedencia hasta el sitio del botadero, se medirá en el lugar de procedencia, o en el sitio de botadero a juicio del Interventor, tomando como unidad de medida el metro cúbico compactado. En el caso de que esta cubicación no se pueda realizar fácilmente, se pagarán los costos directos reales del transporte más el 10%.

❖ **Pago.** La distancia de acarreo del material, para efectos de pago, se determinará midiendo la distancia más corta o la ruta que previamente apruebe el Interventor, desde el centro de gravedad del sitio de excavación o del banco de almacenamiento o de préstamo, hasta el punto de acceso al botadero o al punto de utilización.

La distancia de sobre acarreo será la que resulte de restar la distancia de acarreo libre de la distancia total de acarreo.

- **Acarreo libre.** El acarreo Libre no se pagará al CONTRATISTA por separado puesto que su costo quedará incluido en los precios de los ítem que expresamente contengan este concepto de trabajo. Para acarreos por fuera del área total de trabajo, la distancia de acarreo libre se establece de 50 metros.

- **Sobre acarreos.** El sobre acarreo de materiales se medirá y pagará por metros cúbicos, medidos en banco o antes de la demolición. El precio unitario incluirá los costos del sólo transporte del material hasta cualquiera de los botaderos autorizados por la CDMB, pues el cargue y descargue están incluido dentro del acarreo libre.

Se aclara que es requisito indispensable para el pago de sobre acarreos, que los materiales transportados hayan sido correctamente dispuestos por el CONTRATISTA en el sitio y en la forma que haya indicado previamente LA INTERVENTORÍA.

#### **5.2.6 Rellenos para estructuras y zanjas.**

❖ **Descripción.** Esta descripción comprende las exigencias mínimas para la construcción de terraplenes, rellenos para zanjas de tuberías y rellenos alrededor de las estructuras, hasta los niveles indicados en el Proyecto o señalados por el Interventor, ya sea con material común o con material seleccionado, y en los sitios indicados en los planos y los ordenados por la Interventoría.

❖ **Materiales de relleno.** Los rellenos se clasifican de acuerdo al material utilizado así:

- **Rellenos en material común.** Son los rellenos ejecutados con material proveniente de las excavaciones o de bancos de préstamo, el cual debe estar libre de desechos, materiales vegetales, suelos orgánicos, lodo y piedras de diámetro mayor a 0.10 metros.

- **Relleno con material seleccionado.** Son aquellos rellenos para los cuales se usa una mezcla densa de grava y arena con un contenido de material que

pase el tamiz número 200 no menor del 5% ni mayor del 15% y con un índice de plasticidad menor de 10. Además deberá estar libre de materia orgánica y en general de cualquier material objetable a juicio del Interventor.

❖ **Preparación de las superficies de cimentación de rellenos en zanjas.**

La superficie inferior de las zanjas, indicada en los planos o la ordenada por el Interventor, se compactará a la densidad óptima con el contenido de humedad propio del material, previa evacuación de las aguas lluvias o freáticas almacenadas en la zanja.

❖ **Normas de construcción.** Todos los trabajos se ejecutarán de acuerdo con lo indicado en los planos, las especificaciones y/o lo indicado por la Interventoría en este orden de prioridades.

El material común que se autorice para rellenos compactados se extenderá en capas aproximadamente horizontales y de 20 cm. de espesor, suelto. Una vez que se estime que el contenido de la humedad y el espesor del material son satisfactorios, se procederá a su compactación hasta obtener una densidad del 95% de la densidad máxima seca obtenida en el ensayo Proctor Standard.

En el material seleccionado las capas horizontales serán de 0.20 metros de espesor y siempre y cuando se haya comprobado, como en el caso anterior la humedad y las condiciones del material, se procederá a su compactación, usando el equipo adecuado, hasta obtener una densidad del 70% de la densidad relativa.

❖ **Control de calidad de ejecución.** La Interventoría efectuará todos los ensayos de compactación que considere necesarios para controlar la construcción de terraplenes y rellenos. Los nuevos ensayos que LA EMPRESA tenga que efectuar para verificar la compactación de terraplenes y rellenos que

hubiesen sido rechazados por deficiencia de construcción, serán cancelados por el CONTRATISTA.

Los rellenos en zanjas donde se instaló tubería de acueducto se ejecutarán en dos etapas; en la primera se compactarán los rellenos en capas de 10 cm. hasta una altura mínima de 0.30m por encima de la tubería, dejando libres las uniones para detectar posibles fugas en el momento de las pruebas hidráulicas. La segunda etapa se realizará después de aprobadas las pruebas, ejecutando los rellenos por capas, cumpliendo en todo las especificaciones ya mencionadas.

❖ **Medición y pago.** Los rellenos se medirán en tomando como unidad el metro cúbico con aproximación a un decimal, efectivamente colocado y compactado de acuerdo con lo previsto en estas especificaciones y / o las instrucciones de la Interventoría. El volumen se calculará con base en las variaciones hechas a los niveles y a los anchos autorizados en la excavación, dimensiones debidamente aprobadas por el Interventor. El pago se hará a los respectivos precios unitarios fijados en el Contrato.

El precio unitario deberá incluir todos los costos de mano de obra, materiales y equipos, causados en la selección, colocación, riego y compactación del material y el acabado de la superficie. El precio para rellenos con material seleccionado deberá incluir además el costo de suministro del material en el sitio de la obra.

Los rellenos que no hayan sido recibidos por la Interventoría por no cumplir con los requisitos de compactación especificados, serán removidos y construidos nuevamente por cuenta del CONTRATISTA y sus volúmenes no se tendrán en cuenta para efectos de pago, hasta tanto no sean aceptados por el Interventor.

En la medida no se incluirán volúmenes adicionales causados por sobre-excavaciones, derrumbes, por deficiencia en la compactación, en el control de aguas, o por descuidos y hundimientos que el CONTRATISTA hubiera podido evitar, a juicio del Interventor.

### **5.2.7 Concretos.**

❖ **Descripción.** La presente especificación se aplicará a la construcción de todas las estructuras de concreto simple, ciclópeo y reforzado, de acuerdo con los alineamientos, elevaciones y dimensiones mostradas en los planos o que ordene la Interventoría.

El concreto estará constituido por una mezcla de cemento Pórtland, agua, grava o triturado como agregado grueso y arena como agregado fino, combinado en las proporciones necesarias según el diseño de la mezcla que apruebe la Interventoría para obtener la durabilidad, impermeabilidad y resistencias especificadas en el Proyecto.

❖ **Cargas y soporte del concreto.** Las cargas de construcción no deben exceder las cargas que el miembro con los apoyos suplementarios temporales, sea capaz de soportar con seguridad y sin daño. La magnitud, el método de distribución y los apoyos temporales propuestos para soportar las cargas adicionales de construcción, deben ser aprobados por la Interventoría.

❖ **Materiales.** Todos los materiales empleados en la fabricación del concreto deberán ceñirse a estas especificaciones y a las instrucciones de la Interventoría. Para comprobar si los materiales a utilizar en la construcción son de la calidad especificada, deberán realizarse los ensayos correspondientes sobre muestras representativas de tales materiales, pues en la obra no podrán

ser utilizados materiales que no hayan sido previamente aprobados por la Interventoría.

- **Cemento.** El cemento para todos los concretos deberá ser Cemento Portland Tipo I que cumpla con lo establecido por las normas ICONTEC 121 y 321, y de una marca aprobada por la Interventoría. No se mezclarán cementos de diferentes marcas, ni cementos de una misma marca pero que provengan de diferentes fábricas, a menos que la Interventoría lo autorice expresamente. Así mismo, el cemento a utilizar en la obra deberá corresponder a aquel sobre el cual se hizo el diseño de las mezclas para dosificación del concreto, y cualquier cambio deberá ser aprobado previamente por la Interventoría.

El cemento a granel deberá almacenarse en tanques herméticos. El cemento en sacos deberá guardarse en depósitos cubiertos, sobre plataformas de madera elevadas por lo menos 0.20 metros sobre el nivel del suelo, en arrumes que no excedan de 2.00 metros de altura y separados por lo menos 0.50 metros de las paredes, de tal forma que se garantice su protección en todo momento contra cualquier clase de humedad o contaminación.

El almacenamiento deberá facilitar la inspección e identificación de los bultos para que el cemento se gaste en el mismo orden en que se recibe. No se permitirá la utilización de cemento endurecido o con grumos. Cuando el cemento haya sido almacenado en la obra durante un período mayor de dos meses no podrá ser utilizado, a menos que ensayos especiales y cilindros con este material, demuestren que el cemento está en condiciones satisfactorias.

- **Agregados.** Los agregados para el concreto deben cumplir con la norma ICONTEC 174. Cuando los agregados no cumplan con las especificaciones de esta norma y en la región no se pueda conseguir otro tipo de material, pero se demuestre que estos agregados producen concreto con resistencia y

durabilidad adecuadas, podrán ser utilizados siempre y cuando lo autorice la Interventoría.

**Agregado fino.** El agregado fino consistirá en arena limpia, de granos duros, libre de cantidades objetables de polvo, esquistos, pizarras, arcillas, limos, álcalis, ácidos, materias orgánicas y sustancias nocivas. Además tendrá una gradación dentro de los límites de la tabla 3.

El agregado fino no tendrá más del 45% retenido entre dos tamices consecutivos de los indicados en la tabla anterior y su módulo de finura no será menor de 2.3 ni mayor de 3.1.

El contenido de materia orgánica deberá ser tal que en el ensayo de la ASTM designación C-40, se obtenga un color más claro que el standard. El contenido de polvo (partículas menores de 74 micras, tamiz #200), no deberá exceder del 3% en peso, analizado según la designación C-117 de la ASTM. El contenido de partículas blandas como pizarras, sumado al contenido de arcilla y limo, no deberá exceder del 6% en peso.

**Agregado grueso.** El agregado grueso que se emplee en la fabricación del concreto deberá estar constituido por fragmentos de roca sana, de granos duros y resistentes, estar limpios y libres de materia orgánica y otras sustancias perjudiciales.

El tamaño máximo de los agregados gruesos no deberá ser mayor de 1/5 de la menor dimensión entre los lados de las formaletas, ni 1/3 de la profundidad de las losas, ni 3/4 del espaciamiento libre mínimo entre las barras del refuerzo. Sin embargo, podrán obviarse estas limitaciones, si a juicio de la Interventoría, los métodos de compactación y la manejabilidad son tales que el concreto pueda ser colocado sin que se produzcan hormigueros o vacíos.

El agregado grueso no deberá tener una pérdida mayor del 40% en los ensayos de resistencia al desgaste ejecutados según las normas ICONTEC 93 y 98, ni deberá contener piedras planas, alargadas o lajeadas, y la densidad absoluta no deberá ser menor de 2.4.

El contenido de polvo (partículas menores de 74 micras, tamiz #200), analizado según la designación C-117 de la ASTM, no deberá exceder del 3% en peso. El contenido de partículas blandas como pizarras, determinado por medio del ensayo C-142 de la ASTM, no deberá exceder del 3% en peso.

Las fuentes para la producción de agregados finos y gruesos así como los equipos y procedimiento de explotación y elaboración deben asegurar el suministro de materiales de características homogéneas, que cumplan las normas y aprobadas previamente por el Interventor.

El almacenamiento de agregados finos y gruesos deberá hacerse en áreas previamente preparadas para este fin, que permitan que el material se conserve libre de tierra, o de elementos extraños.

Los agregados se clasificarán y se almacenarán separadamente y el CONTRATISTA deberá mantener las cantidades necesarias que le permitan el vaciado continuo del concreto para las estructuras que se vayan a construir. Todo material que se vaya a utilizar como agregado deberá ser aprobado por la Interventoría. Si el sitio o circunstancias no permiten realizar los ensayos de los materiales, la aceptación de éstos quedará a juicio de la Interventoría, sin eximir al CONTRATISTA en ningún momento de su responsabilidad. Para este caso especial la Interventoría podrá ordenar los ensayos de campo que estime convenientes.

- **Agua.** El agua que se utilice en la fabricación del concreto, como también en el proceso de curado, deberá estar limpia y libre de cantidades perjudiciales de

aceites, ácidos, álcalis, sales, materia orgánica y otras sustancias que sean dañinas para el concreto o el refuerzo.

Toda el agua a utilizar en la mezcla o en el período de curado deberá ser aprobada por el Interventor, quien podrá ordenar los análisis de laboratorio necesarios para determinar su limpieza, o como simple medida de control de calidad.

- **Aditivos.** Se utilizarán aditivos cuando así lo indiquen los planos, las especificaciones o el Interventor, en cuyo caso el costo del aditivo estará incluido en el precio unitario del correspondiente ítem de pago del concreto.

Más adelante en el numeral de clasificación de los concretos se indicará claramente las partes de estructuras que utilizarán aditivos.

El CONTRATISTA deberá suministrar un aditivo impermeabilizante y plastificante del tipo SIKA u otro producto similar, para todas las partes de las estructuras que vayan a quedar en contacto con agua y para aquellas obras en donde se especifique o lo ordene el Interventor. El objetivo principal de éste aditivo es evitar que queden hormigueros en las estructuras. La dosificación del aditivo impermeabilizante será aprobada por la Interventoría de acuerdo con la recomendación del fabricante y el CONTRATISTA deberá disponer de las facilidades que permitan la correcta dosificación en la obra.

En las estructuras que dentro del costo del concreto incluya el valor del aditivo y la Interventoría en un caso específico decida que no justifica su uso, el costo total del aditivo será descontado del precio unitario del concreto y si fuere el caso deberá establecerse un nuevo precio unitario para efectos del pago.

Adicionalmente, y a su propio costo el CONTRATISTA podrá utilizar, previa autorización del Interventor, aditivos que varíen las características de la mezcla o del fraguado con el fin de obtener el acabado especificado para una estructura. El CONTRATISTA deberá presentar al Interventor, con suficiente antelación a su uso, muestras de los aditivos propuestos así como las especificaciones del fabricante. En elementos de concreto reforzado, no será permitido el uso de aditivos que contengan cloruro de calcio y otras sustancias corrosivas.

Se aclara que podrá ser necesario usar acelerantes de fraguado en algunas estructuras con el objeto de disminuir el tiempo de construcción y/o posibles interrupciones y además deberá tenerse en cuenta que su uso no sea incompatible con la utilización de los aditivos impermeabilizantes exigidos para esos concretos.

❖ **Proporciones de las mezclas.** Con suficiente anticipación a la iniciación de la ejecución de las diferentes estructuras, el CONTRATISTA diseñará las mezclas de concreto que va a utilizar en obra, para obtener la resistencia y asentamiento de las clases de concretos especificados. Tanto el diseño de la mezcla como el tipo de materiales que se van a utilizar en la muestra deben ser aprobados por el Interventor.

El diseño de cada mezcla determinará las proporciones en volumen de cada uno de los materiales componentes del concreto, incluida el agua, necesarias para producir un metro cúbico de concreto de la calidad deseada. El CONTRATISTA debe asegurarse que las muestras de los materiales utilizados para el diseño de las mezclas sean representativas de los materiales que se destinarán a la obra.

Junto con los diseños de las mezclas, el CONTRATISTA entregará a la Interventoría los resultados de los ensayos de resistencia a la compresión tomados a los 7, 14, 28 días sobre muestras de cilindros con la mezcla diseñada, preparados y curados de acuerdo con la norma ICONTEC 550 y ensayados según la norma ICONTEC 675. Se deben preparar dos cilindros para cada edad de ensayo y por cada clase de mezcla diseñada. Cuando se usen aditivos, en el diseño de la mezcla se especificará que tipo de aditivo se va a utilizar así como la cantidad en peso o volumen por cada metro cúbico de concreto.

La aprobación previa de la Interventoría al diseño de la mezcla y a los materiales, no implica necesariamente la aceptación posterior de las obras de concreto que el CONTRATISTA construya con base en ellos, ni exime al CONTRATISTA de su responsabilidad de cumplir con todos los requisitos de las especificaciones y los planos, si las muestras tomadas a estos concretos y ensayadas por la Interventoría no cumplen con las resistencias especificadas.

#### ❖ **Formaletas.**

- **Descripción.** Las formaletas se utilizarán en donde sea necesario para confinar el concreto y obtener una estructura que se ciña a los acabados, formas, líneas y dimensiones de los elementos, tal como se indica en los planos y en las especificaciones. El CONTRATISTA debe presentar a aprobación del Interventor el diseño de las formaletas, incluyendo el sistema de colocación y soporte de las mismas.

Las formaletas deben construirse lo suficientemente ajustadas para evitar pérdidas de mortero a través de las juntas, ser resistentes y estar adecuadamente arriostradas o ligadas para mantener su forma y posición y

soportar la presión resultante de la colocación y vibrado del concreto sin que se presenten deformaciones.

- **Materiales.**

**Generalidades.** Las formaletas podrán construirse de madera, acero u otro material aprobado por el Interventor. El costo de la mano de obra, de materiales y equipos para la ejecución de las operaciones de fabricación, colocación y soporte de las formaletas, quedarán incluidos dentro de los precios unitarios estipulados para los concretos. No se autorizará formaletas de acero para superficies A-3 ó A-2.

En las esquinas de las formaletas o en donde lo indiquen los planos o en donde lo ordene el Interventor, se colocarán listones triangulares especiales para biselar los bordes del concreto de las superficies permanentemente expuestas.

**Tableros.** La madera y los materiales que se usen para fabricación de las formaletas deben ser de primera calidad y estar constituidos por materiales que no produzcan alteración química ni cambios en el color de las superficies del concreto. Los tableros que se usen en cada sitio, como también el ajuste y pulimento de los mismos, deben corresponder a los requisitos sobre los acabados de las distintas superficies indicados por estas especificaciones.

Para superficies del Tipo A podrá utilizarse tableros fabricados con madera al tope y cepillada después de terminar la construcción del tablero. También podrá utilizarse formaleta forrada en lámina metálica.

Para superficies tipo A2 y A3 los tableros deben fabricarse en secciones rígidas tan grandes como sea posible, o como lo exija el tratamiento arquitectónico

indicado en los planos y estar constituidos por madera machihembrada de primera clase, cepillada y de espesor suficiente para evitar distorsiones o por madera prensada rígida de por lo menos 5 capas pero con tratamiento superficial para obtener una superficie lisa que le de el acabado requerido al concreto. Para las superficies tipo A2 y A3 no se permitirán formaletas metálicas o forradas en lámina galvanizada.

**Uniformidad de los tableros.** Los tableros para superficies tipo A1 y A3 se construirán de modo que produzcan una textura consistente y uniforme en las caras expuestas del concreto según lo indique el Interventor. Todas las tablas deben colocarse en la misma dirección y alineadas horizontalmente, haciendo que las uniones entre los tableros y los marcos formen un plano continuo sin resaltos ni irregularidades. Los tableros deben cepillarse para evitar hasta donde sea posible que los empalmes entre tablas dejen marcas permanentes en la superficie del concreto.

En donde se requiera una continuidad de la superficie, las uniones entre tableros se rellenarán con una masilla de partes iguales de cebo y cemento Pórtland. Donde lo indiquen los planos y ordenes el Interventor, el CONTRATISTA colocará los listones triangulares en los bordes de las secciones de formaletas para producir una ranura en bajorrelieve.

Después de cada vaciada, se inspeccionarán los tableros para corregir imperfectos de los mismos. No se permitirán remiendos en las superficies de las formaletas, ni tampoco reparaciones con pedazos de madera que modifiquen la apariencia general de la superficie de las mismas.

**Abrazaderas.** Las abrazaderas que se usen para conservar la alineación de los tableros y que vayan a quedar embebidos en el concreto, deben estar constituidas por pernos provistos con rosca y tuercas y ser de tal forma que la

porción que permanezca embebida en el concreto quede por lo menos a 5 cm por dentro de las superficies terminadas y además que permitan retirar los extremos exteriores de las mismas sin producir daños en las caras del concreto.

Por ningún motivo se permitirán abrazaderas de materiales que se deterioren y que puedan producir manchas en las superficies del concreto o que no permitan un soporte fijo y exacto de los tableros. En donde se especifique acabado A1 las abrazaderas podrán cortarse a ras con la superficie del concreto.

**Limpieza y engrase de formaletas.** En el momento de colocar concreto, las superficies de las formaletas deben estar libres de incrustaciones de mortero o de otros materiales y no deben tener uniones defectuosas y huecos que permitan filtraciones de lechada o imperfecciones que formen irregularidades en las caras del concreto.

Antes de hacer las vaciadas, se aplicará a las superficies de las formaletas que vayan a estar en contacto con concreto, una capa de aceite que evite la adherencia entre el concreto y la formaleta. El aceite que se use para este propósito no debe producir coloración en el concreto. El exceso de aceite debe retirarse de las juntas de construcción, del refuerzo y de materiales embebidos para no disminuir la adherencia. No se permitirá el uso de aceite quemado o papel para protección de la formaleta. Para concreto con acabado tipo A1, el revestimiento de aceite podrá sustituirse por humedecimiento completo de la formaleta, previa aprobación del Interventor.

**Diseño y construcción de formaletas.** El CONTRATISTA antes de iniciar los trabajos, debe diseñar las formaletas a utilizar en las diferentes obras, el sistema de abrazaderas, soportes, diagonalados, etc., y someterlos a la

aprobación del Interventor, quien podrá sugerir cambios o rechazar el sistema propuesto si en su criterio no cumple los requisitos de alineamiento, rigidez, rugosidad o acabado.

La aprobación del Interventor sin embargo, no exime al CONTRATISTA de su responsabilidad para obtener un concreto que cumpla los diferentes acabados indicados en los planos. El Interventor podrá obligar al CONTRATISTA a modificar el sistema que esté utilizando si con él no se obtienen las superficies de concreto especificadas, o a reemplazar total o parcialmente las formaletas desgastadas o defectuosas sin que el CONTRATISTA pueda hacer reclamaciones o solicitar modificaciones en los precios unitarios estipulados.

**Retiro de formaletas.** Para facilitar el curado de los concretos que no estén sometidos a cargas y permitir la reparación de su superficie, se retirarán cuidadosamente las formaletas tan pronto como el concreto haya fraguado lo suficiente para evitar daños durante el retiro de ellas. En términos generales y a menos que el Interventor autorice lo contrario, las formaletas deben permanecer colocados los siguientes tiempos mínimos, después de que se termine la vaciada correspondiente:

Losas y vigas 210 horas

Muros y caras verticales 48 horas

Columnas 72 horas

En casos especiales y en donde puedan presentarse esfuerzos altos en las estructuras antes de terminar su fraguado, el Interventor podrá exigir que las formaletas permanezcan colocadas por un tiempo más largo. Para evitar esfuerzos excesivos resultantes de hinchamiento de la madera, deben aflojarse a las 24 horas las formaletas colocadas en orificios, puertas o ventanas de concreto.

Inmediatamente se retiren las formaletas, se procederá a hacer las reparaciones que sean necesarias en las superficies del concreto y se ejecutará el curado correspondiente, como más adelante se especifica.

❖ **Mezclado del concreto.** Antes de comenzar el mezclado y la colocación del concreto, tanto el equipo para el mezclado y transporte del concreto como el lugar que ocupará deberán estar limpios, las formaletas colocadas y aseguradas correctamente con su parte interna aceitada y el acero de refuerzo completamente libre de recubrimientos perjudiciales y colocado de acuerdo con los planos y especificaciones.

El sitio de colocación deberá estar libre de agua antes de depositar el concreto. Las unidades de mampostería que han de estar en contacto con el concreto, deberán humedecerse.

El concreto podrá llevarse premezclado a la obra siempre y cuando se cumplan todas las especificaciones aquí mencionadas.

Las proporciones de los componentes de la mezcla y las gradaciones de los agregados deberán corresponder a las del diseño previamente aprobado por la Interventoría. Cualquier cambio que el CONTRATISTA planea hacer en la mezcla deberá someterlo a la aprobación del Interventor presentando para ello la justificación del caso y el nuevo diseño de la mezcla.

Si el concreto es preparado en la obra deberá hacerse en una mezcladora adecuada para obtener una mezcla homogénea, de una capacidad mínima de 0.15 M<sup>3</sup> por Mezclada (mezcladora de 1 bulto). El CONTRATISTA deberá proveer equipo apropiado para dosificar la mezcla y controlar el tiempo de mezclado.

Para la construcción de estructuras que requieran un vaciado continuo, el CONTRATISTA debe proveer capacidad adicional o de reserva, en mezcladoras, vibradores y otros elementos, con el fin de garantizar la continuidad de la operación. El Interventor podrá autorizar el uso de equipo de menor capacidad para mezclar pequeños volúmenes de concreto o para elementos sometidos a bajos esfuerzos. No se permitirá usar concreto que haya iniciado su fraguado o que se haya mezclado con más de treinta minutos de anterioridad.

Solo en caso de emergencia, la Interventoría podrá autorizar el mezclado a mano para preparar el concreto que falte para completar un trabajo en ejecución y llegar a una Junta de Construcción o dilatación, o para conformar una junta. Este mezclado se hará sobre plataformas de madera o metálicas asegurando que el proceso se haga las veces necesarias hasta obtener su uniformidad y manejabilidad.

Los materiales para una cochada deben colocarse en el tambor de la mezcladora después que la cochada anterior haya sido descargada totalmente. El agua deberá agregarse paulatinamente al comenzar la mezcla de los materiales. No se permitirá la adición de agua a la mezcla después que ésta haya salido de la mezcladora.

Después que todos los materiales estén en la mezcladora, el mezclado deberá hacerse por lo menos durante un minuto y medio, excepto cuando se pueda emplear un tiempo menor según el criterio de la norma ASTM C-94. El concreto se mezclará solo en las cantidades que se requieran para uso inmediato.

El tiempo óptimo de mezcla para cada cochada, después que todos los elementos estén en la mezcladora, se determinará en el campo según las

condiciones de operación. Si el agua de mezcla se añade antes de que se haya transcurrido 1/4 del tiempo de mezcla, es de esperarse que dicho tiempo sea aproximadamente como sigue:

<b>Capacidad del Equipo de Mezcla</b>	<b>Tiempo de Mezcla</b>
1/2 metro cúbico o menos	1.5 minutos
de 3/4 a 1.5 metros cúbicos	2.0 minutos

El tiempo de mezcla especificado se basa, en el control apropiado de la velocidad de rotación de la mezcladora, la cual deberá girar a velocidad uniforme y no podrá ser operada a velocidades mayores ni cargarse en exceso de las recomendaciones del fabricante.

❖ **Transporte y colocación.** La operación de transporte del concreto debe hacerse tan pronto como sea posible, llevándolo desde la mezcladora hasta el lugar final de colocación, o hasta un sitio tan próximo como sea posible, por métodos que eviten la segregación o pérdida de los materiales del concreto, pérdidas en el asentamiento o slump de más de una pulgada (1") y endurecimiento o pérdida de plasticidad.

Igualmente, el concreto se colocará dentro de la formaleta tan cerca como sea posible de su posición final, sin desplazarlo excesivamente con el vibrador. Debe tenerse cuidado, durante el transporte del concreto, de no golpear las formaletas, las cimbras y demás obra falsa.

El CONTRATISTA debe informar por escrito al Interventor con 24 horas de anticipación, cuando esté listo para vaciar el concreto en cualquier sitio, con el fin de que éste pueda inspeccionar las formaletas, refuerzos, fundaciones, etc.

El CONTRATISTA no podrá empezar a colocar concreto en un sitio determinado hasta después de la revisión y aprobación por escrito del Interventor.

Durante la colocación, la velocidad de vaciado debe permitir al concreto conservarse permanentemente en estado plástico y fluir fácilmente entre los espacios de las varillas del refuerzo. El procedimiento de colocación no debe producir segregación de los materiales, ni el desplazamiento del refuerzo o de las formaletas.

El concreto parcialmente endurecido o contaminado por materiales extraños, no podrá colocarse en las formaletas. No debe utilizarse concreto al que después de preparado se le haya adicionado agua para mejorar su plasticidad, ni el que haya sido mezclado nuevamente después de su fraguado inicial.

La operación de vaciado deberá efectuarse continuamente hasta completar una sección determinada o llegar a una junta indicada en los planos o aceptada por el Interventor. Las juntas adicionales de construcción serán por cuenta del CONTRATISTA.

No se permitirá la colocación de la mezcla sobre concreto parcial o totalmente fraguado sin que las superficies de concreto hayan sido preparadas para tal fin.

Cuando se coloque concreto sobre una fundación de tierra, ésta debe estar limpia y húmeda, pero sin agua estancada o corriendo sobre la misma. No podrá colocarse concreto sobre lodo, tierra porosa o seca o llenos que no hayan sido compactados a la densidad requerida. Inmediatamente antes de colocar el concreto, cuidadosamente se limpiarán todas las superficies de roca por medio de chorros de aire a presión, cepillo de alambre u otro método aprobado. Las superficies de roca deben humedecerse continuamente durante

un período de 48 horas antes de iniciar la colocación de concreto o mortero sobre ellas. Inmediatamente antes de colocar concreto sobre fundaciones de roca más o menos horizontales, se colocará sobre aquellas una capa de mortero con la misma relación arena-cemento del concreto y con espesor de más o menos 2 cm. teniendo cuidado de hacerlo penetrar en todas las irregularidades de la roca.

El concreto debe colocarse en capas mas o menos horizontales que no excedan de un espesor de 50cm., a una rata tal que las superficies de concreto que no estén aún terminadas no se endurezcan y hagan aparecer grietas o planos de debilidad en la unión del concreto y el que le sigue. La rata de colocación tampoco debe ser tan rápida que llegue a producir movimientos de las formaletas, desplazamiento y distorsión del refuerzo o de los elementos embebidos en él.

Las losas deben colocarse en general en una capa y hacer que las vigas, los acartelamientos y capiteles de columnas se vacíen monolíticamente con ellas. No se colocará concreto en la losa sin que hayan pasado por lo menos dos horas de finalizada la colocación de concreto en los muros o columnas que le sirven de apoyo.

Las juntas horizontales de muros que contengan puertas y ventanas deben hacerse preferiblemente por los sillares o por los dinteles de ellas, a menos que en los planos se muestre lo contrario. En general la altura de una vaciada será como se muestra en los planos o como se especifica más adelante en estas especificaciones.

La manipulación del concreto cerca de la superficie, en la parte superior de una vaciada, debe ser la mínima necesaria para que se produzca el grado de consolidación deseado para esta capa y forme una superficie rugosa que

permita tener buena adherencia con el concreto de la vaciada posterior. No se permitirá vibrado en la superficie, ni cualquier otra operación que tienda a producir una cara lisa en las juntas horizontales de construcción.

Las superficies superiores que no sean formaleteadas y que no vayan a cubrirse con concreto o relleno se llevarán hasta una cota un poco más alta que la indicada y el exceso se quitará con regla y se le dará el acabado requerido, como se indica en los planos.

En el fondo de vigas y losas, en donde la congestión del refuerzo haga difícil la colocación del concreto, podrá vaciarse una capa de mortero con la misma relación arena-cemento que se usa para el concreto pero solo en la profundidad necesaria para cubrir la superficie del refuerzo.

Al colocar concreto en cualquier sitio no se permitirá que éste caiga de una altura mayor de 1.50 metros excepto cuando se tengan medios especiales para evitar segregación. Deberá tenerse cuidados especiales para evitar la segregación del agregado grueso cuando el concreto se coloque a través del refuerzo.

Podrá colocarse concreto sobre agua, previa aprobación del Interventor, usando el equipo y los métodos adecuados para este tipo de trabajo y que produzcan un ahorro de tiempo y materiales, sin sacrificar la resistencia y acabados de las caras expuestas del concreto. La colocación se hará sin interrupciones hasta que la superficie superior se lleve hasta la altura deseada.

No se permitirá colocar concreto mientras haya necesidad de hacer voladuras. Si fuere necesario hacer voladuras adyacentes a sitios donde ya se haya colocado concreto, se deberá obtener la previa autorización del Interventor.

Las formaletas o encofrados para muros, columnas o secciones delgadas de considerable altura, estarán provistas de aberturas y otros medios que permitan vaciar el concreto sin causar segregación de los materiales o acumulación en los niveles inferiores.

❖ **Pruebas y ensayos del concreto.** Durante la construcción de las obras, para efectuar las pruebas de asentamiento y las de Resistencia a la compresión, la INTERVENTORÍA ordenará al CONTRATISTA la toma de muestras de concreto, inmediatamente después de descargado de la mezcladora o del camión Mixer, de cinco (5) sitios distintos de la pila y a diferentes profundidades. Cuando el Interventor lo considere conveniente, la toma de la muestra se hará directamente del chorro de descarga, colocando el recipiente bajo la boca de salida del concreto.

Cada muestra debe tomarse al azar sin que se tengan en cuenta condiciones sobre la apariencia del concreto ni la comodidad para hacer el muestreo. Las muestras utilizadas para los ensayos mencionados deben ser representativas del hormigón y deben obtenerse de acuerdo con la norma ICONTEC 454 "Hormigón Fresco - Toma de Muestras". La Interventoría suministrará la formaleta y elementos necesarios para moldear las muestras en el sitio de la obra y trasladarlas posteriormente al laboratorio. Será por cuenta del CONTRATISTA el curado y protección de las muestras.

El ensayo de asentamiento o "slump test", será realizado según la norma ICONTEC 396 para controlar la consistencia de la mezcla de concreto a utilizar en la construcción de las obras. Se debe tomar una muestra para la prueba de asentamiento por cada 5 m<sup>3</sup> de concreto a vaciar, o por cada mezcla o cochada.

El asentamiento máximo admisible de la mezcla al tiempo de ser colocada, será determinado por la Interventoría según el diseño de la mezcla para cada clase de concreto o tipo de estructura, pero en términos generales deberá estar comprendido entre 2 y 4 pulgadas.

La resistencia del concreto se controlará por medio de cilindros de prueba, sobre los cuales se efectuarán ensayos de resistencia a la compresión, según lo especificado en la norma ICONTEC 675. Los cilindros deben tomarse y curarse según la norma ICONTEC 550. Se anotará en un libro especial la fecha y hora en que se tomen las muestras de concreto y la numeración de los cilindros se hará siguiendo un sistema que permita conocer en cualquier momento la fecha de su toma y la parte de la estructura a que pertenecen.

Las muestras para las pruebas de resistencia correspondientes a cada clase de concreto, deben tomarse no menos de una vez por fundida de cada tipo de estructura, ni menos de una vez por cada 10 m<sup>3</sup> de concreto o una por cada 100 m<sup>2</sup> de área de placas.

Si el volumen total de concreto es tal, que la frecuencia de los ensayos da lugar a menos de cinco ensayos de resistencia para una misma clase de concreto, los ensayos deben hacerse, por lo menos, en cinco mezclas tomadas al azar, o en cada mezcla si se usan menos de cinco. En cada caso el Interventor indicará el número de ensayos a realizar.

Una muestra para ensayo de rotura constará al menos de cuatro cilindros de concreto, dos para ser ensayados a los siete días y los dos restantes a los 28 días. Los resultados de los ensayos hechos a los siete días se tomarán tan sólo como una guía para calcular la resistencia a los 28 días. Cuando los ensayos a los siete días permitan esperar bajas resistencias a los 28 días, se hará el curado de la estructura hasta que se cumplan los 28 días después del vaciado del concreto.

Cada valor de resistencia obtenido a los 28 días, o a una edad menor especificada, debe ser el resultado del promedio de mínimo tres cilindros tomados de una misma mezcla, a menos que un cilindro haya sido ensayado defectuosamente, en cuyo caso el resultado será el promedio que se obtenga de los dos restantes. El valor de la resistencia para cada clase de concreto se considerará satisfactorio si cumple simultáneamente los siguientes requisitos:

- Que los promedios de todos los conjuntos de tres resultados consecutivos de ensayos de resistencia, iguale o exceda el valor especificado de resistencia del concreto.
- Ningún resultado individual de las pruebas de resistencia (promedio de dos cilindros), sea inferior a la resistencia especificada del concreto en más de 35 kg./cm<sup>2</sup>.

La Interventoría podrá exigir el ensayo de resistencia en cilindros curados bajo condiciones de campo, con el objeto de comprobar la bondad del curado y de la protección del concreto en la estructura. Los cilindros curados en campo seguirán el procedimiento indicado en la norma ICONTEC 550 y se deben tomar y moldear al mismo tiempo y de las mismas muestras que se empleen para los cilindros curados en el laboratorio. El procedimiento de protección y curado del concreto debe mejorarse cuando la resistencia de cilindros curados en el campo, a la edad especificada para medir  $f_c$ , sea menor del 85% de la resistencia en cilindros curados en el laboratorio.

Si el concreto no cumple los requisitos de resistencia establecidos en los planos o en estas especificaciones, la Interventoría podrá exigir la realización de ensayos sobre núcleos extraídos de la zona en duda, de acuerdo con la norma ASTM designación C-2. En tal caso deben tomarse tres núcleos por cada ensayo de resistencia que no cumpla lo especificado.

El concreto de la zona representada por los núcleos será aceptable estructuralmente si ningún núcleo presenta una resistencia menor del 85% de  $f_c$ . Para comprobar la exactitud de los ensayos, pueden repetirse en los mismos sitios representados por los núcleos cuyas resistencias sean erráticas. Si el criterio anterior no se cumple y si la seguridad estructural permanece en duda, la Interventoría podrá ordenar la demolición de la estructura o que se hagan pruebas de carga para la parte dudosa de la estructura, o tomar otra medida adecuada a las circunstancias.

El costo de las pruebas de laboratorio sobre los cilindros de concreto que ordinariamente hará la Interventoría será por cuenta de LA EMPRESA. Serán por cuenta del CONTRATISTA todos los costos de la toma de muestras y del concreto mismo, de todos los costos de cualquier prueba adicional, de demoliciones y reconstrucciones necesarias para las estructuras que no cumplieren con las especificaciones pactadas.

❖ **Aceptación de la estructura.** Los trabajos completos de concreto que cumplan todos los requisitos aplicables serán aceptados sin calificación alguna. Los trabajos completos de concreto que no cumplan uno o más requisitos, pero que hayan sido reparados para cumplirlos, podrán ser aceptados si la Interventoría les da su aprobación.

Los trabajos completos de concreto que no cumplan uno o más requisitos y que no puedan repararse para cumplirlos, no podrán ser recibidos para efectos de pago y serán rechazados según lo establecido en estas especificaciones y los demás documentos del contrato y en consecuencia los costos de la demolición y de la reconstrucción serán por cuenta del CONTRATISTA. En este caso el interventor exigirá las modificaciones necesarias para asegurar que el trabajo restante cumpla todos los requisitos.

- **Tolerancias de dimensiones.** Las superficies terminadas que resulten con dimensiones del concreto inferiores de los permitidos por las tolerancias evaluadas y aceptadas por el INTERVENTOR

Los miembros de concreto vaciados en una localización errónea serán rechazados si la resistencia, apariencia o función de la estructura se ven afectadas adversamente o si las partes mal colocadas interfieren con otras construcciones.

Las superficies terminadas que resulten con dimensiones del concreto mayores a los permitidos por las tolerancias de la Sección ALINEAMIENTOS Y TOLERANCIAS serán rechazadas y el material excedente será removido. Esto debe realizarse de una manera tal que se mantenga la resistencia de la sección y que se cumplan todos los requisitos adicionales aplicables de funcionamiento y acabados.

Superficies de concreto inapropiadamente terminadas que excedan los límites y que estén expuestas a la vista, serán rechazadas y deberán ser reparadas o removidas y reemplazadas a juicio del interventor.

Las superficies terminadas de losas que excedan las tolerancias serán reparadas a juicio de la interventoría siempre y cuando la resistencia o apariencia no se vean afectados adversamente. Los resaltes serán removidos con una pulidora.

- **Apariencia.** El concreto a la vista con defectos superficiales que excedan los límites será removido o reemplazado. Otros concretos expuestos a la vista con defectos que afecten adversamente la apariencia del acabado especificado, serán reparados utilizando únicamente métodos aprobados por la Interventoría. El concreto no expuesto a la vista no será sometido a rechazo por defectos de apariencia.

❖ **Resistencia de la estructura.** La resistencia de la estructura en el sitio, se considerará potencialmente deficiente si deja de cumplir cualquiera de los requisitos que controlan la función de la estructura o su resistencia incluyendo pero no necesariamente limitados a las siguientes condiciones:

- Concreto de menor resistencia a la que está indicada en estas especificaciones técnicas.
- Tamaño, cantidad, resistencia, posición o distribución del acero de refuerzo en variación con los requisitos de la sección ACERO DE REFUERZO de estas especificaciones.
- El concreto que difiera en las dimensiones requeridas o en la localización de una manera tal que se reduzca la resistencia o la función de la estructura.
- Curado menor que el especificado y protección inadecuada del concreto de temperaturas extremas durante los estados iniciales del endurecimiento y de desarrollo de resistencia.
- Daños mecánicos, incendio durante la construcción, accidentes o remoción prematura de formaletas que resulten en resistencias o acabados deficientes.
- Mano de obra no calificada que resulte en resistencias o acabados deficientes.

Cuando la resistencia de la estructura se considera potencialmente deficiente, podrá ordenarse, a juicio de la interventoría, análisis estructural o ensayos adicionales de acuerdo con lo establecido en las especificaciones.

El CONTRATISTA pagará por su cuenta todos los costos que se incurran para la realización de los ensayos adicionales y / o de los análisis requeridos en este capítulo.

❖ **Medición y pago.** El concreto se medirá y pagará en metros cúbicos, con aproximación a un decimal, de obra construida y terminada de acuerdo con los planos, las especificaciones y lo prescrito por la Interventoría. Las medidas se comprobarán directamente en la obra, pero las cubicaciones para recibo y pago, se harán con base en las dimensiones indicadas en los planos. No se medirán para fines de pago las obras ejecutadas fuera de las dimensiones o alineamientos establecidos en los planos, salvo en el caso que hayan sido aprobadas previamente por la Interventoría. No se medirán ni pagará las obras rechazadas que no cumplan con las especificaciones de resistencia, acabados y dimensiones.

El precio unitario para cada clase de concreto debe cubrir todos los costos de suministro de los materiales componentes del concreto así como el diseño y la preparación de las mezclas, el suministro, instalación y operación de los equipos, el suministro de todos los materiales para la construcción de la obra falsa y formaletas, el transporte y colocación de las mezclas, su vibrado, la curación del concreto terminado, el acabado o reparación de sus superficies y dilataciones, la remoción de las formaletas y en general todos los demás costos directos e indirectos relacionados con la correcta construcción de las obras de concreto especificadas.

Debe incluirse también el costo de los aditivos especificados para cada ítem y los que sean necesarios, el costo de todas las muestras y ensayos que la Interventoría ordene sobre los materiales que el CONTRATISTA se proponga utilizar para la fabricación de los concretos, así como el costo de las pruebas

adicionales que se hagan al concreto cuando los ensayos ordinarios no arrojen resultados satisfactorios para LA EMPRESA.

❖ **Clasificación de los concretos.** Los concretos se medirán y se clasificarán para efectos de pago de acuerdo a la siguiente definición de los ítems:

- **Concreto clase 3 para atraque de tuberías y anclaje de accesorios.** Son aquellos concretos de 2.500 psi. sin impermeabilizante integral que se utilizarán en el atraque de las tuberías y anclaje de accesorios. El acabado de estos concretos será tipo A-1 donde requiera formaleta y E-1 donde no la requiera. La medida de estos concretos es el metro cúbico colocado, con aproximación de dos decimales, según los volúmenes de obra realmente ejecutada.

- **Concreto clase 1 para estructuras.** Son aquellos concretos de 4.000 psi con impermeabilizante integral que se utilizarán en la construcción de estructuras. El acabado de estos concretos será tipo A-3 . La medida de estos concretos es el metro cúbico colocado, con aproximación de dos decimales, según los volúmenes de obra realmente ejecutada

### **5.2.8 Acero de refuerzo.**

❖ **Generalidades.** El trabajo a que se refiere esta especificación consiste en el suministro del acero y la ejecución de las operaciones de corte, doblado, amarrado y colocación de las varillas de refuerzo en las estructuras de concreto.

❖ **Material.** Se aceptará el acero de refuerzo liso fabricado por Paz del Río tipo A-37 o similar, en aquellas estructuras donde el valor  $F_y$  especificado sea igual a 2394 kg/cm<sup>2</sup>. Se aceptará el acero de refuerzo corrugado fabricado por

Paz del Río PDR 40 y PDR 60 o similar, en aquellas estructuras donde el  $F_y$  especificado sea igual a 2800 kg/cm<sup>2</sup> y 4200 kg/cm<sup>2</sup> respectivamente.

❖ **Doblado.** **Las varillas de acero se doblarán en frío para acomodarse a las formas indicadas en los planos. No se permitirá doblar las varillas salientes del concreto una vez que éste ha sido colocado.**

❖ **Colocación y fijación.** El acero de refuerzo al colocarlo en la estructura, ha de estar libre de mugre, escamas, exceso de óxido, polvo, pintura, aceite u otra materia extraña. Todo el acero de refuerzo ha de quedar colocado en su debido sitio y durante el vaciado del concreto se le mantendrá firmemente en las posiciones indicadas en los planos.

El espacio entre acero y formaleta se mantendrá mediante soportes, bloques, amarres, suspensores, u otro soportes aprobados. Los bloques que evitan el contacto del acero con las formaletas deberán ser de mortero prefabricado, de formas y dimensiones aprobadas. Las hiladas en varillas se separarán con bloques de mortero prefabricado. Los bloques serán lo suficientemente cortos como para permitir que sus extremos se cubran de concreto. No se permitirá el uso de guijarros, trozos de piedra o ladrillo, tubería metálica o bloques de madera.

Antes de empezar el vaciado del concreto, todo el acero de refuerzo de cualquier sección deberá estar en su sitio y haberse inspeccionado y aprobado por el Interventor.

Todos los empalmes deberán tener una longitud no menor de 40 veces el diámetro nominal de las varillas y deberán estar bien distribuidos y situados en puntos de refuerzo tensorial bajo.

Los empalmes de varilla de diámetro superior a 3/4" podrán ser soldados con doble cordón en una longitud no menor de 25 cm, con la aprobación del Interventor.

El recubrimiento para el esfuerzo deberá hacerse como se indica en los planos; en donde no se especifica se hará como sigue:

- Cuando el concreto queda a la intemperie o permanentemente sumergido, o en contacto con tierra, pero colocado con formaletas, no deberá ser menor de 8 cm.
- En muros que no estén colocados en contacto con tierra, pero colocados con formaletas, no deberá ser menor de 5 cm.

❖ **Medida.** La medida del acero de refuerzo será el peso, expresado en kilogramos, resultante de multiplicar la longitud de la armadura incorporada en la estructura, por los pesos unitarios correspondientes a cada diámetro usado.

La longitud medida debe incluir los ganchos y traslapes que figuran en los planos, o los que ordene el Interventor, así como los hierros adicionales que sean autorizado por el mismo. Los ganchos y traslapes que para su conveniencia añada el Contratista, así como los alambres de amarre, separadores, suspensores y elementos similares no se computarán para efectos del pago.

❖ **Pago.** El acero de refuerzo se pagará al Contratista de acuerdo con el precio unitario estipulado en el Formulario de Precios del Contrato bajo el ítem correspondiente el cual deberá incluir el costo de todas las instalaciones, materiales, equipos, mano de obra, etc, necesarios para ejecutar el trabajo de acuerdo con los planos y especificaciones.

### **5.2.9 Manejo, transporte e instalación de tuberías y accesorios.**

❖ **Descripción.** Comprende el manejo cuidadoso, transporte local y colocación de la tubería, así como el acople de los accesorios, de acuerdo a los planos y / o a la Interventoría. La tubería y accesorios serán suministrados por LA EMPRESA.

❖ **Manejo y transporte general de las tuberías y accesorios.** El CONTRATISTA deberá instalar en el sitio de la obra un campamento para colocar las tuberías y accesorios, localizado en puntos de fácil acceso para el transporte de la tubería. La localización del campamento deberá ser aprobada por la Interventoría.

El CONTRATISTA deberá nombrar un representante que retire a satisfacción la tubería y accesorios que le sean entregados en las bodegas de LA EMPRESA, como garantía de que se le entreguen en perfectas condiciones. De la misma manera deberá vigilarse el buen manejo de la tubería en los sitios de trasbordo, el cual deberá ser ejecutado por personal con experiencia en esa clase de trabajos.

Antes de la colocación definitiva de tubería y accesorios la Interventoría procederá a hacer una revisión minuciosa y rechazará cualquier elemento que haya sufrido desperfectos después de haber sido entregados en perfectas condiciones al CONTRATISTA.

Los tubos se descargarán sobre plataformas, arrumándolos en pilas independientes y los anillos y demás accesorios serán entregados al Almacenista o a su representante. Será por cuenta del CONTRATISTA todas las pérdidas de materiales ocurridos en la obra.

Las reparaciones de los tubos, autorizados por la Interventoría serán por cuenta y cargo del CONTRATISTA.

❖ **Instalación de tuberías y accesorios.** La instalación de tuberías y accesorios comprende el transporte local, arreglo del fondo de la zanja, bajada de los tubos y accesorios y acople correcto, pruebas hidráulicas, desinfección de las tuberías y entrega de los conductos en perfecto estado de funcionamiento.

- **Transporte local.** Se entiende por transporte local el requerido para transportar los tubos y accesorios desde los campamentos del CONTRATISTA hasta el sitio de colocación, los cargues, y demás manejo de los materiales hasta su instalación definitiva.

El costo del transporte local se incluirá en el precio por metro lineal de tubería o unidad de accesorio instalado.

- **Arreglo del fondo de la zanja.** Consiste en la perfilada de la superficie de apoyo hasta dejarla plana y nivelada con el fin de que el asentamiento de la tubería sea uniforme en toda su longitud.

Cuando las condiciones del fondo de la excavación no sean adecuadas para la colocación de tuberías de acuerdo al Interventor, se deberá colocar una capa de recebo arenoso, o triturado bien apisonado el cual se pagará en el ítem de relleno en material seleccionado.

- Bajada de la tubería a la zanja. **Los tubos antes de bajarse a la zanja deberán limpiarse interiormente, dejándolos completamente aseados especialmente en los extremos.**

Los tubos se bajarán de tal manera que queden lo más cerca posible de su posición definitiva reduciendo al mínimo el manejo dentro de la zanja.

Se podrán bajar manualmente o por medio de equipos mecánicos adecuados y evitando los golpes de los tubos contra las paredes de la zanja.

- **Uniones de los tubos.** La Interventoría vigilará permanentemente las operaciones de unión de los tubos, cerciorándose de que los espigos, ranuras, campanas estén completamente limpios y que se realice con toda la técnica y precisión recomendadas por el fabricante, con el propósito de disminuir las fugas o escapes.

Con el objeto de que las uniones o campanas encajen adecuadamente se hará una caja o cavidad de 0.10 metros de profundidad por 0.30 metros de longitud aproximadamente, que además de facilitar la instalación, permitirá un asentamiento uniforme del cuerpo del tubo.

En términos generales para la instalación de los diferentes tipos de unión en las tuberías, se seguirán las instrucciones indicadas en los manuales o guías de las casas fabricantes.

- **Montaje de accesorios.** En términos generales todos los accesorios deberán anclarse convenientemente en bloques de concreto que se localizarán según la dirección del empuje y el tipo de accesorios.

Cuando los accesorios sean de extremos lisos, se podrán usar manguitos o uniones triplex .

Se construirán bloques de anclaje no sólo en los cambios de dirección de las tuberías, sino también en las reducciones de diámetro y en los extremos

cerrados, teniendo cuidado que el concreto no cubra los espigos de los accesorios para efectos de las reparaciones de las tuberías.

El cálculo y diseño de los bloques de anclaje deberán ser revisados por el CONTRATISTA y en caso de anclajes no previstos en el proyecto, su diseño deberá solicitarlo con la debida anticipación a la Interventoría.

- **Pruebas hidráulicas.** Las pruebas hidráulicas tienen por objeto detectar las posibles fugas o escapes causadas por averías en los tubos, acoplamiento defectuoso de las uniones y en términos generales por fallas en instalaciones no ejecutadas correctamente.

Antes de someter las tuberías a las pruebas, deberá verificarse que las instalaciones se encuentren completamente terminadas y se comprobará que las tuberías hayan quedado debidamente soportadas, los anclajes bien colocados y fraguados y los rellenos convenientemente compactados.

Las pruebas se harán por tramos no mayores de 500m o circuitos de igual longitud y se realizarán a medida que avancen los trabajos.

❖ **Medición y pago.**

- El precio unitario deberá incluir todos los costos de mano de obra, materiales equipos y demás costos directos e indirectos utilizados en las operaciones de transporte general desde las bodegas de la EMPRESA, hasta los campamentos del CONTRATISTA, imprevistos para sustitución de materiales averiados, almacenamiento de tuberías y accesorios, vigilancia y garantía de manejo de materiales.

El costo de constitución de la garantía o fianza de manejo de los materiales suministrados por LA EMPRESA debe tenerse en cuenta para el análisis del precio unitario del ítem "Manejo y Transporte General de tuberías y Accesorios".

- La unidad de medida de la instalación de tubería será el metro lineal con aproximación a un decimal. La medida se tomará directamente sobre la tubería instalada y siguiendo las pendientes de los alineamientos, sin incluir los accesorios.

- La unidad de medida en la instalación de accesorios será por unidad instalada. Se incluirá en el precio unitario, todos los costos de mano de obra, de los materiales, alquiler de equipos y demás costos directos e indirectos utilizados en las operaciones de transporte local, colocación de uniones y accesorios, pruebas hidráulicas, lubricantes, lavado y desinfección de los accesorios y entrega de los mismos en perfecto estado de funcionamiento.

Los costos de la instalación de los accesorios no incluirán la construcción de los anclajes indicados en los planos o requeridos por el fabricante para el tipo de accesorios y presión de trabajo o especificados por el Interventor. Estos se pagarán por M<sup>3</sup>. de concreto colocado, en el ítem: Concreto de 175 kg/cm<sup>2</sup> para anclaje de accesorios y atraque de tuberías.

#### **5.2.10 Mampostería en ladrillo para pozos de inspección.**

- ❖ **Generalidades.** El espesor de los muros de todas las estructuras estará indicado en los planos de construcción respectivos.

Nos se permitirá la colocación de mampostería de ladrillo sobre fundaciones de concreto sino tres días después de que dichas fundaciones hayan sido

vaciadas, a menos que al concreto se haya incorporado un acelerante de fraguado aprobado por el interventor.

Toda la mampostería deberá colocarse a plomo y estrictamente de acuerdo con las alineaciones espaciadas, con las esquinas bien definidas y a plomo y tendidas de tal forma que las juntas en cada una se alternen con las de las hiladas adyacentes.

Todos los ladrillos deberán mojarse antes de su colocación e irán apoyados en toda su superficie sobre capas de mortero y con juntas de extremos y de lado hechas simultáneamente y de espesor no inferior de 1 cm ni superior de 1,25 cm. Las superficies ocultas que vayan adosadas a obras de concreto o prefabricadas deberán llenarse con mortero a medida que se vayan colocando las diferentes hiladas. Las caras y juntas deberán dejarse ásperas con el fin de asegurar una buena adherencia del pañete de mortero. Debe tenerse especial cuidado en dejar a ras las uniones de la superficie interior. En todos los casos la obra debe hacerse con una ligazón buena y completa de acuerdo con los detalles de los planos. Toda obra de terminación reciente debe protegerse contra daños y si la calidad total de la misma fuera alterada por cualquier causa y en cualquier momento, el CONTRATISTA deberá corregir tal irregularidad en forma satisfactoria, reemplazando la parte defectuosa si es necesario.

A menos que el interventor ordene otra cosa, la obra de terminación reciente y no cubierta independientemente con tierra, deberá mantenerse húmeda rociándola con agua, hasta que el mortero haya fraguado y desaparezca el peligro de que se agriete con el sol.

Siempre que ello sea necesario, los muros recién colocados deben soportarse y acodalarse hasta que se haya obtenido el fraguado necesario para lograr una buena resistencia.

Al terminar el trabajo todas las concavidades de las juntas de mortero defectuosa deben resanarse.

Para pegar ladrillo el mortero consistirá de una parte en volumen de cemento y 2,5 partes de volumen de arena.

El ladrillo debe estar constituido por material arcilloso de buena calidad y debe ser recocido.

Todos los ladrillos que se emplean en la obra deben estar completos, con aristas rectas y sin desportilladuras y deben producir un sonido claro y resonante cuando se les golpee uno contra otro, su calidad debe ser uniforme y se someterán a la aprobación del interventor antes de utilizarlos en la obra. El ladrillo será T1.

Todos los ladrillos se ajustarán a los requisitos de la especificación ASTM designación C-62.

❖ **Medición y pago.** La mampostería se pagará por m<sup>2</sup> y el precio incluirá todos los costos de materiales de mano de obra, equipos, suministro e instalación del refuerzo, marcos y tapas en hierro fundido y demás trabajos para la construcción y lo estipulado en las especificaciones.

## **6. MANUAL DE OPERACIÓN DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO**

### **6.1 CONTROL Y OPERACIÓN DE LOS PROCESOS DE DOSIFICACIÓN Y MEZCLA RÁPIDA**

Para garantizar la eficiencia del proceso de coagulación, debe vigilarse la correcta operación de los procesos de dosificación y mezcla rápida.

En la operación de dosificación debe controlarse la aplicación del coagulante, cuidando que esta sea constante y que se disperse de manera uniforme en toda la masa del agua, en la cual debe existir una fuerte turbulencia para que la mezcla del coagulante se realice en la forma más adecuada.

De la eficiencia de este proceso dependen los rendimientos de todos los tratamientos posteriores al agua, como la sedimentación, la filtración y la desinfección.

**6.1.1 Dosificadores.** Debe determinarse la dosis óptima de coagulante necesaria para el agua cruda que se esté tratando. Esta dosis óptima debe ofrecer la formación de un flóculo estable.

Se deben tener en cuenta los siguientes aspectos en la operación de los dosificadores:

- Fijar la cantidad de sustancia química a dosificar.
- Obtener la concentración óptima para la dosis a aplicar.
- Observar que se esté efectuando la dosificación.

**6.1.2 Mezcladores hidráulicos.** Las siguientes condiciones deben tenerse en cuenta para la operación del mezclador hidráulico:

- Debe verificarse que la estructura de control de entrada permita el acceso del agua al vertedero.
- Debe verificarse que la dosificación del coagulante esté realizándose por el eyector, regadera o tubo perforado.
- Debe constatarse que la solución esté aplicándose uniformemente en el punto de máxima turbulencia.
- Debe determinarse el gradiente de velocidad por medio de la evaluación de la pérdida de carga en el vertedero.
- La velocidad con la cual los coagulantes deben dispersarse en toda la masa de agua depende de la velocidad de reacción de los coagulantes con la alcalinidad y con los otros constituyentes del agua. Una vez obtenido, este gradiente óptimo debe verificarse y corregirse cuando sea necesario.
- Para facilitar la determinación es recomendable tener dos reglas fijas niveladas, localizadas en los puntos de medición, recordando que el gradiente medio óptimo se produce para valores mayores de 1000 s<sup>-1</sup>.
- Debe evitarse que se produzcan grandes turbulencias, caídas y restricciones luego del punto de aplicación de la sustancia química.
- Debe tenerse en cuenta que la concentración de iones hidrógeno de la mezcla final de agua y el coagulante es de fundamental importancia en la formación del flóculo, por tanto debe medirse el pH antes y después de la coagulación.

## **6.2 CONTROL DE LOS PROCESOS Y OPERACIÓN DEL FLOCULADOR HIDRÁULICO**

Para la agitación de la masa líquida, el floculador hidráulico deriva su energía de la carga de velocidad que el flujo adquiere al escurrir por un conducto. Una correcta operación en el floculador hidráulico requiere las siguientes condiciones:

- Debe verificarse que la dosificación y la mezcla rápida estén operando satisfactoriamente.
- Es necesario constatar que el nivel del agua en las cámaras, no varíe más del 10% por arriba o por abajo del nivel de diseño.
- Debe mantenerse el gradiente medio óptimo de velocidad en el floculador por medio de la diferencia de nivel entre la entrada y la salida; para efectuar esta operación es conveniente tener reglas fijas niveladas en la entrada y salida del floculador. En caso de no ser así, debe ajustarse a los óptimos obtenidos en la prueba de jarras.
- Debe garantizarse que el tiempo de contacto en la unidad sea el suficiente, para permitir que los flóculos alcancen el tamaño y peso adecuado, lo cual es función de la dosis, el gradiente de velocidad y el tiempo que se mantenga la agitación en concordancia con la prueba de jarras.
- Debe observarse en la salida del floculador el tamaño del flóculo y determinarse la turbiedad residual después de decantada y compararla con la obtenida bajo los mismos parámetros en la prueba de jarras.

## **6.3 CONTROL DE LOS PROCESOS Y OPERACIÓN DEL SEDIMENTADOR DE ALTA RATA**

Para obtener una buena operación de sedimentación, es necesario que la etapa de coagulación - floculación se realice adecuadamente, luego se debe asegurar una distribución adecuada del caudal, minimizar los cambios bruscos de flujo, asegurar una carga de rebose apropiada sobre los vertederos efluentes y controlar las cargas superficiales y los tiempos de retención.

**6.3.1 Operación de las unidades de sedimentación.** La unidad de sedimentación debe llenarse con agua hasta el nivel de operación y dejarse en reposo como mínimo 30 minutos antes de la operación normal. Luego debe darse paso al agua de entrada al sedimentador para que la unidad entre en operación. Debe determinarse la turbiedad y/o color del agua sedimentada con la frecuencia establecida en la tabla 23. para la planta de tratamiento de acuerdo a los diferentes niveles de confiabilidad del servicio.

Tabla 23. Análisis mínimo del agua para controlar los procesos en la planta

Muestra	Mediciones	Frecuencia en el nivel			
		Bajo	Medio	Medio alto	Alto
Lugar de análisis	Parámetros a medir				
Agua del afluente	Turbiedad y pH.	3/día	6/día	8/día	Continuo
	Color		1/día	1/día	6/día
Salida de mezcladores	pH óptimo	3/día	6/día	8/día	Continuo
Salida de floculadores	Observación del tamaño de los flocs (por ejemplo en una probeta) y turbiedad.	3/día	6/día	8/día	8/día
Salida de sedimentadores	Turbiedad	3/día	6/día	8/día	Continuo
	Color		1/día	1/día	6/día
Salida de filtros	Turbiedad y pH.	3/día	6/día	8/día	Continuo
	Al residual y color		6/día	8/día	8/día
Salida de tanque de desinfección	pH, alcalinidad y dureza		6/día	8/día	8/día
Salida del tanque de almacenamiento y/o de la planta de tratamiento	pH, turbiedad, cloro residual	3/día	6/día	8/día	Continuo
	Color		1/día	1/día	1/día
	Análisis microbiológico si es necesario.		1/día	2/día	2/día
	Fe residual, alcalinidad y dureza.			1/día	1/día

Deben realizarse las siguientes actividades de operación:

- Comprobar si por el efluente hay salida de flóculos.
- Retirar el material flotante en el decantador.
  
- Verificar si existe desprendimiento de burbujas de aire, originadas por fermentación de lodos.
  
- Drenar frecuentemente, accionando la válvula de purga.
  
- Cuando se realice una parada de periodo largo (mayor a 24 horas) debe mantenerse un residual de cloro por lo menos de 5 ppm o vaciar la unidad para evitar la fermentación de los lodos.

#### **6.4 CONTROL DE LOS PROCESOS Y OPERACIÓN DE UN FILTRO RAPIDO**

**6.4.1 Medio filtrante.** El medio filtrante es de especial cuidado, por lo cual debe mantenerse apto para la operación del sistema, por medio de lavados continuos y cambios del lecho filtrante cuando sea necesario. El operador debe tener especial cuidado con la operación de lavado de filtros a fin de obtener una limpieza efectiva del medio filtrante y evitar los problemas de: formación de bolas de barro, consolidación del lecho filtrante, desplazamiento de la grava de soporte, entrapamiento de aire o pérdidas de medio filtrante.

**6.4.2 Operación del filtro.** Las siguientes actividades deben ejecutarse para asegurar una correcta operación del filtro:

- Evitar turbulencias indebidas y agitación de la arena en el llenado del filtro.
  
- Mantener una buena coagulación del agua, ajustando la dosis óptima permanentemente para obtener el mejor filtrado.

- Determinar la turbiedad, el color y la pérdida de carga en el efluente del filtro.

- Lavar el filtro cuando éste alcance la pérdida de carga máxima permitida por el sistema o cuando la calidad del agua alcance el límite máximo permitido por las normas, utilizando las velocidades adecuadas a las características del medio filtrante, de acuerdo con las recomendaciones del diseñador y la experiencia.

**6.4.3 Operación de lavado del filtro.** El lavado debe hacerse cada vez que la pérdida de carga es igual a la presión estática sobre el fondo del lecho, o la calidad del efluente desmejore. La mayoría de los problemas del filtro se originan en un lavado deficiente incapaz de desprender la película que recubre los granos del lecho, romper las grietas o cavidades en donde se acumula el material que trae el agua y transportar el material desde el interior del lecho hasta las canaletas de lavado. En el lavado ascendente con agua, según la magnitud ascendente de lavado, el lecho filtrante puede tener:

- Todas sus partículas fluidificadas.
- Las partículas más finas fluidificadas pero no las más gruesas.
- Ninguna fluidificación de casi la totalidad del lecho filtrante salvo las capas muy superficiales.

## 6.5 CONTROL DE LOS PROCESOS Y OPERACIÓN EN LA DESINFECCIÓN

Los factores o parámetros que influyen en la desinfección y que deben ser controlados durante la operación son:

- La mezcla debe ser rápida, uniforme y eficiente entre el cloro y el agua.
- El desinfectante y el agua deben estar en contacto el tiempo suficiente, para garantizar una completa desinfección del agua.
  
- Debe desinfectarse el agua a un pH inferior a 7.5. Valores de pH superiores a 7.5 retardan las reacciones entre el cloro y el amoníaco.
  
- Debe controlarse el nivel de turbiedad del agua, debido a que los microorganismos pueden encapsularse dentro de la partículas haciendo más lenta la acción del desinfectante. Se recomienda tener una turbiedad menor de 1 UNT para la optimización del proceso.
  
- Debe garantizarse que la desinfección con cloro no produzca trihalometanos al final de la red superior a lo indicado por la norma.
  
- Controlar con análisis adecuados que la contaminación patógena no esté presente en la red de distribución incluyendo las zonas de extremo de red.
  
- La cloración debe realizarse con un tanque dosificador que funcionará por gravedad y permita cuantificar el cloro dosificado en el efluente de la planta de tratamiento.
  
- No debe aplicarse cal y cloro al mismo tiempo.
  
- En general, la calidad del agua debe cumplir con lo establecido en el Decreto 475 de 1998.

En caso de emplear otro desinfectante, que no sea la cloración, deben disponerse de equipo confiable para su aplicación y para la determinación de

la concentración residual, reconocidos en la última edición de “Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater” o normas ASTM.

#### 6.5.1 PH óptimo.

- Debe alcalinizarse el agua después de la cloración y no antes de ella.
- Debe tratarse de mantener un pH bajo para aumentar la eficiencia en el proceso de desinfección, es aconsejable entre 6 - 7.
- Se deben realizar mediciones continuas para determinar la calidad del agua tratada.

**6.5.2 Dosificación.** Las dosis dependen de la demanda de cloro en la red, redes extensas en las que el agua tiene un largo período de detención requieren por lo común dosis iniciales mayores que redes cortas.

Para determinar la dosis óptima, deben realizarse pruebas de laboratorio agregando las cantidades crecientes de cloro al agua tratada y midiendo su concentración a través del tiempo. La dosis óptima sería la que produzca un residual de cloro libre de mínimo 0.2 ppm al extremo de la red. Si lo anterior no fuera económicamente viable porque las concentraciones iniciales resultaron muy altas, es necesario proyectar rechloraciones en puntos seleccionados de la red.

La operación exitosa del proceso de cloración requiere principalmente:

- Suministro adecuado y permanente del agente desinfectante.
- Control eficiente, continuo y exacto de la dosificación.

- Manejo seguro en todo momento del compuesto y de los equipos utilizados para su aplicación.

- Mezcla completa y continua del cloro con todo el agua a tratar.

**6.5.3 Concentración residual de cloro.** La muestra debe tomarse cerca del tanque de almacenamiento del agua filtrada. Es necesario medir el contenido de cloro residual, si este contenido está por debajo del valor deseado, se debe ajustar la dosificación del cloro y después de 1 hora repetir la operación hasta el ajuste requerido. Se debe seguir el siguiente procedimiento:

- Limpieza del equipo de muestreo con agua limpia.

- Debe vertirse la muestra en el tubo especial, añadiendo el reactivo químico a la muestra para permitir que alcance su máxima intensidad siguiendo las instrucciones específicas del laboratorio.

- Debe compararse el color de la muestra con un juego de patrones y registrar el valor encontrado para la concentración de cloro en la muestra.

- Los ensayos deben efectuarse diariamente.

## **6.6 TANQUE DE ALMACENAMIENTO DEL AGUA TRATADA**

El tanque de almacenamiento debe estar disponible para suministrar agua en horas de máxima demanda y a la vez debe mantener presiones adecuadas en la red de distribución. Es necesario tener en cuenta las siguientes condiciones:

- Realizar la operación de las válvulas según el régimen de servicio.
- Medir el caudal distribuido.
- Aforar el caudal de ingreso al tanque.
- Controlar la calidad del agua almacenada.
- Vaciar y lavar el tanque cuando se detecten sedimentos, en especial residuos de cal.

## 7. PRESUPUESTO

El análisis del presupuesto se realizó siguiendo los siguientes pasos :

- Obtención de cantidades de obra, calculadas con base en los planos de diseño y de detalles respectivos.
- Análisis de los valores unitarios para los ítems respectivos en concordancia con los procedimientos constructivos.
- Obtención de valores totales para los ítems correspondientes a cada capítulo en la realización de la obra.

Se tuvieron en cuenta los siguientes aspectos:

- Para el cálculo del presupuesto se utilizó el programa Excel de Microsoft Office.
- Se evaluaron los precios de los materiales, con los valores comerciales a la fecha de diciembre de 2003.
- Los rendimientos indicados, tanto para mano de obra, como para equipos en los ítems que lo requieren fueron evaluados para las condiciones de la zona.

A continuación se muestra el costo total de obra calculado:

**5.2 PRESUPUESTO DE OBRA****OBRA: ACUEDUCTO NUEVO ASENTAMIENTO DE HERRÁN**

FECHA: DICIEMBRE/2003

ITEM	DESCRIPCIÓN	6 VALOR TOTAL
1	PRELIMINARES	
	<b>Total</b>	<b>\$ 11,527,848</b>
2	BOCATOMA	
	<b>Total</b>	<b>\$ 22,980,645</b>
3	DESARENADOR	
	<b>Total</b>	<b>\$ 14,360,458</b>
4	CONDUCCION DESARENADOR – CASETA DE CLORACIÓN	
	<b>Total</b>	<b>\$ 458,559,211</b>
5	PLANTA DE TRATAMIENTO	
	<b>Total</b>	<b>\$ 121,472,026</b>
6	TANQUE DE ALMACENAMIENTO V =300 m <sup>3</sup>	
	<b>Total</b>	<b>\$ 86,334,953</b>
7	RED DE DISTRIBUCIÓN	
	<b>Total</b>	<b>\$ 189,062,239</b>
<b>COSTO TOTAL DIRECTO</b>		<b>\$ 907,297,380</b>
<b>A.I.U 30%</b>		<b>\$ 271,289,214</b>
<b>VALOR TOTAL</b>		<b>\$ 1,175,586,594</b>

**PRESUPUESTO DE OBRA**

**OBRA:                   ALCANTARILLADO SANITARIO**  
**NUEVO ASENTAMIENTO DE HERRÁN**

FECHA:     DICIEMBRE/2003

ITEM	DESCRIPCIÓN	7	VALOR TOTAL
1	PRELIMINARES		
	<b>7.1.1 Total</b>	<b>\$</b>	<b>8,777,637</b>
2	TUBERÍA		
	<b>Total</b>	<b>\$</b>	<b>315,104,133</b>
3	POZOS DE INSPECCIÓN		
	<b>Total</b>	<b>\$</b>	<b>62,953,653</b>

<b>COSTO TOTAL DIRECTO</b>	<b>\$</b>	<b>386,835,424</b>
<b>A.I.U 30%</b>	<b>\$</b>	<b>116,050,627</b>
<b>VALOR TOTAL</b>	<b>\$</b>	<b>502,886,051</b>

**PRESUPUESTO DE OBRA**

**OBRA:                   ALCANTARILLADO PLUVIAL**  
**NUEVO ASENTAMIENTO DE HERRÁN**

FECHA:     DICIEMBRE/2003

ITEM	DESCRIPCIÓN	VALOR TOTAL
1	PRELIMINARES	
	<b>Total</b>	<b>\$ 4,171,831</b>

2	TUBERÍA	
	<b>Total</b>	\$ <b>56,815,869</b>
3	POZOS DE INSPECCIÓN	
	<b>Total</b>	\$ <b>9,290,174</b>
4	OBRAS VARIAS	
	<b>Total</b>	\$ <b>323,673,642</b>
<b>COSTO TOTAL DIRECTO</b>		\$ <b>393,951,516</b>
<b>A.I.U 30%</b>		\$ <b>118,185,455</b>
<b>VALOR TOTAL</b>		\$ <b>512,136,971</b>
<b>VALOR TOTAL PROYECTO</b>		\$ <b>2,194,738,986</b>

El presupuesto de obra y sus respectivo análisis de precios unitarios se encuentran consignados en el respectivo anexo (Véase el Anexo T).

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El proyecto de construcción del sistema de acueducto y alcantarillado para el área del reasentamiento brinda las garantías y condiciones para el desarrollo de la vida humana especialmente para las familias que viven en las viviendas asentadas en alto riesgo.
- Este proyecto establece la posibilidad de solucionar el problema ante la calamidad pública existente en la actual cabecera municipal porque permite el establecimiento de los servicios públicos domiciliarios en la zona del reasentamiento.
- El proyecto garantiza la consolidación del macroproyecto mediante un desarrollo planificado y orientado con la participación directa de la comunidad de Herrán.
- Debido a la importancia del proyecto, este se encuentra incluido dentro del plan de desarrollo del Municipio de Herrán y tiene garantizada su ejecución dentro de los dos años siguientes ya que el Municipio cuenta con la contrapartida para su financiamiento.
- La población beneficiada inicialmente por el proyecto corresponde a 1510 habitantes a reubicar en la zona denominada El Llano identificada como el área de reasentamiento y zona de expansión urbana en el esquema de ordenamiento territorial de Herrán. La población beneficiada corresponde a familias de bajos recursos, de vocación agropecuaria, de niveles de sisben 1 y 2.
- No se requieren obras de mitigación de impacto ambiental, pero es necesario cumplir cada una de las especificaciones técnicas y

recomendaciones emitidas por el consultor durante la ejecución y la puesta en marcha del sistema de acueducto y alcantarillado.

- El proyecto de construcción del sistema de acueducto y alcantarillado del nuevo asentamiento no genera impacto ambiental negativo considerando que la fuente que alimentará el acueducto cubre la demanda necesaria bajo niveles a favor de la quebrada. Además el sistema de alcantarillado está concebido como el sistema a recolectar las aguas residuales domésticas y orientarlas hacia el sistema de tratamiento sin generar daño o deterioro sobre la quebrada El Molino.

- Se recomienda que la alcaldía municipal organice medios de consulta a través de los cuales la comunidad sea informada y motivada a intervenir en la ejecución de estas obras. Con esto no solo se reducen los costos, sino que se ejecuta una veeduría cívica de las inversiones que se realizan con los fondos públicos.

- La alcaldía se encargará de elegir un fontanero, el cual recibirá capacitación sobre la operación y mantenimiento del sistema y cuyas funciones sean claramente fijadas.

- La participación de la comunidad en reuniones realizadas, el contacto a través de sus líderes, la colaboración en el suministro de información, la comunicación y el dialogo mantuvieron a la comunidad informada sobre el desarrollo del proyecto y la opinión e interés demostrados fueron factores motivantes para cumplir con el propósito del trabajo aquí presentado.

- Este proyecto nos acerca a una comprensión mas global de los problemas que se puede presentar en un proyecto de saneamiento básico, no solo desde el punto de vista de su diseño y construcción sino pensando también

en los posibles impactos tanto ambientales como sociales que este puede generar, lo que contribuirá de modo decisivo a que seamos no simplemente profesionales mejor capacitados sino sobretodo, profesionales mejor formados íntegramente, preocupados por la dimensión personal y social de nuestras actividades.

## BIBLIOGRAFÍA

ARBOLEDA VALENCIA, Jorge. Teoría y práctica de la purificación del agua. Bogotá: McGraw-Hill, 2000.

ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA. Normas Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR – 98. Santafé de Bogotá D.C : ACIS : Título C , 2000.

CORCHO ROMERO, Freddy Hernán y DUQUE SERNA, José Ignacio. Acueductos Teoría y Diseño. Medellín: Universidad de Medellín, 1997.

CORPORACIÓN AUTÓNOMA REGIONAL PARA LA DEFENSA DE LA MESETA DE BUCARAMANGA. Normas Técnicas para Diseño y Presentación de Proyectos de Alcantarillado. Bucaramanga: CAMACOL 1997.

INSTITUTO COLOMBIANO DE NORMAS TÉCNICAS. Normas colombianas para la presentación de trabajos de investigación. Quinta actualización. Santafé de Bogotá: ICONTEC.

LARA DE CASTILLO, Venidla; CALDERON RAMÍREZ, John y ZAMBRANO ALFONSO, Napoleón. Alcantarillados. Cauca: Universidad de Cauca: Facultad de Ingeniería Civil, 1992.

LÓPEZ CUALLA, Ricardo Alfredo. Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados. Escuela. Santafé de Bogotá: Colombiana de Ingeniería, 1995.

M. WHITE, Frank. Mecánica de Fluidos. México: McGraw-Hill, 1996.

MANUAL TÉCNICO: Sistema de Tuberías y Accesorios para Acueducto UNI-Z, UNI-SAFE y Alta Presión PAVCO. Acometidas Domiciliarias PF+ UAD, 1999.

MINISTERIO DE DESARROLLO ECONÓMICO. Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico - RAS. Santafé de Bogotá D.C: UNIANDES : Títulos A, B,C, D., 2000.

MONSALVE SAENZ, German. Hidrología de la Ingeniería. Santafé de Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería, 1984.

NILSON, Arthur H. Diseño de Estructuras de Concreto. Santafé de Bogotá: McGraw-Hill, 1999.

PÉREZ CARMONA, Rafael. Desagües. Santafé de Bogota: escala, 1988.

SALDARRIAGA, Juan G. Hidráulica de tuberías. Santafé de Bogotá: McGraw-Hill, 1998.

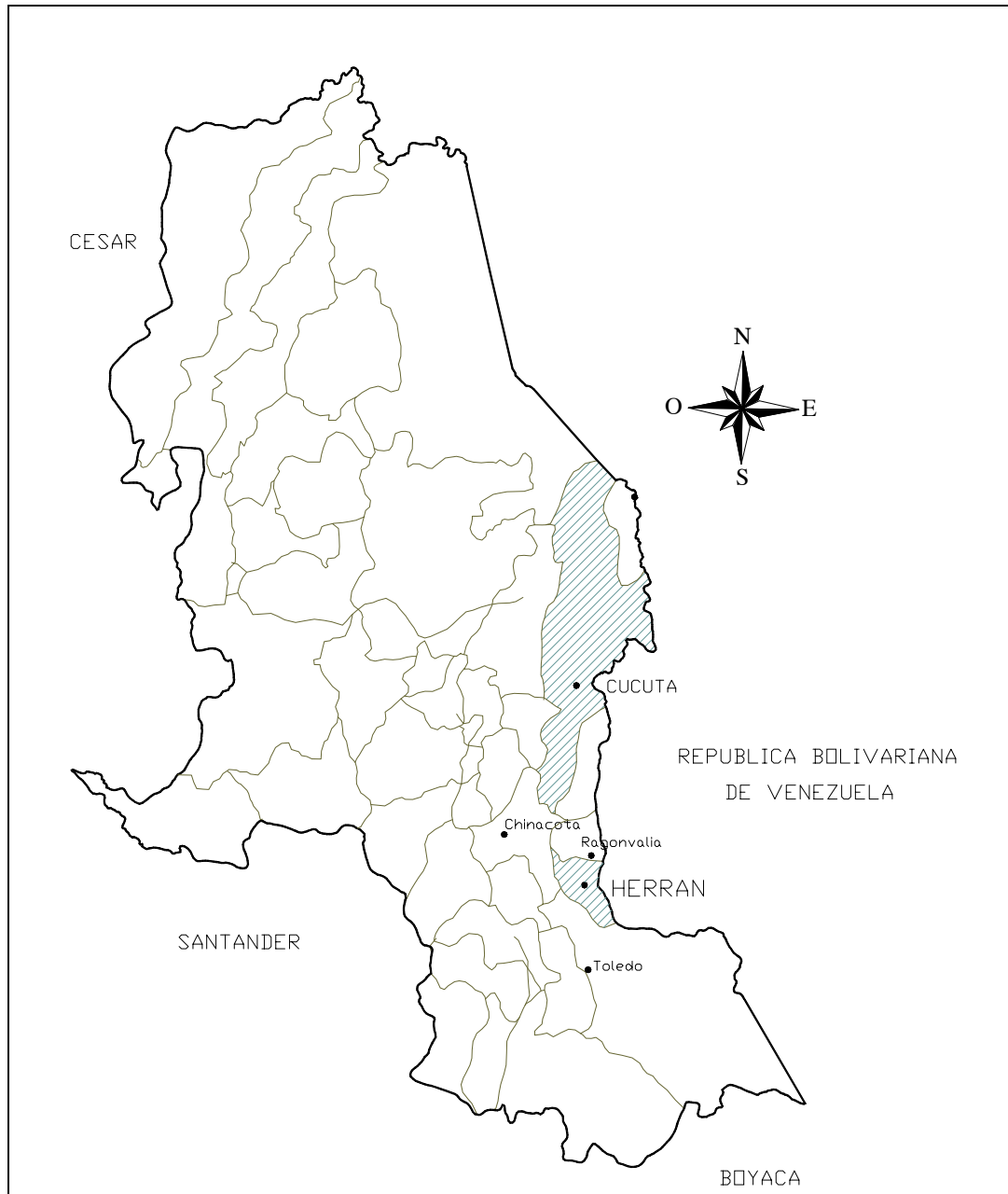
SEOÁNEZ CALVO, Mariano. Ingeniería medio ambiental aplicada a la reconversión industrial y a la restauración de paisajes industriales degradados. Madrid: ediciones mundi-prensa,1998.

VEN TE CHOW. Hidráulica de Canales Abiertos. Santafé de Bogotá: D'Vinni, 1998.

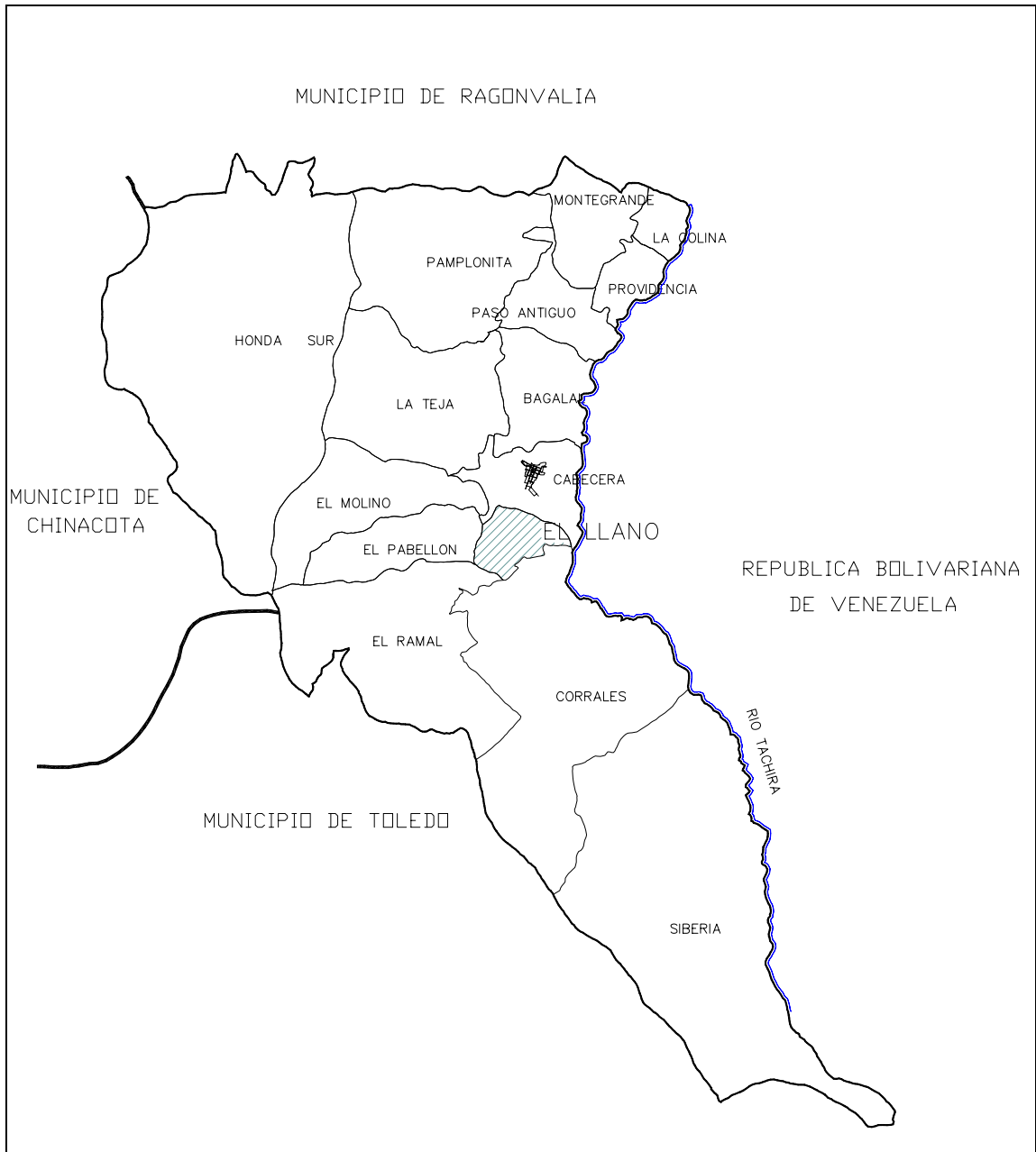
W. STEEL, Ernest. Abastecimiento de Agua y Alcantarillado. Barcelona: Gustavo Gili, 1958.

## **ANEXOS**

**ANEXO A. Localización del Municipio de Herrán en el Departamento Norte De Santander.**



**ANEXO B. Localización de la Vereda El Llano en el Municipio de Herrán.**



## **ANEXO C. Resultados de las muestras de laboratorio**



**UNIVERSIDAD  
FRANCISCO DE PAULA SANTANDER**



**RESULTADOS DE ANÁLISIS DE LABORATORIO DE AGUAS**

**FECHA:** Julio 16 de 2003

**INTERESADO:** Dra. MARTHA CASTILLO, Municipio de Herrán

**RESULTADOS PRUEBA DE JARRAS**

Identificación de la muestra:

Muestra de agua tomada en la Quebrada Aguablanca

Temperatura: 8°C

PARÁMETRO	RESULTADO
Turbiedad inicial	33 NTU
PH inicial	7.2
Color inicial	210 Unidad Co Pt
Dosificación óptima	20 mg/l de Alumbre
Turbiedad final	3 NTU
PH final	6.8
Color final	2 Unidad Co Pt
Sólidos Totales	120 mg/l



**UNIVERSIDAD**  
**FRANCISCO DE PAULA SANTANDER**



**RESULTADO BACTERIOLÓGICO**

**N.P.M:** 1200 coliformes/100ml de muestra

**PRUEBA CONFIRMATIVA:** Negativa para E. Coli de origen fecal

**NOTA:** Agua bacteriológicamente potable

**JORGE CORREDOR RODRÍGUEZ**  
Asistente Lab. De Aguas UFPS

Avenida Gran Colombia No. 12E-96 B Colsag Tel. 097-5776655 Ext. 217 Telefax 097-5752920 Cucutá-Colombia

#### ANEXO D. Asignación del nivel de complejidad

<b>Nivel de complejidad</b>	<b>Población en la zona urbana (habitantes)</b>	<b>Capacidad económica de los usuarios</b>
Bajo	< 2500	Baja
Medio	2501 a 12500	Baja
Medio Alto	12501 a 60000	Media
Alto	> 60000	Alta

**ANEXO E. Período de diseño según el nivel  
de complejidad del sistema**

<b>Nivel de Complejidad del Sistema</b>	<b>Período de diseño</b>
Bajo	15 años
Medio	20 años
Medio alto	25 años
Alto	30 años

**ANEXO F. Dotación neta según el nivel de  
complejidad del sistema.**

<b>Nivel de complejidad del sistema</b>	<b>Dotación neta mínima (L / hab. día )</b>	<b>Dotación neta máxima (L / hab. día)</b>
Bajo	100	150
Medio	120	175
Medio alto	130	-
Alto	150	-

**ANEXO G. Porcentaje admisible de pérdidas técnicas.**

<b>Nivel de complejidad del sistema</b>	<b>Porcentaje de pérdidas admisibles para el cálculo de la dotación bruta</b>
Bajo	40 %
Medio	30 %
Medio alto	25 %
Alto	20 %

**ANEXO H. Coeficiente de consumo máximo diario, k1.**

<b>Nivel de complejidad del sistema</b>	<b>Coeficiente de consumo máximo diario - k<sub>1</sub></b>
Bajo	1.30
Medio	1.30
Medio alto	1.20
Alto	1.20

**ANEXO I. Coeficiente de consumo máximo horario, k<sub>2</sub>, según el nivel de complejidad del sistema y el tipo de red de distribución.**

<b>Nivel de complejidad del sistema</b>	<b>Red menor de distribución</b>	<b>Red secundaria</b>	<b>Red matriz</b>
Bajo	1.60	-	-
Medio	1.60	1.50	-
Medio alto	1.50	1.45	1.40
Alto	1.50	1.45	1.40

### ANEXO J. Valores de $T_R/t_s$

<b>Condiciones</b>	<b>Rem. 50%</b>	<b>Rem. 75%</b>	<b>Rem. 87.5%</b>
Máximo Teórico	0.500	0.750	0.875
Depósitos con muy buenos deflectores	0.730	1.520	2.370
Depósitos con buenos deflectores	0.760	1.660	2.750
Depósitos con deficientes deflectores	1.000	3.000	7.000

**ANEXO K. Diseño de la línea de conducción.**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER**

**MACROPROYECTO PARA EL MODELO DE REASENTAMIENTO SOSTENIBLE PARA EL MUNICIPIO DE HERRAN, NORTE DE SANTANDER.**

**DISEÑO DEL ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL.**

**DISEÑO DE LA LINEA DE CONDUCCION.**

Caudal de diseño= 12 Lt/s  
 Tipo de tubería= Polietileno de Alta Densidad

<b>DELTA</b>	<b>COTA TUBERIA</b>	<b>ABSCISA</b>	<b>COEFICIENTE RUGOSIDAD</b>	<b>DIAM.</b>	<b>J</b>	<b>PERDIDAS Hf</b>	<b>COTA PIEZOM.</b>	<b>PRESIÓN DINÁMICA</b>	<b>PRESIÓN ESTÁTICA</b>	<b>VELOC.</b>
	(m)	(m)		(mm)	(m/m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)
2	2439.76	33.10	150	200	0.0000	0.0000	2439.76	0.00	0.00	0.57
3	2438.34	40.13	150	200	0.0019	0.0134	2439.75	1.41	1.42	0.57
4	2435.61	49.13	150	200	0.0019	0.0175	2439.73	4.12	4.15	0.57
5	2430.82	70.63	150	200	0.0019	0.0411	2439.69	8.87	8.94	0.57
6	2428.40	101.43	150	200	0.0019	0.0576	2439.63	11.23	11.36	0.57
7	2423.55	119.61	150	200	0.0019	0.0351	2439.60	16.05	16.21	0.57
8	2419.90	133.93	150	200	0.0019	0.0275	2439.57	19.67	19.86	0.57
9	2403.83	188.22	150	200	0.0019	0.1055	2439.46	35.63	35.93	0.57
10	2402.55	209.08	150	200	0.0019	0.0390	2439.42	36.87	37.21	0.57
11	2398.33	240.29	150	200	0.0019	0.0587	2439.36	41.03	41.43	0.57
12	2383.60	305.03	150	200	0.0019	0.1237	2439.24	55.64	56.16	0.57
13	2383.18	345.28	150	200	0.0019	0.0750	2439.17	55.99	56.58	0.57
14	2386.14	358.56	150	160	0.0055	0.0754	2439.09	52.95	53.62	0.89
15	2389.68	376.11	150	160	0.0055	0.0992	2438.99	49.31	50.08	0.89
16	2389.89	385.27	150	160	0.0055	0.0508	2438.94	49.05	49.87	0.89
17	2389.46	407.07	150	160	0.0055	0.1208	2438.82	49.36	50.30	0.89

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER**

**MACROPROYECTO PARA EL MODELO DE REASENTAMIENTO SOSTENIBLE PARA EL MUNICIPIO DE HERRAN, NORTE DE SANTANDER.**

**DISEÑO DEL ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL.**

**DISEÑO DE LA LINEA DE CONDUCCION.**

Caudal de diseño= 12 Lt/s  
 Tipo de tubería= Polietileno de Alta Densidad

<b>DELTA</b>	<b>COTA TUBERIA</b>	<b>ABSCISA</b>	<b>COEFICIENTE RUGOSIDAD</b>	<b>DIAM.</b>	<b>J</b>	<b>PERDIDAS Hf</b>	<b>COTA PIEZOM.</b>	<b>PRESIÓN DINÁMICA</b>	<b>PRESIÓN ESTÁTICA</b>	<b>VELOC.</b>
	(m)	(m)		(mm)	(m/m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)
18	2392.00	415.11	150	160	0.0055	0.0467	2438.77	46.77	47.76	0.89
19	2392.49	426.49	150	160	0.0055	0.0631	2438.71	46.22	47.27	0.89
20	2393.66	446.99	150	160	0.0055	0.1138	2438.60	44.94	46.10	0.89
21	2397.24	459.44	150	160	0.0055	0.0718	2438.52	41.28	42.52	0.89
22	2402.19	485.34	150	160	0.0055	0.1461	2438.38	36.19	37.57	0.89
23	2403.30	495.11	150	160	0.0055	0.0545	2438.32	35.02	36.46	0.89
24	2401.32	506.16	150	160	0.0055	0.0622	2438.26	36.94	38.44	0.89
25	2402.06	523.95	150	160	0.0055	0.0987	2438.16	36.10	37.70	0.89
26	2401.79	533.95	150	160	0.0055	0.0554	2438.11	36.32	37.97	0.89
27	2400.98	556.74	150	160	0.0055	0.1264	2437.98	37.00	38.78	0.89
28	2401.79	560.24	150	160	0.0055	0.0199	2437.96	36.17	37.97	0.89
29	2392.79	597.76	150	160	0.0055	0.2138	2437.75	44.96	46.97	0.89
30	2384.23	632.15	150	160	0.0055	0.1964	2437.55	53.32	55.53	0.89
31	2393.42	657.67	150	160	0.0055	0.1503	2437.40	43.98	46.34	0.89
32	2403.65	683.81	150	160	0.0055	0.1556	2437.24	33.59	36.11	0.89
33	2410.05	711.14	150	160	0.0055	0.1556	2437.09	27.04	29.71	0.89
34	2411.69	725.04	150	160	0.0055	0.0776	2437.01	25.32	28.07	0.89

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER**

**MACROPROYECTO PARA EL MODELO DE REASENTAMIENTO SOSTENIBLE PARA EL MUNICIPIO DE HERRAN, NORTE DE SANTANDER.**

**DISEÑO DEL ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL.**

**DISEÑO DE LA LINEA DE CONDUCCION.**

Caudal de diseño= 12 Lt/s  
 Tipo de tubería= Polietileno de Alta Densidad

<b>DELTA</b>	<b>COTA TUBERIA</b>	<b>ABSCISA</b>	<b>COEFICIENTE RUGOSIDAD</b>	<b>DIAM.</b>	<b>J</b>	<b>PERDIDAS Hf</b>	<b>COTA PIEZOM.</b>	<b>PRESIÓN DINÁMICA</b>	<b>PRESIÓN ESTÁTICA</b>	<b>VELOC.</b>
	(m)	(m)		(mm)	(m/m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)
35	2406.07	739.83	150	160	0.0055	0.0877	2436.92	30.85	33.69	0.89
36	2403.07	772.20	150	160	0.0055	0.1802	2436.74	33.67	36.69	0.89
37	2401.59	793.16	150	160	0.0055	0.1165	2436.63	35.04	38.17	0.89
38	2394.69	809.81	150	160	0.0055	0.0999	2436.53	41.84	45.07	0.89
39	2395.17	839.28	150	160	0.0055	0.1633	2436.36	41.19	44.59	0.89
40	2396.04	859.26	150	160	0.0055	0.1108	2436.25	40.21	43.72	0.89
41	2397.85	869.89	150	160	0.0055	0.0598	2436.19	38.34	41.91	0.89
42	2398.80	876.62	150	160	0.0055	0.0377	2436.16	37.36	40.96	0.89
43	2388.87	902.34	150	160	0.0055	0.1528	2436.00	47.13	50.89	0.89
44	2379.88	925.11	150	160	0.0055	0.1357	2435.87	55.99	59.88	0.89
45	2363.03	954.22	150	160	0.0055	0.1864	2435.68	72.65	76.73	0.89
46	2365.26	969.13	150	160	0.0055	0.0836	2435.60	70.34	74.50	0.89
47	2365.17	984.93	150	160	0.0055	0.0876	2435.51	70.34	74.59	0.89
48	2366.59	999.05	150	160	0.0055	0.0786	2435.43	68.84	73.17	0.89
49	2369.10	1008.27	150	160	0.0055	0.0530	2435.38	66.28	70.66	0.89
50	2372.23	1020.04	150	160	0.0055	0.0675	2435.31	63.08	67.53	0.89
51	2376.18	1043.08	150	160	0.0055	0.1296	2435.18	59.00	63.58	0.89

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER**

**MACROPROYECTO PARA EL MODELO DE REASENTAMIENTO SOSTENIBLE PARA EL MUNICIPIO DE HERRAN, NORTE DE SANTANDER.**

**DISEÑO DEL ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL.**

**DISEÑO DE LA LINEA DE CONDUCCION.**

Caudal de diseño= 12 Lt/s  
 Tipo de tubería= Polietileno de Alta Densidad

<b>DELTA</b>	<b>COTA TUBERIA</b>	<b>ABSCISA</b>	<b>COEFICIENTE RUGOSIDAD</b>	<b>DIAM.</b>	<b>J</b>	<b>PERDIDAS Hf</b>	<b>COTA PIEZOM.</b>	<b>PRESIÓN DINÁMICA</b>	<b>PRESIÓN ESTÁTICA</b>	<b>VELOC.</b>
	(m)	(m)		(mm)	(m/m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)
52	2382.08	1062.27	150	160	0.0055	0.1113	2435.07	52.99	57.68	0.89
53	2403.29	1103.25	150	160	0.0055	0.2557	2434.81	31.52	36.47	0.89
54	2431.44	1151.81	150	160	0.0055	0.3111	2434.50	3.06	8.32	0.89
55	2431.63	1157.41	150	160	0.0055	0.0311	2434.47	2.84	8.13	0.89
56	2424.24	1192.54	150	160	0.0055	0.1990	2434.27	10.03	15.52	0.89
57	2426.18	1202.84	150	160	0.0055	0.0581	2434.22	8.04	13.58	0.89
58	2424.70	1212.27	150	160	0.0055	0.0529	2434.16	9.46	15.06	0.89
59	2421.27	1222.67	150	160	0.0055	0.0607	2434.10	12.83	18.49	0.89
60	2419.51	1241.15	150	160	0.0055	0.1029	2434.00	14.49	20.25	0.89
61	2418.36	1254.11	150	160	0.0055	0.0721	2433.93	15.57	21.40	0.89
62	2410.95	1295.52	150	160	0.0055	0.2331	2433.69	22.74	28.81	0.89
63	2410.35	1303.65	150	160	0.0055	0.0452	2433.65	23.30	29.41	0.89
64	2403.32	1311.47	150	160	0.0055	0.0583	2433.59	30.27	36.44	0.89
65	2400.91	1336.34	150	160	0.0055	0.1385	2433.45	32.54	38.85	0.89
66	2395.41	1350.80	150	160	0.0055	0.0857	2433.37	37.96	44.35	0.89
67	2390.02	1392.37	150	160	0.0055	0.2323	2433.13	43.11	49.74	0.89
68	2385.51	1440.13	150	160	0.0055	0.2659	2432.87	47.36	54.25	0.89

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER**

**MACROPROYECTO PARA EL MODELO DE REASENTAMIENTO SOSTENIBLE PARA EL MUNICIPIO DE HERRAN, NORTE DE SANTANDER.**

**DISEÑO DEL ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL.**

**DISEÑO DE LA LINEA DE CONDUCCION.**

Caudal de diseño= 12 Lt/s  
 Tipo de tubería= Polietileno de Alta Densidad

<b>DELTA</b>	<b>COTA TUBERIA</b>	<b>ABSCISA</b>	<b>COEFICIENTE RUGOSIDAD</b>	<b>DIAM.</b>	<b>J</b>	<b>PERDIDAS Hf</b>	<b>COTA PIEZOM.</b>	<b>PRESIÓN DINÁMICA</b>	<b>PRESIÓN ESTÁTICA</b>	<b>VELOC.</b>
	(m)	(m)		(mm)	(m/m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)
69	2386.10	1476.13	150	160	0.0055	0.1995	2432.67	46.57	53.66	0.89
70	2392.42	1491.46	150	160	0.0055	0.0919	2432.58	40.16	47.34	0.89
71	2395.01	1507.13	150	160	0.0055	0.0880	2432.49	37.48	44.75	0.89
72	2408.95	1539.26	150	160	0.0055	0.1941	2432.29	23.34	30.81	0.89
73	2414.22	1555.24	150	160	0.0055	0.0933	2432.20	17.98	25.54	0.89
74	2417.68	1583.09	150	160	0.0055	0.1555	2432.05	14.37	22.08	0.89
75	2423.24	1601.22	150	160	0.0055	0.1051	2431.94	8.70	16.52	0.89
76	2428.16	1619.70	150	160	0.0055	0.1060	2431.83	3.67	11.60	0.89
77	2429.62	1646.48	150	160	0.0055	0.1486	2431.69	2.07	10.14	0.89
78	2424.99	1673.98	150	90	0.0912	2.5431	2429.14	4.15	14.77	2.82
79	2418.32	1692.65	150	90	0.0912	1.8079	2427.33	9.01	21.44	2.82
80	2384.42	1808.52	150	90	0.0912	11.0093	2416.32	31.90	55.34	2.82
81	2384.43	1849.00	150	90	0.0912	3.6914	2412.63	28.20	55.33	2.82
81A	2372.59	1945.02	150	90	0.0912	8.8226	2403.81	31.22	67.17	2.82
82	2372.29	1947.49	150	63	0.5240	1.3038	2402.51	30.22	67.47	5.78
83	2364.94	1983.57	150	63	0.5240	19.2936	2383.21	18.27	74.82	5.78
84	2308.37	2113.93	150	63	0.5240	74.4609	2308.75	0.38	131.39	5.78

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER**

**MACROPROYECTO PARA EL MODELO DE REASENTAMIENTO SOSTENIBLE PARA EL MUNICIPIO DE HERRAN, NORTE DE SANTANDER.**

**DISEÑO DEL ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL.**

**DISEÑO DE LA LINEA DE CONDUCCION.**

Caudal de diseño= 12 Lt/s  
 Tipo de tubería= Polietileno de Alta Densidad

<b>DELTA</b>	<b>COTA TUBERIA</b>	<b>ABSCISA</b>	<b>COEFICIENTE RUGOSIDAD</b>	<b>DIAM.</b>	<b>J</b>	<b>PERDIDAS Hf</b>	<b>COTA PIEZOM.</b>	<b>PRESIÓN DINÁMICA</b>	<b>PRESIÓN ESTÁTICA</b>	<b>VELOC.</b>
	(m)	(m)		(mm)	(m/m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)
85	2289.39	2176.13	150	90	0.0912	5.9303	2303.04	13.65	18.98	2.82
86	2285.05	2251.97	150	90	0.0912	6.9273	2296.11	11.06	23.32	2.82
87	2277.61	2286.29	150	90	0.0912	3.2024	2292.91	15.30	30.76	2.82
88	2267.31	2328.90	150	90	0.0912	3.9976	2288.91	21.60	41.06	2.82
89	2257.72	2452.45	150	90	0.0912	11.3006	2277.61	19.89	50.65	2.82
90	2247.52	2470.96	150	90	0.0912	1.9273	2275.68	28.16	60.85	2.82
90A	2240.32	2492.66	150	90	0.0912	2.0849	2273.60	33.28	68.05	2.82
91	2196.30	2632.49	150	63	0.5240	76.8136	2196.79	0.49	112.07	5.78
92	2181.24	2709.04	150	110	0.0342	2.6708	2194.23	12.99	15.06	1.89
93	2159.98	2767.67	150	90	0.0912	5.6872	2188.54	28.56	36.32	2.82
94	2149.84	2831.71	150	90	0.0912	5.9127	2182.63	32.79	46.46	2.82
95	2140.42	2854.27	150	90	0.0912	2.2294	2180.40	39.98	55.88	2.82
96	2149.47	2889.70	150	90	0.0912	3.3347	2177.07	27.60	46.83	2.82
97	2149.35	2933.70	150	90	0.0912	4.0125	2173.05	23.70	46.95	2.82
98	2138.61	3000.95	150	90	0.0912	6.2104	2166.84	28.23	57.69	2.82
99	2133.66	3026.38	150	90	0.0912	2.3625	2164.48	30.82	62.64	2.82
100	2132.34	3040.27	150	90	0.0912	1.2724	2163.21	30.87	63.96	2.82

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER**

**MACROPROYECTO PARA EL MODELO DE REASENTAMIENTO SOSTENIBLE PARA EL MUNICIPIO DE HERRAN, NORTE DE SANTANDER.**

**DISEÑO DEL ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL.**

**DISEÑO DE LA LINEA DE CONDUCCION.**

Caudal de diseño= 12 Lt/s  
 Tipo de tubería= Polietileno de Alta Densidad

<b>DELTA</b>	<b>COTA TUBERIA</b>	<b>ABSCISA</b>	<b>COEFICIENTE RUGOSIDAD</b>	<b>DIAM.</b>	<b>J</b>	<b>PERDIDAS Hf</b>	<b>COTA PIEZOM.</b>	<b>PRESIÓN DINÁMICA</b>	<b>PRESIÓN ESTÁTICA</b>	<b>VELOC.</b>
	(m)	(m)		(mm)	(m/m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)
101	2131.85	3050.73	150	90	0.0912	0.9549	2162.25	30.40	64.45	2.82
102	2121.72	3091.43	150	90	0.0912	3.8247	2158.43	36.71	74.58	2.82
103	2114.30	3163.11	150	90	0.0912	6.5716	2151.86	37.56	82.00	2.82
104	2110.69	3223.04	150	90	0.0912	5.5468	2146.31	35.62	85.61	2.82
105	2104.84	3294.85	150	90	0.0912	6.6419	2139.67	34.83	91.46	2.82
106	2116.03	3308.68	150	90	0.0912	1.6223	2138.05	22.02	80.27	2.82
107	2128.18	3378.35	150	90	0.0912	6.4492	2131.60	3.42	68.12	2.82
108	2109.77	3408.69	150	90	0.0912	3.2363	2128.36	18.59	86.53	2.82
108A	2111.10	3444.60	150	90	0.0912	3.2769	2125.08	13.98	85.20	2.82
109	2111.99	3468.43	150	63	0.5240	12.4952	2112.59	0.60	84.31	5.78
109A	2103.55	3486.86	150	90	0.0912	1.8485	2110.74	7.19	8.44	2.82
109B	2102.66	3492.95	150	90	0.0912	0.5613	2110.18	7.52	9.33	2.82
109C	2098.69	3500.00	150	90	0.0912	0.7378	2109.44	10.75	13.30	2.82
109D	2097.66	3506.03	150	90	0.0912	0.5579	2108.88	11.22	14.33	2.82
110	2091.80	3525.17	150	90	0.0912	1.8254	2107.06	15.26	20.19	2.82
110A	2086.87	3536.16	150	90	0.0912	1.0984	2105.96	19.09	25.12	2.82
111	2081.25	3555.38	150	90	0.0912	1.8261	2104.13	22.88	30.74	2.82

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER**

**MACROPROYECTO PARA EL MODELO DE REASENTAMIENTO SOSTENIBLE PARA EL MUNICIPIO DE HERRAN, NORTE DE SANTANDER.**

**DISEÑO DEL ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL.**

**DISEÑO DE LA LINEA DE CONDUCCION.**

Caudal de diseño= 12 Lt/s  
 Tipo de tubería= Polietileno de Alta Densidad

<b>DELTA</b>	<b>COTA TUBERIA</b>	<b>ABSCISA</b>	<b>COEFICIENTE RUGOSIDAD</b>	<b>DIAM.</b>	<b>J</b>	<b>PERDIDAS Hf</b>	<b>COTA PIEZOM.</b>	<b>PRESIÓN DINÁMICA</b>	<b>PRESIÓN ESTÁTICA</b>	<b>VELOC.</b>
	(m)	(m)		(mm)	(m/m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)
111A	2074.25	3568.11	150	90	0.0912	1.3966	2102.74	28.49	37.74	2.82
111B	2066.69	3601.13	150	90	0.0912	3.0891	2099.65	32.96	45.30	2.82
112	2072.37	3617.42	150	90	0.0912	1.5732	2098.08	25.71	39.62	2.82
113	2067.35	3642.98	150	90	0.0912	2.3754	2095.70	28.35	44.64	2.82
113A	2063.36	3659.81	150	90	0.0912	1.5773	2094.12	30.76	48.63	2.82
114	2059.04	3678.01	150	63	0.5240	9.8015	2084.32	25.28	52.95	5.78
115	2052.91	3705.34	150	63	0.5240	14.6763	2069.65	16.74	59.08	5.78
116	2046.19	3730.46	150	63	0.5240	13.6253	2056.02	9.83	65.80	5.78
117	2043.95	3750.50	150	63	0.5240	10.5660	2045.45	1.50	68.04	5.78
118	2039.57	3759.97	150	63	0.5240	5.4672	2039.99	0.42	72.42	5.78
119	2018.06	3857.64	150	160	0.0055	0.5543	2039.62	21.56	21.51	0.89
120	2009.63	3896.70	150	160	0.0055	0.2215	2039.39	29.76	29.94	0.89
121	2005.78	3936.81	150	160	0.0055	0.2233	2039.17	33.39	33.79	0.89
122	1990.00	4056.03	150	160	0.0055	0.6665	2038.50	48.50	49.57	0.89
123	1998.13	4108.45	150	160	0.0055	0.2940	2038.21	40.08	41.44	0.89
124	1989.62	4167.82	150	160	0.0055	0.3324	2037.88	48.26	49.95	0.89
125	1984.04	4237.82	150	160	0.0055	0.3892	2037.49	53.45	55.53	0.89

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER**

**MACROPROYECTO PARA EL MODELO DE REASENTAMIENTO SOSTENIBLE PARA EL MUNICIPIO DE HERRAN, NORTE DE SANTANDER.**

**DISEÑO DEL ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL.**

**DISEÑO DE LA LINEA DE CONDUCCION.**

Caudal de diseño= 12 Lt/s  
 Tipo de tubería= Polietileno de Alta Densidad

<b>DELTA</b>	<b>COTA TUBERIA</b>	<b>ABSCISA</b>	<b>COEFICIENTE RUGOSIDAD</b>	<b>DIAM.</b>	<b>J</b>	<b>PERDIDAS Hf</b>	<b>COTA PIEZOM.</b>	<b>PRESIÓN DINÁMICA</b>	<b>PRESIÓN ESTÁTICA</b>	<b>VELOC.</b>
	(m)	(m)		(mm)	(m/m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)
126	1986.59	4248.36	150	160	0.0055	0.0601	2037.43	50.84	52.98	0.89
127	1986.17	4258.41	150	160	0.0055	0.0557	2037.37	51.20	53.40	0.89
128	1989.51	4269.05	150	160	0.0055	0.0618	2037.31	47.80	50.06	0.89
129	1982.74	4333.75	150	160	0.0055	0.3605	2036.95	54.21	56.83	0.89
130	1940.62	4510.14	150	160	0.0055	1.0051	2035.95	95.33	98.95	0.89
131	1939.54	4652.13	150	160	0.0055	0.7870	2035.16	95.62	100.03	0.89
131A	1914.42	4754.68	150	160	0.0055	0.5852	2034.57	120.15	125.15	0.89
132	1915.27	4800.67	150	160	0.0055	0.2549	2034.32	119.05	124.30	0.89
133	1918.93	4847.59	150	160	0.0055	0.2608	2034.06	115.13	120.64	0.89
134	1926.27	4915.79	150	160	0.0055	0.3802	2033.68	107.41	113.30	0.89
135	1938.51	5028.66	150	160	0.0055	0.6292	2033.05	94.54	101.06	0.89
136	1929.43	5047.87	150	160	0.0055	0.1178	2032.93	103.50	110.14	0.89
137	1918.55	5119.59	150	160	0.0055	0.4020	2032.53	113.98	121.02	0.89
138	1911.37	5161.64	150	110	0.0342	1.4604	2031.07	119.70	128.20	1.89
139	1920.13	5185.36	150	110	0.0342	0.8656	2030.20	110.07	119.44	1.89
140	1915.50	5261.64	150	110	0.0342	2.6162	2027.59	112.09	124.07	1.89
141	1933.75	5318.19	150	110	0.0342	2.0663	2025.52	91.77	105.82	1.89

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER**

**MACROPROYECTO PARA EL MODELO DE REASENTAMIENTO SOSTENIBLE PARA EL MUNICIPIO DE HERRAN, NORTE DE SANTANDER.**

**DISEÑO DEL ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL.**

**DISEÑO DE LA LINEA DE CONDUCCION.**

Caudal de diseño= 12 Lt/s  
 Tipo de tubería= Polietileno de Alta Densidad

<b>DELTA</b>	<b>COTA TUBERIA</b>	<b>ABSCISA</b>	<b>COEFICIENTE RUGOSIDAD</b>	<b>DIAM.</b>	<b>J</b>	<b>PERDIDAS Hf</b>	<b>COTA PIEZOM.</b>	<b>PRESIÓN DINÁMICA</b>	<b>PRESIÓN ESTÁTICA</b>	<b>VELOC.</b>
	(m)	(m)		(mm)	(m/m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)
142	1905.10	5367.13	150	110	0.0342	1.9414	2023.58	118.48	134.47	1.89
143	1903.43	5398.32	150	110	0.0342	1.0693	2022.51	119.08	136.14	1.89
144	1896.79	5430.74	150	110	0.0342	1.1329	2021.38	124.59	142.78	1.89
145	1901.14	5494.84	150	110	0.0342	2.1994	2019.18	118.04	138.43	1.89
146	1905.11	5506.34	150	110	0.0342	0.4165	2018.76	113.65	134.46	1.89
147	1904.10	5535.34	150	110	0.0342	0.9934	2017.77	113.67	135.47	1.89
148	1923.82	5592.21	150	110	0.0342	2.0606	2015.71	91.89	115.75	1.89
149	1949.41	5628.36	150	110	0.0342	1.5162	2014.19	64.78	90.16	1.89
149A	1955.52	5647.42	150	110	0.0342	0.6852	2013.51	57.99	84.05	1.89
150	1958.18	5650.70	150	110	0.0342	0.1446	2013.36	55.18	81.39	1.89
151	2006.21	5734.74	150	110	0.0342	3.3137	2010.05	3.84	33.36	1.89
152	2002.98	5792.74	150	110	0.0342	1.9886	2008.06	5.08	36.59	1.89
153	2002.76	5861.74	150	110	0.0342	2.3622	2005.70	2.94	36.81	1.89
153A	1988.87	5895.18	150	90	0.0912	3.3021	2002.39	13.52	50.70	2.82
154	1987.01	5903.03	150	90	0.0912	0.7357	2001.66	14.65	52.56	2.82
154A	1980.05	5915.34	150	90	0.0912	1.2896	2000.37	20.32	59.52	2.82
154B	1979.88	5921.79	150	90	0.0912	0.5884	1999.78	19.90	59.69	2.82

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER**

**MACROPROYECTO PARA EL MODELO DE REASENTAMIENTO SOSTENIBLE PARA EL MUNICIPIO DE HERRAN, NORTE DE SANTANDER.**

**DISEÑO DEL ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL.**

**DISEÑO DE LA LINEA DE CONDUCCION.**

Caudal de diseño= 12 Lt/s  
 Tipo de tubería= Polietileno de Alta Densidad

<b>DELTA</b>	<b>COTA TUBERIA</b>	<b>ABSCISA</b>	<b>COEFICIENTE RUGOSIDAD</b>	<b>DIAM.</b>	<b>J</b>	<b>PERDIDAS Hf</b>	<b>COTA PIEZOM.</b>	<b>PRESIÓN DINÁMICA</b>	<b>PRESIÓN ESTÁTICA</b>	<b>VELOC.</b>
	(m)	(m)		(mm)	(m/m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)
155	1966.86	5965.98	150	90	0.0912	4.2010	1995.58	28.72	72.71	2.82
155A	1965.50	5981.74	150	90	0.0912	1.4425	1994.14	28.64	74.07	2.82
156	1961.59	6027.05	150	63	0.5240	23.8300	1970.31	8.72	77.98	5.78
156A	1949.19	6064.80	150	63	0.5240	20.8202	1949.49	0.30	90.38	5.78
157	1939.69	6093.70	150	160	0.0055	0.1686	1949.32	9.63	9.50	0.89
158	1890.90	6170.92	150	160	0.0055	0.5062	1948.81	57.91	58.29	0.89
159	1891.75	6177.19	150	160	0.0055	0.0351	1948.78	57.03	57.44	0.89
160	1849.57	6283.69	150	160	0.0055	0.6348	1948.14	98.57	99.62	0.89
161	1841.68	6351.73	150	160	0.0055	0.3796	1947.76	106.08	107.51	0.89
162	1834.77	6403.04	150	160	0.0055	0.2869	1947.48	112.71	114.42	0.89
163	1834.52	6476.06	150	160	0.0055	0.4047	1947.07	112.55	114.67	0.89
164	1790.90	6687.13	150	160	0.0055	1.1945	1945.88	154.98	158.29	0.89
165	1794.63	6698.35	150	160	0.0055	0.0655	1945.81	151.18	154.56	0.89
166	1800.78	6710.07	150	160	0.0055	0.0734	1945.74	144.96	148.41	0.89
167	1821.52	6768.56	150	160	0.0055	0.3439	1945.39	123.87	127.67	0.89
168	1822.79	6789.23	150	160	0.0055	0.1148	1945.28	122.49	126.40	0.89
169	1816.35	6862.99	150	160	0.0055	0.4103	1944.87	128.52	132.84	0.89

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER**

**MACROPROYECTO PARA EL MODELO DE REASENTAMIENTO SOSTENIBLE PARA EL MUNICIPIO DE HERRAN, NORTE DE SANTANDER.**

**DISEÑO DEL ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL.**

**DISEÑO DE LA LINEA DE CONDUCCION.**

Caudal de diseño= 12 Lt/s  
 Tipo de tubería= Polietileno de Alta Densidad

<b>DELTA</b>	<b>COTA TUBERIA</b>	<b>ABSCISA</b>	<b>COEFICIENTE RUGOSIDAD</b>	<b>DIAM.</b>	<b>J</b>	<b>PERDIDAS Hf</b>	<b>COTA PIEZOM.</b>	<b>PRESIÓN DINÁMICA</b>	<b>PRESIÓN ESTÁTICA</b>	<b>VELOC.</b>
	(m)	(m)		(mm)	(m/m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)
170	1806.49	6934.82	150	160	0.0055	0.4018	1944.47	137.98	142.70	0.89
171	1808.23	6988.81	150	160	0.0055	0.2994	1944.17	135.94	140.96	0.89
172	1799.98	7052.55	150	160	0.0055	0.3562	1943.81	143.83	149.21	0.89
173	1796.94	7161.90	150	160	0.0055	0.6063	1943.20	146.26	152.25	0.89
174	1798.60	7213.00	150	160	0.0055	0.2834	1942.92	144.32	150.59	0.89
175	1803.14	7233.20	150	160	0.0055	0.1147	1942.81	139.67	146.05	0.89
176	1811.14	7273.23	150	160	0.0055	0.2262	1942.58	131.44	138.05	0.89
177	1824.89	7296.86	150	160	0.0055	0.1515	1942.43	117.54	124.30	0.89
178	1836.59	7323.16	150	160	0.0055	0.1595	1942.27	105.68	112.60	0.89
179	1834.58	7349.14	150	160	0.0055	0.1444	1942.12	107.54	114.61	0.89
180	1833.16	7357.09	150	160	0.0055	0.0448	1942.08	108.92	116.03	0.89
181	1831.48	7385.06	150	160	0.0055	0.1553	1941.92	110.44	117.71	0.89
182	1832.03	7409.06	150	160	0.0055	0.1330	1941.79	109.76	117.16	0.89
183	1830.94	7426.55	150	160	0.0055	0.0971	1941.69	110.75	118.25	0.89
184	1829.89	7444.02	150	160	0.0055	0.0970	1941.60	111.71	119.30	0.89
185	1829.80	7462.03	150	160	0.0055	0.0998	1941.50	111.70	119.39	0.89
186	1830.96	7468.05	150	160	0.0055	0.0340	1941.46	110.50	118.23	0.89

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER**

**MACROPROYECTO PARA EL MODELO DE REASENTAMIENTO SOSTENIBLE PARA EL MUNICIPIO DE HERRAN, NORTE DE SANTANDER.**

**DISEÑO DEL ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL.**

**DISEÑO DE LA LINEA DE CONDUCCION.**

Caudal de diseño= 12 Lt/s  
 Tipo de tubería= Polietileno de Alta Densidad

<b>DELTA</b>	<b>COTA TUBERIA</b>	<b>ABSCISA</b>	<b>COEFICIENTE RUGOSIDAD</b>	<b>DIAM.</b>	<b>J</b>	<b>PERDIDAS Hf</b>	<b>COTA PIEZOM.</b>	<b>PRESIÓN DINÁMICA</b>	<b>PRESIÓN ESTÁTICA</b>	<b>VELOC.</b>
	(m)	(m)		(mm)	(m/m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)
187	1831.60	7483.04	150	160	0.0055	0.0832	1941.38	109.78	117.59	0.89
187A	1828.52	7493.93	150	160	0.0055	0.0627	1941.32	112.80	120.67	0.89
188	1828.74	7503.13	150	160	0.0055	0.0510	1941.27	112.53	120.45	0.89
189	1823.73	7534.73	150	160	0.0055	0.1773	1941.09	117.36	125.46	0.89
190	1823.73	7546.72	150	160	0.0055	0.0665	1941.02	117.29	125.46	0.89
191	1823.73	7556.73	150	160	0.0055	0.0555	1940.97	117.24	125.46	0.89
192	1824.57	7572.71	150	160	0.0055	0.0887	1940.88	116.31	124.62	0.89
193	1831.18	7582.07	150	160	0.0055	0.0635	1940.82	109.64	118.01	0.89
194	1837.05	7625.60	150	160	0.0055	0.2434	1940.57	103.52	112.14	0.89
195	1937.40	8184.72	150	160	0.0055	3.1482	1937.42	0.02	11.79	0.89

### ANEXO L. Hidráulica de lavado de los filtros

# Tamiz	d1 (cm)	d2 (cm)	dp ( cm )	Xi
40-35	0.042	0.05	0.04582576	0.01410109
35-30	0.05	0.06	0.05477226	0.16520835
30-25	0.06	0.071	0.06526868	0.16410109
25-20	0.071	0.085	0.07768526	0.31988617
20-14	0.085	0.14	0.10908712	0.33670331
Suma				1

# Tamiz	Vs ( cm/s )	Va (cm/s )	PE	$\Delta E$	$\Delta E * Xi$
40-35	7.76187356	0.13486311	0.63709963	0.62579059	0.00882433
35-30	9.89409354	0.17191059	0.60397266	0.48979612	0.08091841
30-25	12.3874034	0.21523203	0.5748365	0.38770144	0.06362223
25-20	15.2807283	0.26550376	0.54889378	0.30789595	0.09849165
20-14	26.314379	0.45721424	0.48703202	0.15016925	0.05056248
Suma					0.3024191

**ANEXO M. Constante para el dimensionamiento del tanque de almacenamiento.**

<b>8 V</b>	<b>K</b>
< 3	2
4-6	1.8
7-9	1.5
10-13	1.3
14-16	1
>17	0.7

V = Capacidad del tanque en cientos de metros cúbicos.

**ANEXO N. Diseño hidráulico de la red de distribución**

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER									
MACROPROYECTO PARA EL MODELO DE REASENTAMIENTO SOSTENIBLE PARA EL MUNICIPIO DE HERRAN DISEÑO DEL ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL.									
DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCION									
TABLA DE IDENTIFICACION DE LINEAS Y NUDOS FASE 1									
ID Línea	Nudo Inicial	Nudo Final	Longitud m	Diámetro Mm	ID Línea	Nudo Inicial	Nudo Final	Longitud m	Diámetro mm
T-27	19	20	69.53	55.4	T-20	TRC-3	53	62.51	96.8
T-24	17	16	54.79	55.4	T-21	53	17	36.33	79.2
T-23	16	15	26.81	55.4	T-29	TRC-4	22	93.49	96.8
T-22	15	14	116.77	55.4	T-34	21	54	25.93	96.8
T-31	22	23	22.53	55.4	T-35	54	27	28.41	96.8
T-30	22	21	55.91	96.8	T-44	TRC-5	34	132.11	79.2
T-37	27	28	82.04	55.4	T-52	TRC-6	41	151.98	79.2
T-36	27	26	130.52	55.4	T-2	50	52	267.00	79.2
T-40	27	32	50.26	79.2	T-25	17	19	118.10	55.4
T-42	32	33	85.82	55.4	T-32	23	25	117.60	55.4
T-41	32	31	115.05	55.4	T-38	28	30	119.30	55.4
T-45	34	35	60.87	55.4	3	TANQUE	29	4.00	96.8
T-46	34	37	49.64	55.4	4	29	50	123.70	79.2
T-48	37	38	30.95	55.4	5	29	24	260.20	55.4
T-49	38	39	141.27	55.4	1	52	TRC-3	53.00	55.4
T-47	37	36	117.26	55.4	2	53	TRC-4	25.00	55.4
T-54	41	42	46.2	79.2	6	54	TRC-5	25.00	55.4
T-56	42	45	50.79	55.4	7	37	TRC-6	28.40	55.4
T-59	45	48	51.71	55.4					

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER**

**MACROPROYECTO PARA EL MODELO DE REASENTAMIENTO SOSTENIBLE PARA EL MUNICIPIO DE HERRAN  
DISEÑO DEL ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL.**

**DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCION**

**TABLA DE RESULTADOS EN LOS NUDOS FASE 1**

<b>ID Nudo</b>	<b>Demanda L/s</b>	<b>Cota m</b>	<b>Presión m</b>	<b>ID Nudo</b>	<b>Demanda L/s</b>	<b>Cota m</b>	<b>Presión m</b>
Nudo 14	0.471	1863.0	10.95	Nudo 36	0.589	1814.5	23.42
Nudo 15	0.177	1857.5	16.58	Nudo 37	0.118	1817.0	21.11
Nudo 16	0.148	1857.5	16.63	Nudo 38	0.000	1816.0	21.86
Nudo 17	0.059	1855.0	19.28	Nudo 39	1.473	1804.0	32.69
Nudo 19	0.383	1841.0	33.07	Nudo 41	0.000	1790.0	20.58
Nudo 20	0.236	1841.5	32.55	Nudo 42	0.177	1791.0	19.57
Nudo 21	0.295	1846.5	14.01	Nudo 45	0.000	1785.0	25.57
Nudo 22	0.088	1843.0	18.12	Nudo 48	0.147	1781.0	29.56
Nudo 23	0.059	1842.0	19.10	Nudo TRC-3	0.000	1875.0	0.40
Nudo 25	0.442	1825.0	35.98	Nudo 53	0.000	1862.5	11.83
Nudo 26	0.825	1835.5	24.25	Nudo TRC-4	0.000	1862.0	0.31
Nudo 27	0.118	1833.5	26.63	Nudo 54	0.054	1840.0	20.24
Nudo 28	0.354	1827.0	32.14	Nudo TRC-5	0.000	1839.5	0.43
Nudo 30	1.473	1818.0	40.15	Nudo TRC-6	0.000	1810.0	0.59
Nudo 31	0.737	1828.0	31.79	Nudo 50	0.000	1908.5	24.73
Nudo 32	0.354	1827.0	33.06	Nudo 52	0.000	1886.0	34.93
Nudo 33	0.383	1821.0	39.00	Nudo 24	0.295	1890.0	48.80
Nudo 34	0.147	1820.0	19.18	Nudo 29	0.000	1938.0	0.93
Nudo 35	0.471	1818.0	21.12	TANQUE	0.000	1939.0	0.00

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER							
MACROPROYECTO PARA EL MODELO DE REASENTAMIENTO SOSTENIBLE PARA EL MUNICIPIO DE HERRAN							
DISEÑO DEL ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL.							
DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCION							
TABLA DE RESULTADOS EN LAS LINEAS FASE 1							
ID Tramo	Caudal L/s	Pérdida m/Km	Factor Fricción	ID Tramo	Caudal L/s	Pérdida m/Km	factor fricción
Tubería T-27	0.24	0.33	0.037	Tubería T-20	9.78	17.11	0.018
Tubería T-24	0.80	2.75	0.027	Tubería T-21	1.47	1.47	0.026
Tubería T-23	0.65	1.92	0.029	Tubería T-29	8.30	12.66	0.019
Tubería T-22	0.47	1.10	0.031	Tubería T-34	7.42	10.29	0.019
Tubería T-31	0.50	1.22	0.031	Tubería T-35	4.24	3.72	0.021
Tubería T-30	7.71	11.05	0.019	Tubería T-44	3.12	5.66	0.022
Tubería T-37	1.83	12.17	0.023	Tubería T-52	0.32	0.11	0.038
Tubería T-36	0.82	2.93	0.027	Tubería T-2	9.78	46.06	0.018
Tubería T-40	1.47	1.43	0.025	Tubería T-25	0.62	1.76	0.029
Tubería T-42	0.38	0.76	0.033	Tubería T-32	0.44	0.98	0.032
Tubería T-41	0.74	2.40	0.028	Tubería T-38	1.47	8.25	0.024
Tubería T-45	0.47	1.10	0.031	Tubería 3	10.07	18.08	0.018
Tubería T-46	2.50	21.60	0.022	Tubería 4	9.78	46.06	0.018
Tubería T-48	1.47	8.25	0.024	Tubería 5	0.29	0.49	0.035
Tubería T-49	1.47	8.25	0.024	Tubería 1	9.78	274.14	0.018
Tubería T-47	0.59	1.62	0.029	Tubería 2	8.30	201.05	0.018
Tubería T-54	0.32	0.10	0.037	Tubería 6	3.12	32.39	0.021
Tubería T-56	0.15	0.13	0.038	Tubería 7	0.32	0.58	0.035
Tubería T-59	0.15	0.13	0.037				

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER**

**MACROPROYECTO PARA EL MODELO DE REASENTAMIENTO SOSTENIBLE PARA EL MUNICIPIO DE HERRAN  
DISEÑO DEL ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL.**

**DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCION**

**TABLA DE IDENTIFICACION DE LINEAS Y NUDOS FASE 1-2**

<b>ID Línea</b>	<b>Nudo Inicial</b>	<b>Nudo Final</b>	<b>Longitud m</b>	<b>Diámetro Mm</b>	<b>ID Línea</b>	<b>Nudo Inicial</b>	<b>Nudo Final</b>	<b>Longitud m</b>	<b>Diámetro mm</b>
T-27	19	20	69.53	55.4	T-59	45	48	51.71	55.4
T-24	17	16	54.79	55.4	T-61	48	49	85.73	55.4
T-23	16	15	26.81	55.4	T-60	48	47	105.65	55.4
T-22	15	14	116.77	55.4	T-20	TRC-3	53	62.51	96.8
T-31	22	23	22.53	55.4	T-21	53	17	36.33	79.2
T-30	22	21	55.91	96.8	T-29	TRC-4	22	93.49	96.8
T-37	27	28	82.04	55.4	T-34	21	54	25.93	96.8
T-36	27	26	130.52	55.4	T-35	54	27	28.41	96.8
T-40	27	32	50.26	79.2	T-44	TRC-5	34	132.11	79.2
T-42	32	33	85.82	55.4	T-52	TRC-6	41	151.98	79.2
T-41	32	31	115.05	55.4	T-2	50	52	267.8	79.2
T-45	34	35	60.87	55.4	T-3	52	TRC-3	53	55.4
T-46	34	37	49.64	55.4	T-25	17	19	118.1	55.4
T-48	37	38	30.95	55.4	T-32	23	25	117.6	55.4
T-49	38	39	141.27	55.4	T-38	28	30	119.3	55.4
T-47	37	36	117.26	55.4	3	TANQUE	29	4	96.8
T-54	41	42	46.2	79.2	4	29	50	123.7	79.2
T-55	42	43	164.17	55.4	5	29	24	260.2	55.4
T-53	41	40	47.5	55.4	6	53	TRC-4	25	55.4
T-56	42	45	50.79	55.4	7	54	TRC-5	25	55.4
T-58	45	46	135.26	55.4	8	37	TRC-6	28.4	55.4
T-57	45	44	101.19	55.4					

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER							
MACROPROYECTO PARA EL MODELO DE REASENTAMIENTO SOSTENIBLE PARA EL MUNICIPIO DE HERRAN							
DISEÑO DEL ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL.							
DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCION							
TABLA DE RESULTADOS EN LOS NUDOS FASE 1-2							
ID Nudo	Demanda L/s	Cota m	Presión M	ID Nudo	Demanda L/s	Cota m	Presión m
Nudo 14	0.471	1863.0	10.3	Nudo 39	1.473	1804.0	27.00
Nudo 15	0.177	1857.5	15.93	Nudo 40	0.177	1792.0	17.55
Nudo 16	0.147	1857.5	15.98	Nudo 41	0.000	1790.0	19.56
Nudo 17	0.059	1855.0	18.63	Nudo 42	0.088	1791.0	18.26
Nudo 19	0.383	1841.0	32.42	Nudo 43	0.707	1793.0	15.90
Nudo 20	0.236	1841.5	31.9	Nudo 44	0.530	1790.0	17.98
Nudo 21	0.295	1846.5	12.54	Nudo 45	0.236	1785.0	23.12
Nudo 22	0.088	1843.0	17.21	Nudo 46	0.884	1788.0	19.67
Nudo 23	0.059	1842.0	18.19	Nudo 47	0.442	1785.0	22.83
Nudo 25	0.442	1825.0	35.07	Nudo 48	0.236	1781.0	26.94
Nudo 26	0.825	1835.5	22.53	Nudo 49	0.236	1783.0	24.91
Nudo 27	0.118	1833.5	24.91	Nudo TRC-3	0.000	1875.0	0.50
Nudo 28	0.354	1827.0	30.42	Nudo 53	0.000	1862.5	11.18
Nudo 30	1.473	1818.0	38.43	Nudo TRC-4	0.000	1862.0	0.38
Nudo 31	0.737	1828.0	30.07	Nudo 54	0.059	1840.0	18.52
Nudo 32	0.354	1827.0	31.34	Nudo TRC-5	0.000	1839.5	0.58
Nudo 33	0.383	1821.0	37.28	Nudo TRC-6	0.000	1810.0	0.64
Nudo 34	0.147	1820.0	17.36	Nudo 50	0.000	1908.5	20.67
Nudo 35	0.471	1818.0	19.3	Nudo 52	0.000	1886.0	22.15
Nudo 36	0.589	1814.5	17.73	Nudo 24	0.295	1890.0	48.75
Nudo 37	0.118	1817.0	15.42	Nudo 29	0.000	1938.0	0.88
Nudo 38	0.000	1816.0	16.17	TANQUE	0.000	1939.0	0.00

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER**

**MACROPROYECTO PARA EL MODELO DE REASENTAMIENTO SOSTENIBLE PARA EL MUNICIPIO DE HERRAN  
DISEÑO DEL ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL.**

**DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCION**

**TABLA DE RESULTADOS EN LAS LINEAS FASE 1-2**

<b>ID Tramo</b>	<b>Caudal L/s</b>	<b>Pérdida m/Km</b>	<b>factor fricción</b>	<b>ID Tramo</b>	<b>Caudal L/s</b>	<b>Pérdida m/Km</b>	<b>factor fricción</b>
Tubería T-27	0.24	0.33	0.038	Tubería T-59	0.91	3.51	0.027
Tubería T-24	0.80	2.75	0.027	Tubería T-61	0.24	0.33	0.038
Tubería T-23	0.65	1.92	0.029	Tubería T-60	0.44	0.98	0.032
Tubería T-22	0.47	1.10	0.031	Tubería T-20	12.99	29.00	0.018
Tubería T-31	0.50	1.22	0.031	Tubería T-21	1.47	1.47	0.026
Tubería T-30	10.93	21.03	0.018	Tubería T-29	11.52	23.19	0.018
Tubería T-37	1.83	12.17	0.023	Tubería T-34	10.64	19.99	0.018
Tubería T-36	0.82	2.93	0.027	Tubería T-35	4.24	3.72	0.021
Tubería T-40	1.47	1.44	0.025	Tubería T-44	6.33	20.58	0.019
Tubería T-42	0.38	0.76	0.033	Tubería T-52	3.54	7.08	0.021
Tubería T-41	0.74	2.40	0.028	Tubería T-2	12.99	78.50	0.018
Tubería T-45	0.47	1.10	0.031	Tubería T-3	12.99	471.91	0.018
Tubería T-46	5.72	99.48	0.019	Tubería T-25	0.62	1.76	0.029
Tubería T-48	1.47	8.25	0.024	Tubería T-32	0.44	0.98	0.032
Tubería T-49	1.47	8.25	0.024	Tubería T-38	1.47	8.25	0.024
Tubería T-47	0.59	1.62	0.029	Tubería 3	18.00	53.39	0.017
Tubería T-54	3.36	6.45	0.022	Tubería 4	17.71	140.93	0.017
Tubería T-55	0.71	2.23	0.028	Tubería 5	0.29	0.49	0.035
Tubería T-53	0.18	0.20	0.041	Tubería 6	11.52	437.64	0.021
Tubería T-56	2.56	22.54	0.022	Tubería 7	6.33	137.53	0.022
Tubería T-58	0.88	3.31	0.027	Tubería 8	3.54	45.33	0.023
Tubería T-57	0.53	1.35	0.030				

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER**

**MACROPROYECTO PARA EL MODELO DE REASENTAMIENTO SOSTENIBLE PARA EL MUNICIPIO DE HERRAN  
DISEÑO DEL ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL.**

**DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCION**

**TABLA DE IDENTIFICACIÓN DE LINEAS Y NUDOS RED COMPLETA**

<b>ID Línea</b>	<b>Nudo Inicial</b>	<b>Nudo Final</b>	<b>Longitud m</b>	<b>Diámetro Mm</b>	<b>ID Línea</b>	<b>Nudo Inicial</b>	<b>Nudo Final</b>	<b>Longitud m</b>	<b>Diámetro mm</b>
T-8	2	3	112.45	55.4	T-58	45	46	135.26	55.4
T-9	3	4	65.32	55.4	T-57	45	44	101.19	55.4
T-7	2	1	127.60	55.4	T-59	45	48	51.71	55.4
T-13	6	7	115.32	55.4	T-61	48	49	85.73	55.4
T-14	7	8	67.43	55.4	T-60	48	47	105.65	55.4
T-12	6	5	116.44	55.4	T-20	TRC-3	53	62.51	96.8
T-18	11	12	119.07	55.4	T-21	53	17	36.33	79.2
T-19	12	13	67.90	55.4	T-29	TRC-4	22	93.49	96.8
T-17	11	10	55.36	55.4	T-34	21	54	25.93	96.8
T-16	10	9	55.36	55.4	T-35	54	27	28.41	96.8
T-27	19	20	69.53	55.4	T-44	TRC-5	34	132.11	79.2
T-24	17	16	54.79	55.4	T-52	TRC-6	41	151.98	79.2
T-23	16	15	26.81	55.4	T-5	TRC-1	51	67.00	55.4
T-22	15	14	116.77	55.4	T-6	51	2	185.66	55.4
T-31	22	23	22.53	55.4	T-11	TRC-2	6	239.45	96.8
T-30	22	21	55.91	96.8	T-15	6	11	59.27	79.2
T-37	27	28	82.04	55.4	T-2	50	52	267.80	79.2
T-36	27	26	130.52	55.4	T-3	52	TRC-3	53.00	55.4
T-40	27	32	50.26	79.2	T-25	17	19	118.10	55.4
T-42	32	33	85.82	55.4	T-32	23	25	117.60	55.4

T-41	32	31	115.05	55.4	T-38	28	30	119.30	55.4
T-45	34	35	60.87	55.4	3	TANQUE	29	4.00	96.8
T-46	34	37	49.64	55.4	4	29	50	123.70	79.2
T-48	37	38	30.95	55.4	5	29	24	260.20	55.4
T-49	38	39	141.27	55.4	1	50	TRC-1	11.00	55.4
T-47	37	36	117.26	55.4	2	51	TRC-2	11.00	55.4
T-54	41	42	46.20	79.2	6	53	TRC-4	25.00	55.4
T-55	42	43	164.17	55.4	7	54	TRC-5	25.00	55.4
T-53	41	40	47.50	55.4	8	37	TRC-6	28.40	55.4
T-56	42	45	50.79	55.4					

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER**

**MACROPROYECTO PARA EL MODELO DE REASENTAMIENTO SOSTENIBLE PARA EL MUNICIPIO DE HERRAN  
DISEÑO DEL ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL.**

**DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCION**

**TABLA DE RESULTADOS EN LOS NUDOS RED COMPLETA**

<b>ID Nudo</b>	<b>Demanda L/s</b>	<b>Cota m</b>	<b>Presión m</b>	<b>ID Nudo</b>	<b>Demanda L/s</b>	<b>Cota m</b>	<b>Presión m</b>
Nudo 1	0.354	1892.0	15.03	Nudo 34	0.147	1820.0	17.33
Nudo 2	0.118	1892.0	15.12	Nudo 35	0.471	1818.0	19.26
Nudo 3	0.354	1876.0	30.98	Nudo 36	0.589	1814.5	17.70
Nudo 4	0.147	1869.0	37.97	Nudo 37	0.118	1817.0	15.39
Nudo 5	0.648	1883.5	13.07	Nudo 38	0.000	1816.0	16.13
Nudo 6	0.118	1881.0	15.79	Nudo 39	1.473	1804.0	26.97

Nudo 7	0.766	1869.0	27.26	Nudo 40	0.177	1792.0	17.24
Nudo 8	0.295	1857.5	38.73	Nudo 41	0.000	1790.0	19.25
Nudo 9	0.295	1866.5	30.04	Nudo 42	0.088	1791.0	17.95
Nudo 10	0.265	1866.0	30.57	Nudo 43	0.707	1793.0	15.58
Nudo 11	0.295	1867.5	29.15	Nudo 44	0.530	1790.0	17.67
Nudo 12	0.766	1860.5	35.61	Nudo 45	0.236	1785.0	22.80
Nudo 13	0.295	1854.5	41.57	Nudo 46	0.884	1788.0	19.35
Nudo 14	0.471	1863.0	10.12	Nudo 47	0.442	1785.0	22.52
Nudo 15	0.177	1857.5	15.75	Nudo 48	0.236	1781.0	26.62
Nudo 16	0.147	1857.5	15.80	Nudo 49	0.236	1783.0	24.59
Nudo 17	0.059	1855.0	18.45	Nudo TRC-3	0.000	1875.0	0.32
Nudo 19	0.383	1841.0	32.25	Nudo 53	0.000	1862.5	11.01
Nudo 20	0.236	1841.5	31.72	Nudo TRC-4	0.000	1862.0	0.57
Nudo 21	0.295	1846.5	12.72	Nudo 54	0.059	1840.0	18.70
Nudo 22	0.088	1843.0	17.40	Nudo TRC-5	0.000	1839.5	0.55
Nudo 23	0.059	1842.0	18.37	Nudo TRC-6	0.000	1810.0	0.32
Nudo 25	0.442	1825.0	35.26	Nudo 50	0.000	1908.5	12.85
Nudo 26	0.825	1835.5	22.72	Nudo TRC-1	0.000	1912.0	0.50
Nudo 27	0.118	1833.5	25.10	Nudo 51	0.000	1898.0	9.85
Nudo 28	0.354	1827.0	30.60	Nudo TRC-2	0.000	1897.0	0.50
Nudo 30	1.473	1818.0	38.62	Nudo 52	0.000	1886.0	14.33
Nudo 31	0.737	1828.0	30.25	Nudo 24	0.295	1890.0	48.66
Nudo 32	0.354	1827.0	31.53	Nudo 29	0.000	1938.0	0.79
Nudo 33	0.383	1821.0	37.46	TANQUE	0.000	1939.0	0.00

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER**

**MACROPROYECTO PARA EL MODELO DE REASENTAMIENTO SOSTENIBLE PARA EL MUNICIPIO DE HERRAN  
DISEÑO DEL ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL.**

**DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCION**

**TABLA DE RESULTADOS EN LAS LINEAS RED COMPLETA**

<b>ID Tramo</b>	<b>Caudal L/s</b>	<b>Pérdida m/Km</b>	<b>factor fricción</b>	<b>ID Tramo</b>	<b>Caudal L/s</b>	<b>Pérdida m/Km</b>	<b>factor fricción</b>
Tubería T-8	0.50	1.22	0.031	Tubería T-58	0.88	3.31	0.027
Tubería T-9	0.15	0.13	0.037	Tubería T-57	0.53	1.35	0.03
Tubería T-7	0.35	0.66	0.034	Tubería T-59	0.91	3.51	0.027
Tubería T-13	1.06	4.58	0.026	Tubería T-61	0.24	0.33	0.038
Tubería T-14	0.29	0.49	0.035	Tubería T-60	0.44	0.98	0.032
Tubería T-12	0.65	1.91	0.029	Tubería T-20	12.99	29.00	0.018
Tubería T-18	1.06	4.58	0.026	Tubería T-21	1.47	1.47	0.026
Tubería T-19	0.29	0.49	0.035	Tubería T-29	11.52	23.19	0.018
Tubería T-17	0.56	1.48	0.03	Tubería T-34	10.64	19.99	0.018
Tubería T-16	0.29	0.49	0.035	Tubería T-35	4.24	3.72	0.021
Tubería T-27	0.24	0.33	0.038	Tubería T-44	6.33	20.58	0.019
Tubería T-24	0.80	2.75	0.027	Tubería T-52	3.54	7.08	0.021
Tubería T-23	0.65	1.92	0.029	Tubería T-5	4.71	69.40	0.02
Tubería T-22	0.47	1.10	0.031	Tubería T-6	0.97	3.92	0.026
Tubería T-31	0.50	1.22	0.031	Tubería T-11	3.74	2.96	0.022
Tubería T-30	10.93	21.03	0.018	Tubería T-15	1.91	2.35	0.024
Tubería T-37	1.83	12.17	0.023	Tubería T-2	12.99	78.50	0.018
Tubería T-36	0.82	2.93	0.027	Tubería T-3	12.99	471.91	0.018
Tubería T-40	1.47	1.44	0.025	Tubería T-25	0.62	1.76	0.029
Tubería T-42	0.38	0.76	0.033	Tubería T-32	0.44	0.98	0.032

Tubería T-41	0.74	2.40	0.028	Tubería T-38	1.47	8.25	0.024
Tubería T-45	0.47	1.10	0.031	Tubería 3	18.00	53.39	0.017
Tubería T-46	5.72	99.48	0.019	Tubería 4	17.71	140.93	0.017
Tubería T-48	1.47	8.25	0.024	Tubería 5	0.29	0.49	0.035
Tubería T-49	1.47	8.25	0.024	Tubería 1	4.71	90.65	0.026
Tubería T-47	0.59	1.62	0.029	Tubería 2	3.74	58.58	0.026
Tubería T-54	3.36	6.45	0.022	Tubería 6	11.52	437.64	0.021
Tubería T-55	0.71	2.23	0.028	Tubería 7	6.33	137.53	0.022
Tubería T-53	0.18	0.20	0.041	Tubería 8	3.54	45.33	0.023
Tubería T-56	2.56	22.54	0.022				

## ANEXO O. Diseño de los pasos elevados

### PASO ELEVADO 1

<b>DATOS DE ENTRADA</b>	
Longitud (m)	13.28
Diámetro de la tubería (mm)	160
Flecha (m)	3.15
Carga de diseño (Kg/m)	36.52
Diámetro del cable (pulg)	1/4
Resistencia del cable (Ton)	3.02
<b>RESULTADOS</b>	
To (Ton)	0.66
Tmax /ton)	0.76
Longitud del cable (m)	13.76
F.S (>2)	3.95

### PASO ELEVADO 2

<b>DATOS DE ENTRADA</b>	
Longitud (m)	20.5
Diámetro de la tubería (mm)	160
Flecha (m)	1.2
Carga de diseño (Kg/m)	36.52
Diámetro del cable (pulg)	1/2
Resistencia del cable (Ton)	11.5
<b>RESULTADOS</b>	
To (Ton)	4.27
Tmax /ton)	4.31
Longitud del cable (m)	20.55
F.S (>2)	2.67

### PASO ELEVADO 3

<b>DATOS DE ENTRADA</b>	
Longitud (m)	37.52
Diámetro de la tubería (mm)	160
Flecha (m)	9.6
Carga de diseño (Kg/m)	36.52
Diámetro del cable (pulg)	5/16
Resistencia del cable (Ton)	4.3
<b>RESULTADOS</b>	
To (Ton)	1.71
Tmax /ton)	2.03
Longitud del cable (m)	39.09
F.S (>2)	2.11

### PASO ELEVADO 4

<b>DATOS DE ENTRADA</b>	
Longitud (m)	34.39
Diámetro de la tubería (mm)	160
Flecha (m)	9.1
Carga de diseño (Kg/m)	36.52
Diámetro del cable (pulg)	5/16
Resistencia del cable (Ton)	4.3
<b>RESULTADOS</b>	
To (Ton)	1.53
Tmax /ton)	1.84
Longitud del cable (m)	35.93
F.S (>2)	2.34

### PASO ELEVADO 5

<b>DATOS DE ENTRADA</b>	
Longitud (m)	32.57
Diámetro de la tubería (mm)	160
Flecha (m)	3.2
Carga de diseño (Kg/m)	36.37
Diámetro del cable (pulg)	1/2
Resistencia del cable (Ton)	11.5
<b>RESULTADOS</b>	
To (Ton)	3.83
Tmax /ton)	3.94
Longitud del cable (m)	32.58
F.S (>2)	2.92

### PASO ELEVADO 6

<b>DATOS DE ENTRADA</b>	
Longitud (m)	29.47
Diámetro de la tubería (mm)	160
Flecha (m)	1.06
Carga de diseño (Kg/m)	36.52
Diámetro del cable (pulg)	5/8
Resistencia del cable (Ton)	17
<b>RESULTADOS</b>	
To (Ton)	4.94
Tmax /ton)	4.98
Longitud del cable (m)	29.50
F.S (>2)	3.41

### PASO ELEVADO 7

<b>DATOS DE ENTRADA</b>	
Longitud (m)	23.04
Diámetro de la tubería (mm)	160
Flecha (m)	4.35
Carga de diseño (Kg/m)	36.52
Diámetro del cable (pulg)	1/4
Resistencia del cable (Ton)	3
<b>RESULTADOS</b>	
To (Ton)	1.31
Tmax /ton)	1.46
Longitud del cable (m)	23.58
F.S (>2)	2.1

### PASO ELEVADO 8

<b>DATOS DE ENTRADA</b>	
Longitud (m)	36
Diámetro de la tubería (mm)	160
Flecha (m)	1.5
Carga de diseño (Kg/m)	36.52
Diámetro del cable (pulg)	5/8
Resistencia del cable (Ton)	17
<b>RESULTADOS</b>	
To (Ton)	4.99
Tmax /ton)	5.04
Longitud del cable (m)	36.04
F.S (>2)	3.37

### PASO ELEVADO 9

<b>DATOS DE ENTRADA</b>	
Longitud (m)	64.1
Diámetro de la tubería (mm)	110
Flecha (m)	4.8
Carga de diseño (Kg/m)	19.04
Diámetro del cable (pulg)	½
Resistencia del cable (Ton)	11.5
<b>RESULTADOS</b>	
To (Ton)	4.78
Tmax (Ton)	4.87
Longitud del cable (m)	64.34
F.S (>2)	2.36

### PASO ELEVADO 10

<b>DATOS DE ENTRADA</b>	
Longitud (m)	10.01
Diámetro de la tubería (mm)	160
Flecha (m)	0.4
Carga de diseño (Kg/m)	36.52
Diámetro del cable (pulg)	¼
Resistencia del cable (Ton)	3
<b>RESULTADOS</b>	
To (Ton)	1.14
Tmax /ton)	1.58
Longitud del cable (m)	10.02
F.S (>2)	2.59

To = Tensión horizontal en el cable

## ANEXO P. Diseño hidráulico del alcantarillado sanitario









## ANEXO Q. Coeficiente de escorrentía

Tipo de superficie	C
Cubiertas	0,75-0,95
Pavimentos asfálticos y superficies de concreto	0,70-0,95
Vías adoquinadas	0,70-0,85
Zonas comerciales o industriales	0,60-0,95
Residencial, con casas contiguas, predominio de zonas duras	0,75
Residencial multifamiliar, con bloques contiguos y zonas duras entre éstos	0,60-0,75
Residencial unifamiliar, con casas contiguas y predominio de jardines	0,40-0,60
Residencial, con casas rodeadas de jardines o multifamiliares apreciablemente separados	0,45
Residencial, con predominio de zonas verdes y parques-cementerios	0,30
Laderas sin vegetación	0,60
Laderas con vegetación	0,30
Parques recreacionales	0,20-0,35

ANEXO R. Diseño hidráulico del alcantarillado pluvial



## **ANEXO S. Diseño hidráulico de los sumideros**



IDENTIFICACIÓN		CAUDAL DE DISEÑO						CONDICIONES HIDRÁULICAS			
POZO ENTREGA	CLASE	Tc (min)	F (años)	I (L/s/Ha)	C	A (Ha)	Q (L/s)	n	V (m/s)	Y (m)	TIPO
P(21)L	Lateral	11.92	5	300.11	0.4	0.923	110.8	0.013	2.40	0.19	SL-200
P(21)L	Lateral	10.82	5	313.56	0.4	0.645	80.9	0.013	3.68	0.09	SL-400
P(22)L	Lateral	11.16	5	309.25	0.4	1.578	195.2	0.013	5.20	0.15	SL-600
P(23A)L	Lateral	10.63	5	316.02	0.4	0.746	94.3	0.013	3.97	0.10	SL-400
P(23A)L	Lateral	10.95	5	311.82	0.4	2.754	343.5	0.013	5.10	0.22	SL-600
P(20A)L	Lateral	10.10	5	320.00	0.4	0.571	73.3	0.013	2.82	0.10	SL-200
P(20A)L	Lateral	11.18	5	308.96	0.4	1.217	150.4	0.013	4.60	0.13	SL-600
P(37)L	Lateral	10.82	5	313.59	0.4	2.056	257.9	0.013	4.04	0.25	SL-400
P(38)L	Lateral	11.20	5	308.62	0.4	1.625	200.6	0.013	3.40	0.22	SL-400
P(20C)L	Lateral	10.71	5	315.00	0.4	0.400	50.4	0.013	2.65	0.08	SL-200
P(20C)L	Lateral	10.91	5	312.42	0.4	1.51	188.7	0.013	4.00	0.19	SL-400
P(48A)L	Lateral	11.39	5	306.36	0.4	2.28	279.4	0.013	3.95	0.25	SL-400
P(48A)L	Lateral	12.51	5	293.73	0.4	1.132	133.0	0.013	3.70	0.20	SL-400

**ANEXO T. Presupuesto de obra y análisis de precios unitarios**



**CANTIDADES Y PRESUPUESTO DE OBRA**

OBRA: ACUEDUCTO NUEVO ASENTAMIENTO DE HERRÁN

FECHA: DICIEMBRE/2003

ITEM	DESCRIPCIÓN	UND	CANTIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR PARCIAL	VALOR TOTAL
1	PRELIMINARES					
1.1	Localización y replanteo	Mes	2.00	\$ 4,942,000	\$ 9,884,000	
1.2	Valla de aviso de la obra	Und	1.00	\$ 516,088	\$ 516,088	
1.3	Campamento	Gl	1.00	\$ 1,127,760	\$ 1,127,760	
	<b>Total</b>					<b>\$ 11,527,848</b>
2	BOCATOMA					
2.1	Excavación en tierra	m <sup>3</sup>	9.30	\$ 11,740	\$ 109,186	
2.2	Excavación en roca	m <sup>3</sup>	11.13	\$ 67,874	\$ 755,438	
2.3	Concreto 3000 PSI	m <sup>3</sup>	28.93	\$ 473,227	\$ 13,690,457	
2.4	Mampostería e=0.12	m <sup>2</sup>	1.00	\$ 39,980	\$ 39,980	
2.5	Mortero impermeabilizado 1:3 e=0.03	m <sup>2</sup>	2.00	\$ 22,522	\$ 45,044	
2.6	Acero de refuerzo PDR-60	kg	1743.24	\$ 2,771	\$ 4,831,302	
2.7	Accesorios de la bocatoma	Gl	1.00	\$ 324,408	\$ 324,408	
2.8	Rejilla	UND	1.00	\$ 252,588	\$ 252,588	
2.9	Tubería de excesos y lavado	Gl	1.00	\$ 1,147,262	\$ 1,147,262	
2.10	Sumin. Instalac. Tubería PEAD f = 160mm	ml	33.10	\$ 46,374	\$ 1,534,979	
2.11	Estructura de entrega Q excesos	Gl	1.00	\$ 250,000	\$ 250,000	
	<b>Total</b>					<b>22,980,645</b>

3 DESARENADOR						
3.1	Excavación en tierra	m³	29.58	\$	11,740	\$ 347,281
3.2	Excavación en roca	m³	17.35	\$	67,874	\$ 1,177,614
3.3	Relleno en material común	m³	15.90	\$	13,032	\$ 207,204
3.4	Concreto 3000 PSI	m³	11.95	\$	473,227	\$ 5,655,063
3.5	Mampostería e=0.12	m²	2.64	\$	39,980	\$ 105,548
3.6	Mortero impermeabilizado 1:3 e=0.03	m²	5.28	\$	22,522	\$ 118,916
3.7	Acero de refuerzo PDR-60	Kg	825.36	\$	2,771	\$ 2,287,444
3.8	Accesorios desarenador	Gl	1.00	\$	2,370,764	\$ 2,370,764
3.9	Tubería de excesos y lavado	Gl	1.00	\$	2,090,624	\$ 2,090,624
<b>Total</b>						<b>\$ 14,360,458</b>
4 CONDUCCION DESARENADOR - PLANTA DE TRATAMIENTO						
4.1	Excavación en tierra	m³	2420.06	\$	11,740	\$ 28,412,519
4.2	Excavación en roca	m³	268.90	\$	67,874	\$ 18,251,047
4.3	Relleno en material común	m³	2688.96	\$	13,032	\$ 35,041,720
4.4	Sumin. Instalac. Tubería PEAD $\phi = 200\text{mm}$	ml	318.75	\$	67,694	\$ 21,577,542
4.5	Sumin. Instalac. Tubería PEAD $\phi = 160\text{mm}$	ml	4905.11	\$	46,374	\$ 227,469,571
4.6	Sumin. Instalac. Tubería PEAD $\phi = 110\text{mm}$	ml	860.88	\$	26,706	\$ 22,991,049
4.7	Sumin. Instalac. Tubería PEAD $\phi = 90\text{mm}$	ml	1778.69	\$	20,727	\$ 36,866,374
4.8	Sumin. Instalac. Tubería PEAD $\phi = 63\text{mm}$	ml	540.39	\$	14,686	\$ 7,936,195
4.9	Sumin. Instalac. Accesorios	Gl	1.00	\$	12,630,000	\$ 12,630,000
4.10	Sumin. Instalac. Válvula de Purga	UND	15.00	\$	277,402	\$ 4,161,030
4.11	Sumin. Instalac. Válvula de ventosa	UND	14.00	\$	307,452	\$ 4,304,328
4.12	Tanquilla Rompecarga	UND	5.00	\$	2,061,899	\$ 10,309,495
4.13	Anclaje en concreto de 2000 PSI	m³	2.00	\$	425,674	\$ 851,348
4.14	Pasos elevados	Gl	1.00	\$	27,756,992	\$ 27,756,992
<b>Total</b>						<b>\$ 458,559,211</b>

5 PLANTA DE TRATAMIENTO						
5.1	Excavación en tierra	m³	341.60	\$	11,740	\$ 4,010,521
5.2	Excavación en roca	m³	45.20	\$	67,874	\$ 3,067,905
5.4	Relleno en material común	m³	38.90	\$	13,032	\$ 506,933
5.5	Concreto 3000 psi	m³	107.30	\$	473,227	\$ 50,777,257
5.6	Acero de refuerzo PDR-60	Kg	6794.46	\$	2,771	\$ 18,830,506
5.7	Láminas AC 1.22x0.6x0.006	UND	138.00	\$	9,120	\$ 1,258,560
5.8	Láminas AC 1.22x2.44x0.008	UND	172.00	\$	43,178	\$ 7,426,616
5.9	Material filtrante	m³	5.00	\$	205,000	\$ 1,025,000
5.10	Sumin. Instalac. Accesorios	GI	1.00	\$	25,684,000	\$ 25,684,000
5.11	Caseta de cloración	GI	1.00	\$	8,884,728	\$ 8,884,728
	<b>Total</b>					<b>\$ 121,472,026</b>
6 TANQUE DE ALMACENAMIENTO						
6.1	Excavación en tierra	m³	286.30	\$	11,740	\$ 3,361,277
6.2	Excavación en roca	m³	13.68	\$	67,874	\$ 928,516
6.3	Relleno en material común	m³	30.00	\$	13,032	\$ 390,951
6.4	Concreto 3000 psi	m³	114.20	\$	473,227	\$ 54,042,523
6.5	Acero de refuerzo PDR-60	Kg	9356.00	\$	2,771	\$ 25,929,686
6.6	Sumin. Instalac. Accesorios	GI	1.00	\$	1,682,000	\$ 1,682,000
	<b>Total</b>					<b>\$ 86,334,953.44</b>

7 RED DE DISTRIBUCIÓN					
7.1	Excavación en tierra	m <sup>3</sup>	2003.84	\$ 11,740	\$ 23,525,883
7.2	Relleno en material común	m <sup>3</sup>	1803.46	\$ 13,032	\$ 23,502,098
7.3	Sumin. Instalac. Tubería PEAD $\phi$ = 110mm	ml	509.7	\$ 26,706	\$ 13,612,278
7.4	Sumin. Instalac. Tubería PEAD $\phi$ = 90mm	ml	866.95	\$ 20,727	\$ 17,969,013
7.5	Sumin. Instalac. Tubería PEAD $\phi$ = 63mm	ml	4934.01	\$ 14,686	\$ 72,461,118
7.6	Sumin. Instalac. Accesorios	GI	1	\$ 10,236,401	\$ 10,236,401
7.7	Tanquilla Rompecarga	UND	6	\$ 1,816,217	\$ 10,897,300
7.8	Sumin. Instalac. Válvulas	GI	1	\$ 16,858,150	\$ 16,858,150
<b>Total</b>					<b>\$ 189,062,239</b>

**CANTIDADES Y PRESUPUESTO DE OBRA**

OBRA: ALCANTARILLADO SANITARIO NUEVO ASENTAMIENTO DE HERRÁN

FECHA: DICIEMBRE/2003

ITEM	DESCRIPCIÓN	UND	CANTIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR PARCIAL	VALOR TOTAL
<b>1 PRELIMINARES</b>						
1.1	Localización y replanteo	ml	5237.50	\$ 1,362	\$ 7,133,789	
1.2	Valla de aviso de la obra	Und	1.00	\$ 516,088	\$ 516,088	
1.3	Campamento	Gl	1.00	\$ 1,127,760	\$ 1,127,760	
	<b>Total</b>					<b>\$ 8,777,637</b>
<b>2 TUBERÍA</b>						
2.1	Excavación en material común	m³	2087.20	\$ 11,740	\$ 24,504,563	
2.2	Excavación en material conglomerado	m³	254.00	\$ 22,327	\$ 5,671,058	
2.3	Relleno con material seleccionado	m³	782.70	\$ 19,524	\$ 15,281,435	
2.4	Relleno con material de excavación	m³	1826.31	\$ 13,032	\$ 23,799,924	
2.5	Sumin. e instal. Tubería Novafort $\phi = 8''$	ml	5219	47106.18	\$ 245,847,153	
	<b>Total</b>					<b>\$ 315,104,133</b>
<b>3 POZOS DE INSPECCIÓN</b>						
3.1	Excavación en material común	m³	286.40	\$ 11,740	\$ 3,362,451	
3.2	Relleno con material de excavación	m³	35.80	\$ 13,032	\$ 466,535	
3.3	Pozos de inspección por metro de profundidad	ml	123.23	\$ 479,791	\$ 59,124,668	
	<b>Total</b>					<b>\$ 62,953,654</b>

## CANTIDADES Y PRESUPUESTO DE OBRA

OBRA: ALCANTARILLADO PLUVIAL NUEVO ASENTAMIENTO DE HERRÁN

FECHA: DICIEMBRE/2003

ITEM	DESCRIPCIÓN	UND	CANTIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR PARCIAL	VALOR TOTAL
<b>1 PRELIMINARES</b>						
1.1	Localización y replanteo	ml	1856.00	\$ 1,362	\$ 2,527,983	
1.2	Valla de aviso de la obra	Und	1.00	\$ 516,088	\$ 516,088	
1.3	Campamento	Gl	1.00	\$ 1,127,760	\$ 1,127,760	
	<b>Total</b>					<b>\$ 4,171,831</b>
<b>2 TUBERÍA</b>						
2.1	Excavación en material común	m³	348.50	\$ 11,740	\$ 4,091,529	
2.2	Excavación en material conglomerado	m³	53.60	\$ 22,327	\$ 1,196,727	
2.3	Relleno con material seleccionado	m³	115.70	\$ 19,524	\$ 2,258,927	
2.4	Relleno con material de excavación	m³	325.60	\$ 13,032	\$ 4,243,122	
2.5	Sumin. e instal. Tubería Novafort $\phi = 16"$	ml	284.90	\$ 118,853	\$ 33,861,220	
2.6	Sumin. e instal. Tubería Novafort $\phi = 20"$	ml	43.90	\$ 175,792	\$ 7,717,269	
2.7	Sumin. e instal. Tubería Novaloc $\phi = 24"$	ml	15.5	\$ 222,392	\$ 3,447,076	
	<b>Total</b>					<b>56,815,869</b>

3 POZOS DE INSPECCIÓN						
3.1	Excavación en material común	m³	26.81	\$	11,740	\$ 314,760
3.2	Relleno con material de excavación	m³	3.20	\$	13,032	\$ 41,701
3.3	Pozos de inspección por metro de profundidad	ml	18.62	\$	479,791	\$ 8,933,712
<b>Total</b>						<b>\$ 9,290,174</b>
4 OBRAS VARIAS						
4.1	Construcción de simidero lateral SL-200	Und	8.00	\$	1,661,313	\$ 13,290,506
4.2	Construcción de simidero lateral SL-400	Und	6.00	\$	2,422,449	\$ 14,534,693
4.3	Construcción de simidero lateral SL-600	Und	3.00	\$	3,359,020	\$ 10,077,061
4.4	Construcción de canales y estruc. de entrega	Gl	1.00	\$	285,771,382	\$ 285,771,382
<b>Total</b>						<b>323,673,642</b>

## **PLANOS**

