DEPARTAMENTO DE NORTE DE SANTANDER
MUNICIPIO DE CHINACOTA

"ESTUDIOS Y DISEÑOS OBRAS HIDRÁULICAS Y DE PROTECCIÓN QUE PERMITAN SUPERAR LA AFECTACIÓN GENERADA POR LA OLA INVERNAL 2022, CAPTACIÓN-ADUCCIÓN-DESARENADOR, SISTEMA DE ACUEDUCTO CASCO URBANO MUNICIPIO DE CHINÁCOTA DEPARTAMENTO NORTE DE SANTANDER".

DISEÑO HIDRAULICO

EDGAR VILLEGAS PALLARES
Ingeniero Civil
Especialista en Agua y Saneamiento Ambiental
Especialista en Estructuras
MP. 54202136467 NTS

OCTUBRE DE 2023

CONTENIDO

Pág.

1 INTRODUCCIÓN 6

2 GENERALIDADES DEL MUNICIPIO 7

1.1. Ubicación Y Geografía 7

3 PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN 8

3.1. Cuestiones Poblacionales 8
3.1.1 Método Aritmético: 11
3.1.2 Método Geométrico: 11
3.1.3 Método Exponencial. 12

3.2 Método Gráfico 13

4 EVALUACIÓN DE DOTACIÓN Y DEMANDA PARA EL SISTEMA DE ACUEDUCTO 16

4.1 Parámetros de Diseño 16
4.1.1 Periodo de Diseño 16
4.1.2 Dotación Neta 16
4.1.3 Dotación Bruta 16
4.1.4 Caudal Medio Diario 17
4.1.5 Caudal Máximo Diario 17
4.1.6 Caudal Máximo Horario 18
4.1.7 Proyección de la Demanda 18
4.1.8 Presiones Máximas en la Red Menor de Distribución. 19
4.1.9 Diámetros mínimos de las Tuberías en la Red de Distribución. 19
4.1.10 Profundidad Mínima de la Tubería. 19
4.1.11 Velocidad de Diseño. 20
4.1.12 Pérdidas de Carga. 20
4.1.13 Golpe de ariete 20
4.1.14 Distancias mínimas a otras redes de servicios públicos 21
4.1.15 Localización de redes de acueducto: 21
4.1.16 Metodología para el cálculo de pérdidas de energía 21

4.2 Presión Estática 23

4.3 Presión Dinámica. 23

4.4 Resultados Del Análisis 23

5 DISEÑO DE LA CAPTACIÓN 24

5.1 Cálculos Para La Bocatoma De Fondo..... 24

6 RESULTADOS DEL DISEÑO DE ADUCCIÓN 30
6.1.1 Estado De La Tubería Después Del Análisis 31
6.1.2 Estado De Los Nodos Después Del Análisis 32

7. DISEÑO DE ESTABILIZACION DE LA PENDIENTE DEL CAUCE MEDIANTE DIQUES TRANSVERSALES. 34

7.1 Calculo de diques:..... 36

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 37

8.1 CONCLUSIONES:..... 37

8.2 RECOMENDACIONES:..... 37

9. BIBLIOGRAFÍA.....38

LISTA DE TABLAS

Pág.

Tabla 1. Métodos de cálculo según el nivel de complejidad del sistema..... 8
Tabla 2. Censos poblacionales de Chinácota. 9
Tabla 3.Cantidad de personas alojadas en temporada alta. 10
Tabla 4. Censos poblacionales de Chinácota. 10
Tabla 5. Tasa de crecimiento del método aritmético. 11
Tabla 6. Proyección de la población por el método aritmético 11
Tabla 7. Tasa de crecimiento del método geométrico..... 11
Tabla 8. Proyección de la población por el método geométrico. 12
Tabla 9. Tasa de crecimiento del método exponencial. 12
Tabla 10. Proyección de la población por el método exponencial. 13
Tabla 11. Proyección de la población por los métodos aritmético, geométrico y exponencial. 14
Tabla 12. Dotación neta máxima por habitante según la altura sobre el nivel del mar de la zona atendido. (Res 0330/2017) 16
Tabla 13. Caudales proyectados municipio Chinácota..... 18
Tabla 14. Profundidad Mínima de Instalación 20
Tabla 15. Resultados obtenidos para la línea de tubería de la red de aducción condición normal. 31
Tabla 16. Resultados de la modelación de la red de aducción en condición dinámica normal. 32
Tabla 17. Resultados de la modelación de la red aducción en condición estática normal. 32

LISTA DE FIGURAS

Pág.

Figura 1. Localización general del Proyecto. 7
Figura 2. Número de personas por hogar en Chinácota. 9
Figura 3.Proyección de la población. 15
Figura 4. Imagen de la aducción modelada en Epanet 2.0 vE. 30
Figura 5. Esquema general de obras de fijación del fondo del cauce (Fuente: Control de erosión en zonas tropicales, Jaime Suarez Diaz, 2001). 35
Figura 6. Perfil longitudinal de estabilización del fondo del cauce. 36

1 INTRODUCCIÓN

En este estudio se aborda el diseño de las obras requeridas para la rehabilitación y protección de la captación perteneciente al sistema de acueducto del municipio de Chinacota, Norte de Santander.

Producto del trabajo de reconocimiento de campo y del diagnóstico de estructuras existentes realizados en esta consultoría se propone como obras de rehabilitación el diseño y construcción de una nueva captación y un paso elevado sobre la conducción de captación a desarenador, y para mitigar el riesgo de colapso de estas estructuras ante una avenida torrencial en el futuro se propone la construcción de 5 diques transversales para estabilización de la pendiente de fondo del cauce los cuales generaran un escalonamiento del fondo para disipar la energía del flujo de agua para periodos de retorno de 100 años.

Los diseños de obras resultantes de esta consultoría se realizaron cumpliendo con la normativa nacional vigente RAS (resoluciones 0330 y 0799).

2 GENERALIDADES DEL MUNICIPIO

1.1. Ubicación Y Geografía

El proyecto estará ubicado en el municipio de Chinácota, el cual está localizado en la región sur-oriental del departamento de Norte de Santander, siendo sus coordenadas geográficas 72°36’ de longitud y 7°37’ de latitud norte, aproximadamente a 33 km de la ciudad de Cúcuta y con una altitud promedio de 1175 m.s.n.m.

El municipio mencionado limita al norte con Bochalema y Los Patios, al sur con los municipios Pamplonita y Toledo, al oriente con Herrán y Ragonvalia y al occidente con los municipios de Bochalema y Pamplonita (ver Figura 1).

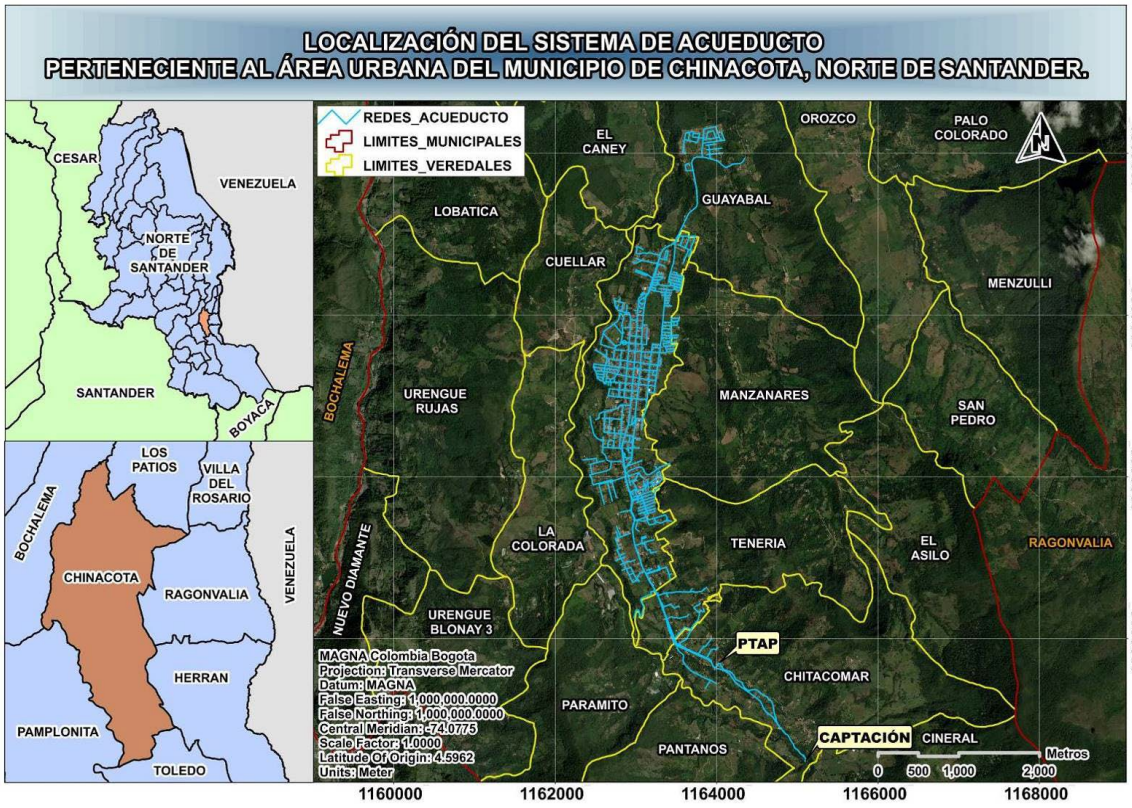


Figura 1. Localización general del Proyecto.

3 PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN

De acuerdo con la resolución 0330 del Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio del 8 de junio de 2017 en el artículo 40, el periodo de diseño es de 25 años “Para todos los componentes de los sistemas de acueducto, alcantarillado y aseo”.

Los métodos que establece la resolución 0330 del 8 de junio de 2017 para el cálculo de las proyecciones de población se encuentran en la Tabla 12, el cual se refiere a la determinación de población, dotación y demanda. Estos métodos se resumen en la siguiente tabla del Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico.

Tabla 1. Métodos de cálculo según el nivel de complejidad del sistema

Nivel de complejidad del sistema				
Método por emplear	**Bajo**	**Medio**	**Medio alto**	**Alto**
Aritmético	X	X	X	X
Geométrico	X	X	X	X
Gráfico	X	X		
Exponencial	X	X	X	X
Detallar por zonas y detallar densidades			X	X
por componentes (demográfico)			X	X

La siguiente tabla muestra los censos históricos los cuales sirvieron de base para la proyección de los habitantes de la cabecera municipal del municipio de Chinácota.

3.1. Cuestiones Poblacionales

En el censo del año 2005 el DANE caracterizó tres tipos de vivienda para el municipio de Chinácota, los tipos de vivienda existentes son Casa-casa indígena, Apartamento, Cuarto- otro; de acuerdo con esta caracterización se asume que no todas las unidades residenciales poseen una densidad de ocupación igual, por esta razón se utilizan equivalencias de ocupación de acuerdo con cada unidad residencial.

Para el caso del municipio de Chinácota se ha establecido que, Según el boletín general del censo del 2005, el tipo de vivienda característico en Chinácota con 90,7% de las viviendas de Chinácota son casas., la cuales tienen un numero de 3.7 personas por hogar en la cabecera y 4.0 personas por hogar en resto de extensión (Corregimientos, veredas, etc.), en conclusión, se utilizará para la estimación de los caudales de diseño 3.7 personas por hogar (ver Figura 2).

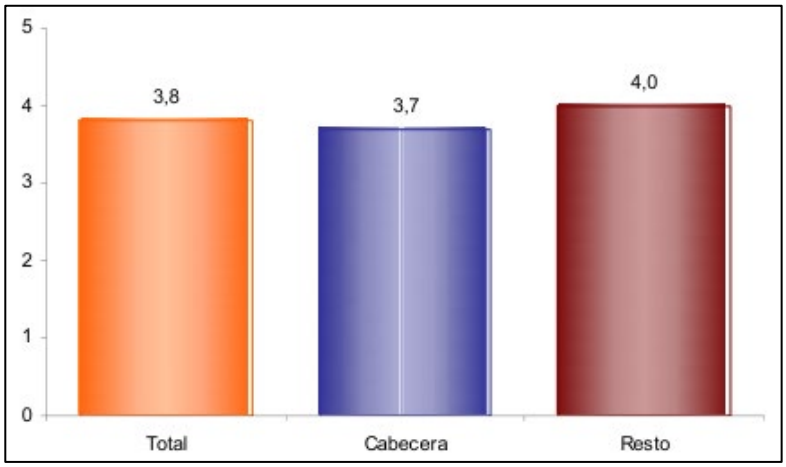


Figura 2. Número de personas por hogar en Chinácota.

Fuente: DANE. (2010). Perfil Municipal Chinácota, Norte de Santander.

Para el municipio Chinácota los censos históricos con información corresponden a los años 1985, 1993, 2005. Los datos de los censos realizados por el DANE para el municipio Chinácota se presentan en la Tabla 2.

Tabla 2. Censos poblacionales de Chinácota.

MUNICIPIO CHINÁCOTA			
AÑO	**POBLACIÓN CABECERA (HAB)**	**POBLACIÓN RURAL (HAB)**	**POBLACIÓN TOTAL (HAB)**
1985	5970	4957	10927
1993	7111	4870	11981
2005	9557	5179	14736

Fuente: DANE

Según la información proporcionada, debido a la falta de datos para estimar la población flotante, el consorcio de Chinácota tomó la decisión de llevar a cabo un censo. Este censo tenía como objetivo determinar si los inmuebles visitados estaban siendo utilizados como cabañas, hoteles u otro tipo de albergue Ver Tabla 3 .

Tabla 3.Cantidad de personas alojadas en temporada alta.

TIPO INMUEBLE	CANTIDAD DE PERSONAS
CABAÑA	2243
HOTEL	104
NO ESPECIFICA	152
TOTAL	2499

Capacidad hotelera	2499
Población	12130
Número de personas por hogar	3.7
Total, usuarios ENCHINAC E.P.S de acueducto	3971
usuarios zona de expansión	578
usuarios no registrados en el software	400

TASA FLOTANTE	20.6	**%**

POBLACIÓN FLOTANTE	3772	
USUARIOS EMCHINAC E.S. P	14693	**Hab**
USUARIOS ZONA DE EXPANSIÓN	2139	**Hab**
USUARIOS NO REGISTRADOS	1480	**Hab**
POBLACIÓN ACTUAL (2017)	22084	**Hab**

Fuente: CONSORCIO CHINACOTA

Como resultado de esta consulta, la Consultoría determinó que el porcentaje de población flotante promedio diario equivale al 20.6% de la población residente. Este valor se mantiene constante a lo largo de todo el período de diseño.

Tabla 4. Censos poblacionales de Chinácota.

CENSOS	
AÑO	**POBLACIÓN**
1985	5970
1993	7111
2005	9557
2017	18311

Fuente: DANE- CONSORCIO CHINACOTA.

3.1.1 Método Aritmético:

Tabla 5. Tasa de crecimiento del método aritmético.

K	85-93	93-05	05-17	Medio
	143.00	204.00	730.0	359.00

Tabla 6. Proyección de la población por el método aritmético

Año	Básica	Flotante	Total
2017	18311	3773	22084
2018	18670	3847	22517
2019	19029	3921	22950
2020	19388	3994	23382
2021	19747	4068	23815
2022	20106	4142	24248
2023	20465	4216	24681
2024	20824	4290	25114
2025	21183	4364	25547
2026	21542	4438	25980
2027	21901	4512	26413
2028	22260	4586	26846
2029	22619	4660	27279
2030	22978	4734	27712
2031	23337	4808	28145
2032	23696	4882	28578
2033	24055	4956	29011
2034	24414	5030	29444
2035	24773	5104	29877
2036	25132	5178	30310
2037	25491	5252	30743
2038	25850	5326	31176
2039	26209	5400	31609
2040	26568	5474	32042
2041	26927	5548	32475
2042	27286	5621	32907
2043	27645	5695	33340
2044	28004	5769	33773
2045	28363	5843	34206
2046	28722	5917	34639
2047	29081	5991	35072
2048	29440	6065	35505

3.1.2 Método Geométrico:

Tabla 7. Tasa de crecimiento del método geométrico

r	85-93	93-05	05-17	Medio
	2.21%	2.49%	5.57%	3.42%

Tabla 8. Proyección de la población por el método geométrico.

Año	Básica	Flotante	Total
2017	18311	3773	22084
2018	18938	3902	22841
2019	19587	4035	23622
2020	20258	4174	24432
2021	20951	4316	25268
2022	21669	4464	26133
2023	22411	4617	27028
2024	23178	4775	27953
2025	23972	4939	28911
2026	24792	5108	29901
2027	25641	5283	30925
2028	26519	5464	31984
2029	27428	5651	33079
2030	28367	5844	34211
2031	29338	6044	35383
2032	30343	6251	36594
2033	31382	6465	37847
2034	32456	6686	39143
2035	33568	6915	40483
2036	34717	7152	41869
2037	35906	7397	43303
2038	37135	7650	44786
2039	38407	7912	46319
2040	39722	8183	47906
2041	41082	8463	49546
2042	42489	8753	51242
2043	43944	9053	52997
2044	45449	9363	54812
2045	47005	9683	56688
2046	48614	10015	58630
2047	50279	10358	60638
2048	52001	10713	62714

3.1.3 Método Exponencial.

Tabla 9. Tasa de crecimiento del método exponencial.

K	85-05	93-18	Medio
	2.35%	3.94%	3.15%

Tabla 10. Proyección de la población por el método exponencial.

Año	Básica	Flotante	Total
2017	18311	3773	22084
2018	18897	3893	22790
2019	19501	4018	23519
2020	20124	4146	24271
2021	20768	4279	25047
2022	21432	4415	25847
2023	22117	4557	26674
2024	22824	4702	27526
2025	23553	4852	28406
2026	24306	5008	29315
2027	25083	5168	30252
2028	25885	5333	31219
2029	26713	5503	32216
2030	27567	5679	33246
2031	28448	5861	34310
2032	29358	6048	35406
2033	30296	6242	36539
2034	31265	6441	37706
2035	32264	6647	38912
2036	33296	6859	40155
2037	34360	7079	41440
2038	35459	7305	42764
2039	36592	7538	44131
2040	37762	7779	45542
2041	38969	8028	46998
2042	40215	8285	48501
2043	41501	8550	50051
2044	42827	8823	51651
2045	44197	9105	53302
2046	45610	9396	55006
2047	47068	9696	56764
2048	48572	10006	58579

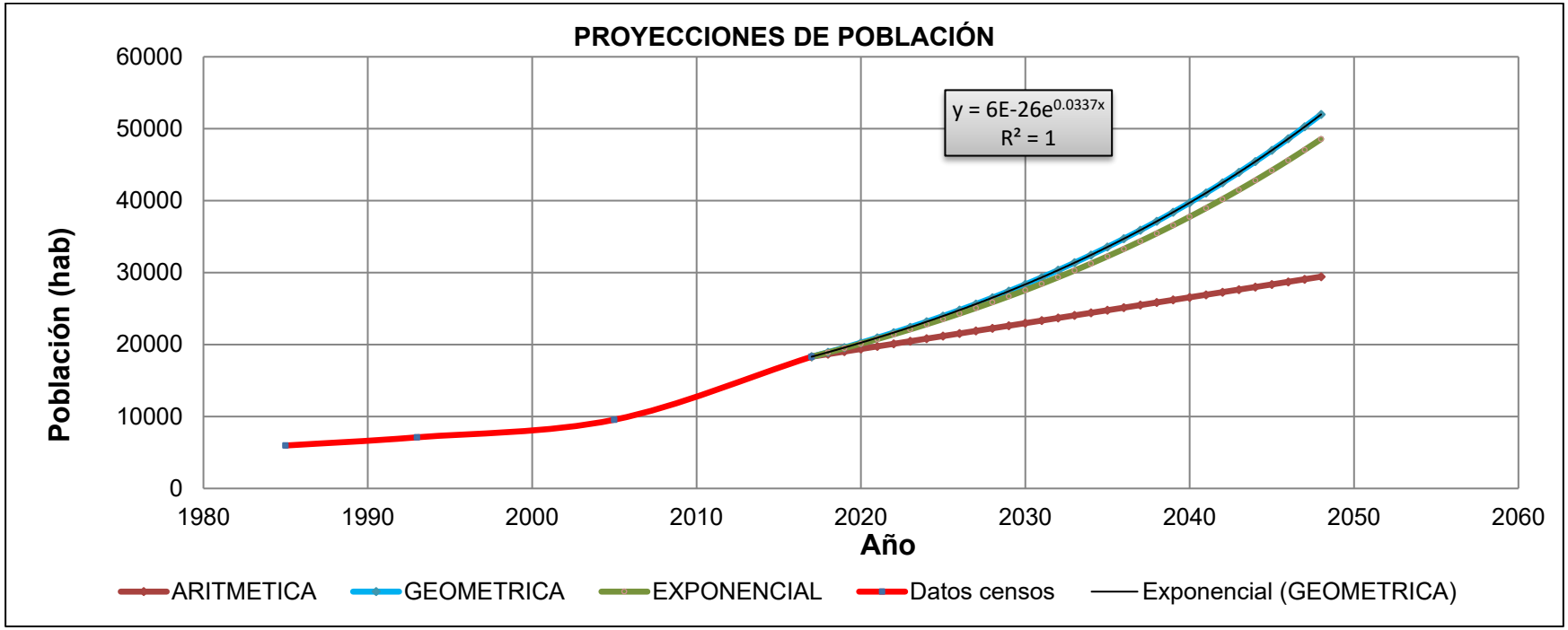
3.2 Método Gráfico.

Los datos existentes de censos en el casco urbano del municipio se graficaron, y en la misma grafica se incluyeron las curvas de proyección de la población del municipio obtenidas por los métodos anteriores con el objetivo de elegir el método que diera el mejor ajuste.

Tabla 11. Proyección de la población por los métodos aritmético, geométrico y exponencial.

CABECERA MUNICIPAL									
Año	POBLACION								
	Aritmético			Geométrico			Exponencial		
	Básica	Flotante	Total	Básica	Flotante	Total	Básica	Flotante	Total
2017	18311	3773	22084	18311	3773	22084	18311	3773	22084
2018	18670	3847	22517	18938	3902	22841	18897	3893	22790
2019	19029	3921	22950	19587	4035	23622	19501	4018	23519
2020	19388	3994	23382	20258	4174	24432	20124	4146	24271
2021	19747	4068	23815	20951	4316	25268	20768	4279	25047
2022	20106	4142	24248	21669	4464	26133	21432	4415	25847
2023	20465	4216	24681	22411	4617	27028	22117	4557	26674
2024	20824	4290	25114	23178	4775	27953	22824	4702	27526
2025	21183	4364	25547	23972	4939	28911	23553	4852	28406
2026	21542	4438	25980	24792	5108	29901	24306	5008	29315
2027	21901	4512	26413	25641	5283	30925	25083	5168	30252
2028	22260	4586	26846	26519	5464	31984	25885	5333	31219
2029	22619	4660	27279	27428	5651	33079	26713	5503	32216
2030	22978	4734	27712	28367	5844	34211	27567	5679	33246
2031	23337	4808	28145	29338	6044	35383	28448	5861	34310
2032	23696	4882	28578	30343	6251	36594	29358	6048	35406
2033	24055	4956	29011	31382	6465	37847	30296	6242	36539
2034	24414	5030	29444	32456	6686	39143	31265	6441	37706
2035	24773	5104	29877	33568	6915	40483	32264	6647	38912
2036	25132	5178	30310	34717	7152	41869	33296	6859	40155
2037	25491	5252	30743	35906	7397	43303	34360	7079	41440
2038	25850	5326	31176	37135	7650	44786	35459	7305	42764
2039	26209	5400	31609	38407	7912	46319	36592	7538	44131
2040	26568	5474	32042	39722	8183	47906	37762	7779	45542
2041	26927	5548	32475	41082	8463	49546	38969	8028	46998
2042	27286	5621	32907	42489	8753	51242	40215	8285	48501
2043	27645	5695	33340	43944	9053	52997	41501	8550	50051
2044	28004	5769	33773	45449	9363	54812	42827	8823	51651
2045	28363	5843	34206	47005	9683	56688	44197	9105	53302
2046	28722	5917	34639	48614	10015	58630	45610	9396	55006
2047	29081	5991	35072	50279	10358	60638	47068	9696	56764
2048	29440	6065	35505	52001	10713	62714	48572	10006	58579

Figura 3.Proyección de la población.



Del método grafico se puede deducir que el comportamiento histórico de crecimiento de la población del municipio de Chinácota ha sido Geométrico.

4 EVALUACIÓN DE DOTACIÓN Y DEMANDA PARA EL SISTEMA DE ACUEDUCTO

En este aparte se presentan los parámetros o criterios requeridos para la proyección de la demanda de agua para el sistema de acueducto para el municipio de Chinácota.

4.1 Parámetros de Diseño

4.1.1 Periodo de Diseño

De acuerdo con la resolución 0330 del Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio del 8 de junio de 2017 en el artículo 40, el periodo de diseño es de 25 años para todos los componentes del sistema de acueducto y alcantarillado.

4.1.2 Dotación Neta

La dotación neta corresponde a la cantidad mínima de agua requerida para satisfacer las necesidades básicas de un habitante sin considerar las pérdidas que ocurran en el sistema de acueducto. La dotación neta máxima establecida en la resolución 0330 del 2017, articulo 43: “la dotación neta debe determinarse haciendo uso de información histórica de los consumos de agua potable de los suscriptores, disponible por parte de la persona prestadora de servicio de acueducto, en su defecto, recopilada en el Sistema Único de Información (SUI) de la Superintendencia de Servicios Públicos Domiciliarios (SSPD), siempre y cuando los datos sean consistentes. En todos los casos, se deberá utilizar un valor de dotación que no supere los máximos establecidos en la tabla 1”. (Véase en la **Tabla** 12).

Tabla 12. Dotación neta máxima por habitante según la altura sobre el nivel del mar de la zona atendido. (Res 0330/2017)

ALTURA PROMEDIO SOBRE EL NIVEL DEL MAR DE LA ZONA ATENDIDA	DOTACIÓN NETA MÁXIMA (L/HAB-DIA)
>2000 msnm	120
1000 – 2000 msnm	130
<1000 msnm	140

Fuente: Resolución 0330 junio de 2017

Se establece una dotación neta máxima por habitante de 130 [L/hab/día].

4.1.3 Dotación Bruta

La dotación bruta para el diseño de cada uno de los componentes que conforman un sistema de acueducto se debe calcular conforme a la siguiente ecuación:

$$d_{bruta} = \frac{d_{neta}}{1 - \%p}$$

Dónde:

d_{bruta}:Dotación bruta
d_{neta}: Dotación neta
$\%p$: Pérdidas máximas admisibles. El porcentaje de pérdidas máximas admisibles no deberá superar el 25%.

Por lo tanto, se tiene una dotación bruta de **173.33 *L/hab.-día***.

4.1.4 Caudal Medio Diario

El caudal medio diario (Q_{md}) corresponde al promedio de los consumos diarios de caudal en un período de un año, proyectado al horizonte de diseño, el cual debe calcularse utilizando la siguiente ecuación:

$$Q_{md} = \frac{P * d_{bruta}}{86400}$$

d_{bruta}: Dotación bruta en L/hab*día

Para la proyección de la demanda de agua en el sistema se considera que la población estimada para el periodo de diseño seleccionado es de **62714 *hab.***, consistentemente con el método seleccionado en la sección Proyecciones de Población, con lo cual se obtiene, para este caso, un caudal medio diario de **125.82 *L/s*** para el año correspondiente al periodo de diseño.

4.1.5 Caudal Máximo Diario

K1 Se denomina coeficiente de consumo máximo diario y se obtiene de la relación entre el mayor consumo diario y el consumo medio diario, como no existen registros históricos, y de acuerdo a lo establecido en la resolución 0330 de junio de 2017 para poblaciones mayores o iguales a 12500 habitantes en ningún caso el factor k1 será superior a 1.2

$$QMD = Q_{md} * k_1$$

Para este proyecto el coeficiente de consumo máximo diario es de **1.2**, por lo tanto, el caudal máximo diario, para el año correspondiente al periodo de diseño es de **150.98 *L/s***.

4.1.6 Caudal Máximo Horario

En donde el coeficiente K2 se denomina coeficiente de consumo máximo horario y acorde a lo establecido en la resolución 0330 de junio de 2017 para poblaciones mayores o iguales a 12500 habitantes en ningún caso el factor k2 será superior a 1.5.

$$QMH = QMD * k_2$$

Teniendo en cuenta que no se dispone de información suficiente para hacer el cálculo de dicho coeficiente con base en mediciones, se toma un valor de **1.5** con base en el nivel de complejidad y en el tamaño de la red objeto de este proyecto. Así el caudal máximo horario para el año correspondiente al periodo de diseño es de **226.47*L/s***.

4.1.7 Proyección de la Demanda

A continuación, se presenta un resumen los cálculos anteriormente detallados para diferentes años del periodo de diseño, suponiendo que la cobertura total se alcanza desde el inicio del proyecto y que el porcentaje de pérdidas técnicas se mantiene constante en su valor máximo permitido. Adicional se presenta el comportamiento del caudal medio diario, máximo diario y máximo horario en el periodo de diseño proyectado.

Tabla 13. Caudales proyectados municipio Chinácota.

AÑO	POBLACION	Qmd (L/s)	QMD (L/s)	QMH (L/s)
2017	22084	44.30	53.17	79.75
2018	22841	45.82	54.99	82.48
2019	23622	47.39	56.87	85.30
2020	24432	49.01	58.82	88.23
2021	25268	50.69	60.83	91.25
2022	26133	52.43	62.91	94.37
2023	27028	54.22	65.07	97.60
2024	27953	56.08	67.29	100.94
2025	28911	58.00	69.60	104.40
2026	29901	59.99	71.98	107.98
2027	30925	62.04	74.45	111.67
2028	31984	64.17	77.00	115.50
2029	33079	66.36	79.63	119.45
2030	34211	68.63	82.36	123.54
2031	35383	70.98	85.18	127.77
2032	36594	73.41	88.10	132.15
2033	37847	75.93	91.11	136.67

AÑO	POBLACION	Qmd (L/s)	QMD (L/s)	QMH (L/s)
2034	39143	78.53	94.23	141.35
2035	40483	81.22	97.46	146.19
2036	41869	84.00	100.80	151.19
2037	43303	86.87	104.25	156.37
2038	44786	89.85	107.82	161.73
2039	46319	92.92	111.51	167.26
2040	47906	96.11	115.33	172.99
2041	49546	99.40	119.28	178.92
2042	51242	102.80	123.36	185.04
2043	52997	106.32	127.59	191.38
2044	54812	109.96	131.95	197.93
2045	56688	113.73	136.47	204.71
2046	58630	117.62	141.15	211.72
2047	60638	121.65	145.98	218.97
2048	62714	125.82	150.98	226.47

4.1.8 Presiones Máximas en la Red Menor de Distribución.

Según la resolución 0330 del 8 de junio de 2017, el valor de la presión estática máxima tenida en cuenta para el diseño de la red de de distribución, debe ser de k 50 m.c.a.
En una misma zona de presión se pueden presentar presiones estáticas mayores a la máxima definida, en este caso una presión estática superior a 490.5 kPa (50 m.c.a.) puede corresponder al 10% del área de la zona de presión, desde que no se sobrepase una presión de 539.6 kPa (55 m.c.a.) y hasta el 5% del área de la zona de presión desde que no se sobrepase una presión de 588.6 kPa (60 m.c.a.).

4.1.9 Diámetros mínimos de las Tuberías en la Red de Distribución.

El diámetro mínimo en las redes de distribución no deberá ser inferior a 75 mm para sectores urbanos, mientras que para sectores rurales no deberán ser inferiores a 50 m. se deben realizar los cálculos necesarios que permitan garantizar que, con el diámetro interno real de la tubería seleccionada, se cumplan las condiciones mínimas.

4.1.10 Profundidad Mínima de la Tubería.

De acuerdo con la resolución 0330 del Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio del 8 de junio de 2017 Artículo 60 Las Profundidades máximas y mínimas para la instalación de tuberías enterradas en las redes de distribución. La profundidad de instalación de las tuberías que conforman la red de distribución no debe exceder de 1.50 m, medidos desde la clave de la tubería hasta la superficie del terreno.

Tabla 14. Profundidad Mínima de Instalación

SERVIDUMBRE	PROFUNDIDAD A LA CLAVE DE LA TUBERÍA (m)	
	Zona Urbana	Zona rural
Vías peatonales o zonas verdes o agrícolas	0.60	1.00
Vías vehiculares	1.00	1.00

4.1.11 Velocidad de Diseño.

La velocidad mínima debe ser de 0.5 m/s, mientras que la velocidad máxima no deberá sobrepasar los límites de velocidad recomendados para el material del ducto a emplear y/o los accesorios correspondientes.

4.1.12 Pérdidas de Carga.

Para el cálculo de pérdidas de carga en una red mixta se acepta el uso de la fórmula de Darcy – Weisbach o Hazen – Williams, pero se debe tener en cuenta que la fórmula de Hazen – Williams no arroja resultados confiables para diámetros inferiores a 4".
Para este diseño se empleó la fórmula de Darcy – Weisbach por ser la ecuación general para sistemas de tuberías a presión, combinada con la de Colebrook – White. Para las perdidas menores se analizaron los coeficientes aportados por los accesorios en los distintos tramos de análisis.
Para el cálculo de la red de distribución se usó el software EPANET para la simulación de redes de distribución de agua, desarrollado por la Agencia para la Protección del Medio Ambiente de EEUU con el fin de disponer de una herramienta para el cálculo, entre otras cosas, del comportamiento hidráulico en sistemas de distribución de agua. En estos momentos es uno de los paquetes informáticos más completo que existe en el campo de la simulación de sistemas hidráulicos, hecho que unido a su distribución libre hace que sea el software más extendido. EPANET permite la simulación de todo tipo de redes de distribución de agua de una forma sencilla, con un número cualquiera de elementos hidráulicos incluyendo depósitos, sistemas de bombeo, bancos de válvulas, tuberías, uniones, etc. utilizando tan solo la interface gráfica. Además, permite realizar cálculos incluyendo curvas de demanda y simular fugas en diferentes componentes de la red.

4.1.13 Golpe de ariete

De acuerdo con la resolución 0330 del Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio del 8 de junio de 2017 **Artículo 69**. A partir de las condiciones de operación que generen las mayores sobrepresiones y menores sub-presiones, se deben desarrollar comprobaciones de golpe de ariete, de manera tal que en función del

resultado se establezcan las medidas correctivas para la prevención de este fenómeno.

4.1.14 Distancias mínimas a otras redes de servicios públicos

De acuerdo con la resolución 0330 del Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio del 8 de junio de 2017. Las tuberías de acueducto no pueden estar ubicadas en la misma zanja de una tubería de alcantarillado de aguas residuales, lluvias o combinadas, y su cota externa inferior debe estar siempre por encima de la cota clave del alcantarillado. Las distancias mínimas entre las tuberías que conforman la red de distribución de agua potable y las tuberías de otras redes de servicios públicos es 1.0 m en la dirección horizontal y 0.3 m en la dirección vertical, medidos entre las superficies externas de los dos conductos.

4.1.15 Localización de redes de acueducto:

De acuerdo con la resolución 0330 del Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio del 8 de junio de 2017. En el caso de redes nuevas y cuando la persona prestadora del servicio público de acueducto en el municipio no tenga normas que especifiquen la localización de las redes de distribución de agua potable, las tuberías se deben ubicar en los costados norte y oriente de las calles y carreras, exceptuando aquellas vías que lleven doble tubería.

4.1.16 Metodología para el cálculo de pérdidas de energía

4.1.16.1 Pérdidas por Fricción

La ecuación empleada para el cálculo de las pérdidas por fricción en el análisis de las conducciones fue la fórmula de Darcy-Weisbach, la cual puede ser empleada en cualquier rango de velocidad, dado que es físicamente basada. La ecuación expresa así las pérdidas de energía por fricción, en m de cabeza de agua:

$$h_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

Donde *L* es la longitud de la tubería en m, *D* es el diámetro interno de la tubería en m, *v* es la velocidad del flujo en m/s, *g* es la aceleración de la gravedad, y *f* es el factor de fricción de Darcy, el cual se estima de la siguiente forma:

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

Para flujo laminar, es decir, $Re \leq 2000$.

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

Para flujo turbulento, es decir, *Re* ≥ 4000.

En la ecuación anterior k_s es la rugosidad absoluta de la superficie interna de la tubería en m, y *Re* es el número de Reynolds que se define por la siguiente ecuación:

$$\mathrm{Re} = \frac{\rho \cdot v \cdot D}{\mu}$$

Donde ρ es la densidad del fluido en kg/m^3, y μ es la viscosidad absoluta del fluido en Pas. Debe evitarse diseños con flujos en zona de transición (2000 < *Re* < 4000). La rugosidad absoluta de las tuberías para conducción y aducción recomendadas por el RAS 2000, se presentan a continuación, valores que se encuentran sugeridos en manuales internacionales como el AWWA-M9 para CCP y el AWWA-M45 para GRP. El envejecimiento de tuberías de concreto reforzado aislado interiormente y de tuberías de materiales plásticos extruidas puede ser considerado despreciable para el proyecto de aducciones o conducciones a presión.

4.1.16.2 Pérdidas menores por accesorios

Las pérdidas menores de energía corresponden a las ocasionadas por los cambios de dirección o restricciones al flujo que ejercen accesorios de la tubería, tales como entradas y salidas de la tubería, válvulas, codos, etc. La expresión generalizada para la estimación de las pérdidas menores, en metros, es la siguiente:

$$h_m = K \cdot \frac{v^2}{2g}$$

Donde *K* es el coeficiente de pérdidas menores específica para cada accesorio. La velocidad que debe tomarse es la mayor de las ocurridas en el sitio en el que se genera la pérdida de energía. Para cambios de dirección se emplea la siguiente expresión para estimar el coeficiente:

$$K = 0.25 \cdot \sqrt{\frac{\theta}{90}}$$

Donde θ es el ángulo de deflexión en grados hexadecimales del cambio de dirección. Para otros accesorios se emplean los factores presentados en la siguiente tabla, recomendados por el RAS 2000.

Para el análisis se modelo la red en el software Epanet V2.0 vE, teniendo en cuenta como ecuación de diseño la ecuación de Darcy- Weisbach.

4.2 Presión Estática.

Se obtiene de restarle a la cota del punto más alto la cota del punto analizado, es decir esta es la presión en la tubería cuando el fluido no está en movimiento, en algunas ocasiones esta presión es mayor a la presión dinámica por lo cual se debe tener en cuenta en el análisis de resistencia de la tubería.

4.3 Presión Dinámica.

Se obtiene de restarle a la presión estática del punto la pérdida de carga acumulada hasta ese punto.

4.4 Resultados Del Análisis

La red se modelo con el software EPANET V2.0 vE obteniéndose los siguientes resultados. (Ver en capítulo 7.)

5 DISEÑO DE LA CAPTACIÓN

Se diseñó una bocatoma de fondo, por ser la más adecuada para las características de la fuente; dichas estructuras son las más apropiadas para quebradas pequeñas de zonas montañosas donde se presentan periodos con caudales muy bajos.

La captación fue diseñada para el caudal máximo diario QMD con un valor de 150.98 L/s. El procedimiento de cálculo se detalla a continuación.

5.1 Cálculos Para La Bocatoma De Fondo

DATOS DE ENTRADA						
Caudal medio diario Qmd:	125.82	L/s				
Caudal Máximo Diario QMD:	150.98	L/s				
Caudal de diseño:	150.98	L/s -->	0.150978148	m^3/s		
Caudal mínimo del río:	0.32	m^3/s -->	320.00	L/s		
Caudal medio del río:	2.80	m^3/s -->	2800	L/s		
Caudal máximo del río:	136.90	m^3/s -->	136900	L/s		
Ancho del río (lugar de captación):	13.40	m,	Garganta =		13.4	m
L = Ancho de la presa (supuesto):	1.00	m				
L' = Corrección contracciones laterales:	0.96	m				
Diámetro de los barrotes (adoptado):	3/4	in -->	0.0191	m		
Separación entre barrotes:	5.00	cm -->	0.05	m		
Velocidad entre barrotes (adoptada):	0.20	m/s				
T: Temperatura del agua:	22	°C				
μ: Viscosidad cinemática	0.0096	cm^2/s				

Diseño de la presa. La lámina de agua en las condiciones de diseño se calcula como:

$$H = \left(\frac{Q}{1.84\,.\,L}\right)^{2/3}$$

H = (0.1510 / (1.84 x 1)) ^ (2/3) = 0.189 m --> Caudal de diseño

Velocidad del río sobre la presa. Se calcula como:

$$V = \frac{Q}{L'.\,H}$$

V = 0.1510 / (0.96 x 0.189) = 0.83 m/s --> OK

Diseño de la rejilla y canal de aducción. El ancho del canal (B) se calcula a partir de la ecuación del alcance del chorro:

$$X_s = 0.36 \, . \, V_r^{2/3} + 0.60 \, . \, H^{4/7}$$

Xs = 0.36 x 0.83^ (2/3) + 0.60 x 0.189^ (4/7) = 0.55 m

$$X_i = 0.18 \, . \, V_r^{4/7} + 0.74 \, . \, H^{3/4}$$

Xi = 0.18 x 0.83^ (4/7) + 0.74 x 0.189^ (3/4) = 0.37 m

B = Xs + 0.10 = 0.55 + 0.20 = 0.70 m

Longitud de la rejilla y número de orificios. El ancho del canal (B) se calcula a partir de la ecuación del alcance del chorro:

$$A_n = \frac{Q}{0.9 \, . \, V_b}$$

An = 0.1510 / (0.9 x 0.2) = 0.839 m^2

$$A_n = \frac{a}{a+b} \, . \, B \, . \, L_r$$

Lr = (0.839 x (0.05 + 0.0191)) / (0.05 x 0.7) = 1.65 m

An ajustado = 0.839 m^2

De este modo el número de orificios será entonces:

$$N = \frac{An}{a \, . \, B}$$

N = 0.839 / (0.05 x 0.7) = 24 orificios

La condición final de la rejilla será entonces:

An final =	0.840	m^2
Vb final =	0.20	m/s
Lr final =	1.66	m

Niveles de agua en el canal de aducción. Se calcula como:

- Aguas abajo:

$$h_e = h_c = \left(\frac{Q^2}{g \, . \, B^2} \right)^{1/3}$$

he = (0.1510^2 / (9.81 x 0.7^2)) ^(1/3) = 0.168 m

- Aguas arriba:

$L_{canal} = L_{rejilla}$ + espesor del muro (0.30 m) = 5.00 m

i: Pendiente adoptada = 3 %

$$h_o = \left[2\,h_e^2 + \left(h_e - \frac{iLc}{3}\right)^2\right]^{1/2} - \frac{2}{3}\,iLc$$

ho = [2 x (0.168) ^2 + (0.168 - (0.03 x 5.00 / 3))^2]^(1/2) - (2/3 x 0.03 x 5.00)

ho = 0.165 m

La altura total de los muros del canal de aducción será:

Ho = ho + B.L = 0.165 + 0.16 = 0.30 m

He = Ho + i Lc = 0.30 + 0.03x5.00 = 0.45 m

La velocidad del agua al final del canal se estima como:

$$V_e = \frac{Q}{B\,.\,h_e}$$

Ve = 0.1510 / (0.70 x 0.168) = 1.28 m ---> OK

Diseño de la cámara de recolección. Se calcula como:

$$X_s = 0.36\,.\,V_e^{2/3} + 0.60\,.\,{h_e}^{4/7}$$

Xs = 0.36 x 1.28^ (2/3) + 0.60 x 0.168^ (4/7) = 0.64 m

$$X_i = 0.18\,.\,V_e^{4/7} + 0.74\,.\,{h_e}^{3/4}$$

Xi = 0.18 x 0.00^ (4/7) + 0.74 x 0.000^ (3/4) = 0.40 m

Bcámara = Xs + 0.30 = 0.64 + 0.10 = 1.00 m

Por facilidad de acceso y mantenimiento, se adopta una cámara de:

Bcámara= 1.2 m

Lcámara= 1.5 m

Se recomienda un borde libre en la cámara de 30 cm; suponiendo una cabeza inicial para la aducción de 50 cm, el fondo de la cámara estará a:

Hcámara= 0.8 m ---> 80 cm

Cálculo de la altura de los muros de contención. Se calcula con el caudal máximo del río como se muestra a continuación:

2.92

$$H = \left(\frac{Q}{1.84 \,.\, L}\right)^{2/3}$$

H = (136.90 / (1.84 x 13.40)) ^ (2/3) = 3.14 m --> Caudal máximo río

H muros = H + 0.32 = 3.14 + 0.32 = 3.50 m

Se toma una altura de vertedero de 20 cm con el fin de captar el caudal de diseño hacia la rejilla.

Cálculo del caudal de excesos. Se calcula con el caudal medio del río como se muestra a continuación:

$$H = \left(\frac{Q}{1.84 \,.\, L}\right)^{2/3}$$

H = (2.80 / (1.84 x 13.4)) ^ (2/3) = 0.23 m

$$Q_{captado} = Cd \,.\, A_{neta} \,.\, \sqrt{2 \,.\, g \,.\, H}$$

Qcaptado = 0.3 x 0.84 x √ (2 x 9.81 x 0.23) = 0.541 m^3/s

$Q_{excesos} = Q_{captado} - Q_{diseñado}$ = 0.5405 - 0.1510 = 0.3896 m^3/s

Condiciones en el vertedero de excesos:

$$H_{exc.} = \left(\frac{Q}{1.84 \,.\, B_{cámara}}\right)^{2/3}$$

Hexc. = (0.3896 / (1.84 x 1.2)) ^ (2/3) = 0.31 m

$$V_{exc.} = \frac{Q_{exc.}}{H_{exc} \,.\, B_{cámara}}$$

Vexc. = 0.3896 / (0.31 x 1.2) = 1.03 m/s

$$X_s = 0.36 \,.\, V_{exc.}^{2/3} + 0.60 \,.\, H_{exc}{}^{4/7}$$

Xs = 0.36 x 1.03^(2/3) + 0.60 x 0.31^(4/7) = 0.68 m

El vertedero de excesos estará colocado a 0.98 (0.68 m + 0.3 m) de la pared aguas debajo de la cámara de recolección.

Cálculo de la tubería de excesos. Se calcula estimando que la tubería funcione a flujo libre; los resultados se detallan en la tabla siguiente:

TUBERÍA DE EXCESOS

Se diseño a flujo libre mediante la ecuación de Colebrook - While

$$Q = -2 * A * \sqrt{8 * g * R * S} * Log\left(\frac{Ks}{14.8 * R} + \frac{2.51 * \nu}{4 * R * \sqrt{8 * g * R * S}}\right)$$

Rugosidad de la tubería - Ks (PVC)=	0.00000 15		
Pendiente de la tubería =	2.00	%	Definida en Terreno según topografía.
Longitud de la tubería=	8.70	m	Definida en Terreno según topografía.
Viscosidad cinemática del agua (v)=	1.0E-06	m^2/s	
Relación hidráulica máxima (y/D_O) =	0.85	-	Condición de flujo libre.
Caudal de exceso=	0.39	m^3/s	Calculado anteriormente.

$$\alpha = ar\cos\left(2\frac{y}{D_o} - 1\right) \qquad \theta = 2\pi - 2\alpha \qquad A = 1/8(\theta - sen(\theta))D_O^2 \qquad R = 1/4\left(1 - \frac{sen(\theta)}{\theta}\right)D_O$$

luego $\alpha =$ 0.80 rad

$\theta = 2\pi - 2\alpha =$ 4.69 rad

Diámetro Inicial (D_O)=	0.37	m
Área Mojada (A)=	0.096	m2
Radio Hidráulico (R)=	0.112	m
Caudal Calculado (Qcal)=	0.390	m^3/s
Error (Qcal-Qexc) =	0.000	m^3/s

Diámetro comercial (Dint)=	0.413	m	Dint > D_O	Según catalogo del fabricante.
Diámetro nominal (Dext)=	18	Pulg.	Según catalogo del fabricante.	

VERIFICACIÓN DE PARAMETROS

	$\theta = 2\pi - 2\alpha =$		
Relación final (y/D_O) =	$\alpha =$ 0.65	-	
	1.26	rad	
	3.75	rad	
Área Mojada (A)=	0.092	m2	
Radio Hidráulico (R)=	0.119	m	
Caudal Calculado (Qcal)=	0.390	m^3/s	
Error (Qcal-Qexc) =	0.000	m^3/s	
Velocidad =	4.221	m/s	< 10m/s para PVC "OK"
Esfuerzo cortante=	23.360	N/m2	>3 N/m2 "OK"

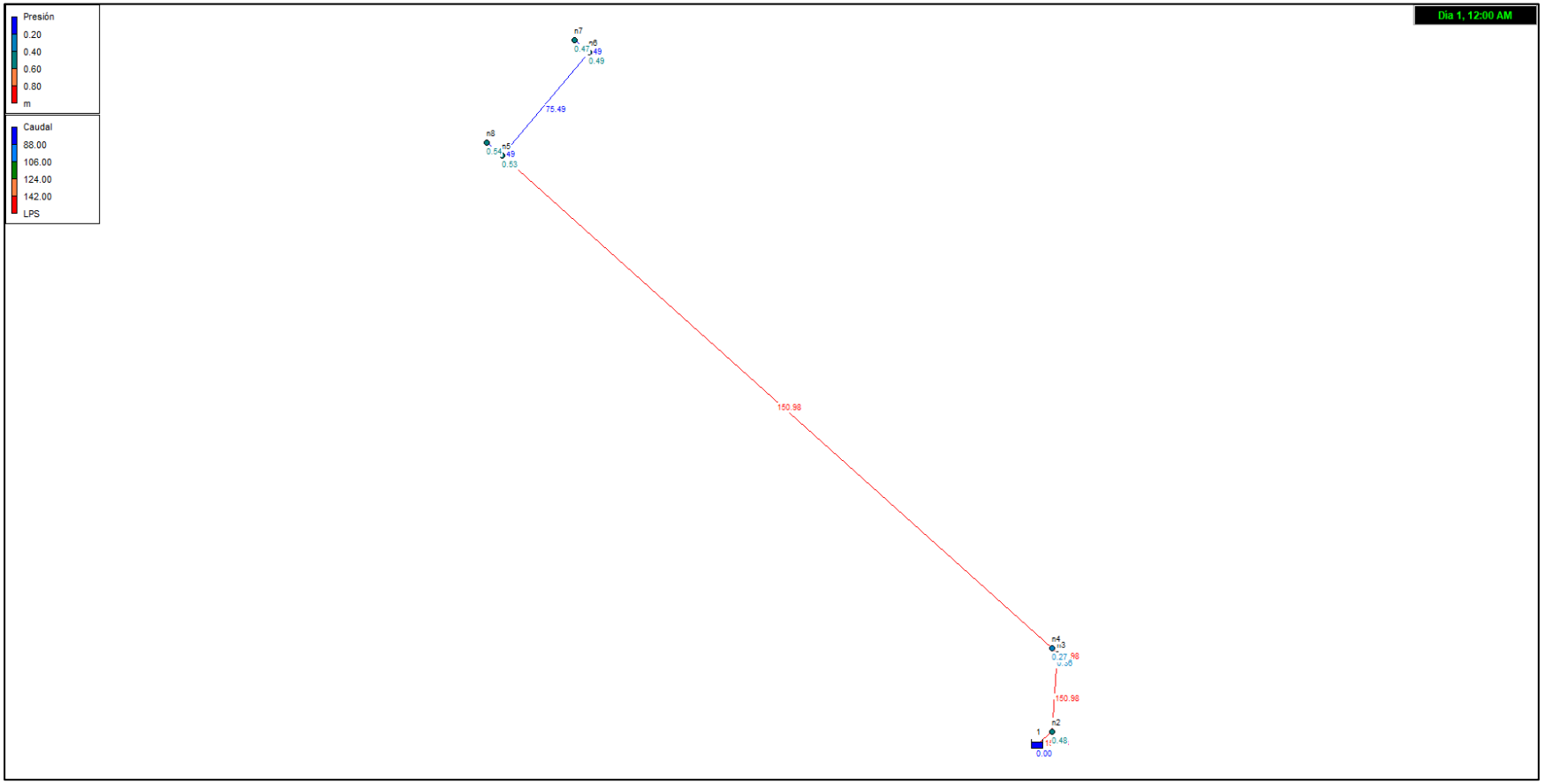
Batea inicial (m)	Batea final (m)	Caudal (m^3/s)	Φ interno (m)	Φ externo (Pulg)	Material	Velocidad (m/s)	ESFUERZO CORTANTE (N/m^2)	Relación Y/D (%)
1530.43	1530.01	0.3896	0.413	18	PVC	4.22	23.36	0.65

Cálculo de Cotas.			
Fondo del río en la captación:	1531.68 m.s.n.m		
Lámina sobre la Presa			
Diseño:	1531.68 + 0.19 =	1531.87	m.s.n.m
Máxima:	1531.68 + 3.14 =	1534.82	m.s.n.m
Promedio:	1531.68 + 0.23 =	1531.91	m.s.n.m
Corona de los muros de contención:	1531.68 + 3.50 =	1535.18	m.s.n.m
Canal de aducción:			
Fondo aguas arriba:	1531.68 - 0.30 =	1531.38	m.s.n.m
Fondo aguas abajo:	1531.68 - 0.45 =	1531.23	m.s.n.m
Lámina aguas arriba:	1531.38 + 0.17 =	1531.55	m.s.n.m
Lámina aguas abajo:	1531.23 + 0.17 =	1531.40	m.s.n.m
Cámara de recolección:			
Lámina de agua:	1531.23 - 0.15 =	1531.08	m.s.n.m
Cresta del vertedero de excesos:	1531.08 - 0.31 =	1530.77	m.s.n.m
Fondo:	1531.23 - 0.80 =	1530.43	m.s.n.m
Tubería de excesos:			
Cota de entrada:	1530.43 m		
Cota del río en la entrega:	1529.51 m		
Cota de salida:	1529.51 + 0.5 =	1530.01	m.s.n.m

6 RESULTADOS DEL DISEÑO DE ADUCCIÓN

La red se modelo con el software EPANET V2.0 vE obteniéndose los siguientes resultados

Figura 4. Imagen de la aducción modelada en Epanet 2.0 vE.



6.1.1 Estado De La Tubería Después Del Análisis

Tabla 15. Resultados obtenidos para la línea de tubería de la red de aducción condición normal.

Tabla de Red - Líneas							
ID Línea	Longitud	Diámetro	Rugosidad	Caudal	Velocidad	Pérd. Unit.	Factor de Fricción
	m	mm	mm	LPS	m/s	m/km	
Tubería p1	1.171	321.2	0.007	150.98	1.86	7.24	0.013
Tubería p2	4.705	321.2	0.007	150.98	1.86	26	0.047
Tubería p3	0.4966	321.2	0.007	150.98	1.86	185.51	0.337
Tubería p4	43.85	321.2	0.007	150.98	1.86	7.22	0.013
Tubería p5	8.044	321.2	0.007	75.49	0.93	4.5	0.033
Tubería p6	1.141	321.2	0.007	75.49	0.93	46.57	0.338
Tubería p7	1.203	321.2	0.007	75.49	0.93	18.56	0.135

6.1.2 Estado De Los Nodos Después Del Análisis

Tabla 16. Resultados de la modelación de la red de aducción en condición dinámica normal.

Tabla de Red - Nudos				
ID Nudo	Cota	Demanda	Altura	Presión
	m	LPS	m	m
Conexión n2	1530.74	0.00	1531.22	0.48
Conexión n3	1530.74	0.00	1531.10	0.36
Conexión n4	1530.74	0.00	1531.01	0.27
Conexión n5	1530.16	0.00	1530.69	0.53
Conexión n6	1530.16	0.00	1530.65	0.49
Conexión n7	1530.13	75.49	1530.60	0.47
Conexión n8	1530.13	75.49	1530.67	0.54
Embalse 1	1531.23	-150.98	1531.23	0.00

Tabla 17. Resultados de la modelación de la red aducción en condición estática normal.

Tabla de Red - Nudos				
ID Nudo	Cota	Demanda	Altura	Presión
	m	LPS	m	m
Conexión n2	1530.7	0	1531.2	0.49
Conexión n3	1530.7	0	1531.2	0.49
Conexión n4	1530.7	0	1531.2	0.49
Conexión n5	1530.2	0	1531.2	1.07
Conexión n6	1530.2	0	1531.2	1.07
Conexión n7	1530.1	0	1531.2	1.1
Conexión n8	1530.1	0	1531.2	1.1
Embalse 1	1531.2	0	1531.2	0

Tabla 27. Resultados RDE

K=	2.06E+04	Kg/cm^2	
E=	1.04E+04	Kg/cm^2	PEAD

ID	Longitud Real (m)	Presión Estática Máxima (mca)	Presión Dinámica Máxima (mca)	D (mm)	RDE	a (m/s)	V (m/s)	Sobre presión (mca)	Presión dinámica + golpe de ariete	Presión Critica (mca)	Presión de diseño (Kg/cm2)	RDE 21
Tubería p1	1.171	0.49	0.48	321.20	21.00	228.45	1.86	43.32	43.80	43.80	4.82	si
Tubería p2	4.705	0.49	0.36	321.20	21.00	228.45	1.86	43.32	43.68	43.68	4.80	si
Tubería p3	0.4966	1.07	0.53	321.20	21.00	228.45	1.86	43.32	43.85	43.85	4.82	si
Tubería p4	43.85	1.07	0.53	321.20	21.00	228.45	1.86	43.32	43.85	43.85	4.82	si
Tubería p5	8.044	1.07	0.53	321.20	21.00	228.45	0.93	21.66	22.19	22.19	2.44	si
Tubería p6	1.141	1.10	0.49	321.20	21.00	228.45	0.93	21.66	22.15	22.15	2.44	si
Tubería p7	1.203	1.10	0.54	321.20	21.00	228.45	0.93	21.66	22.20	22.20	2.44	si

7. DISEÑO DE ESTABILIZACION DE LA PENDIENTE DEL CAUCE MEDIANTE DIQUES TRANSVERSALES.

La mayoría de los cauces no se erosionan o profundizan cuando alcanzan una determinada pendiente de equilibrio.

La pendiente de equilibrio puede calcularse mediante la expresión (Agostini y otros, 1.981)

$$i_e = \frac{(v.U)^{10/3} B^{4/3} n^2}{Q^{4/3}}$$

Donde:

i_e : Pendiente estable o de equilibrio.

U : Velocidad máxima permisible (m/seg). Esta velocidad depende del tipo de material del fondo del cauce.

v : Relación de velocidad media y la velocidad en el fondo del cauce (este valor varía entre 1.3 y 1.5).

B : Perímetro húmedo que puede considerarse igual al ancho del río (m).

n : Coeficiente de rugosidad de Manning

Q : Caudal de diseño, generalmente para períodos de retorno de cincuenta a cien años (m^3/seg).

Después de determinar la pendiente estable del cauce se hallo el numero de diques necesarios empleando la siguiente expresión

$$N = \frac{L(i - i_e)}{H}$$

Donde:

N = Número de estructuras
L = Longitud de la corriente
i = Pendiente natural del cauce
i_e = Pendiente de equilibrio
H = Altura de cada estructura

En este diseño por tratarse de la protección de una estructura de captación y siguiendo las recomendaciones de la resolución 0330 el diseño se realizó para el caudal con periodo de retorno de 100 años.

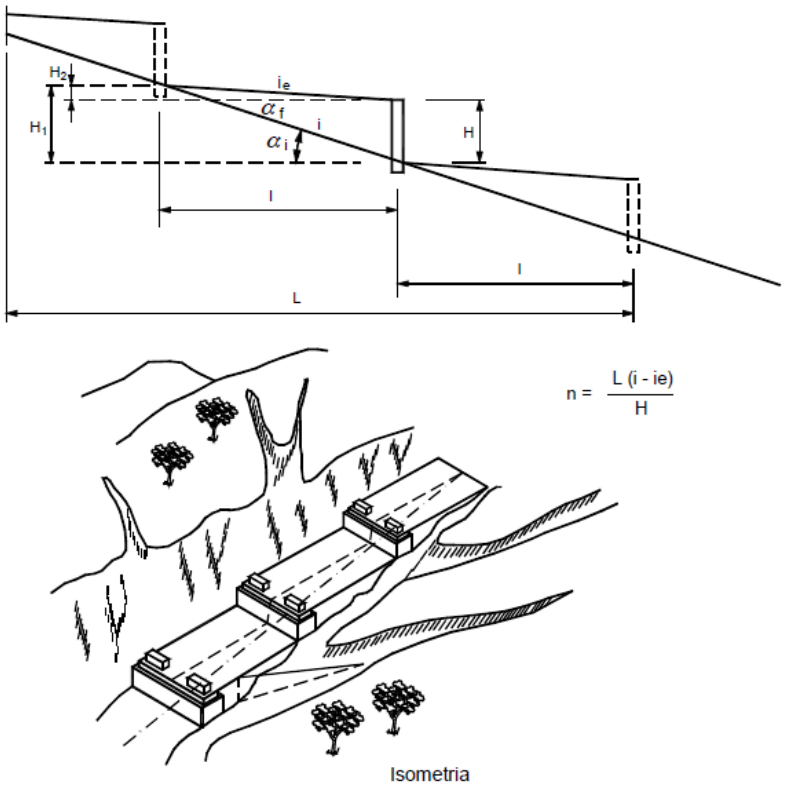


Figura 5. Esquema general de obras de fijación del fondo del cauce (Fuente: Control de erosión en zonas tropicales, Jaime Suarez Diaz, 2001).

7.1 Calculo de diques:

U =	2.0	m/s	Velocidad permisible para rocas con matriz en grava.
v =	1.4		
B=	13.56	m	Ancho promedio del cauce
n=	0.115		
Q=	136.90	m^3/s	
ie=	0.0188	m/m	
L =	125.64	m	Longitud del cauce a estabilizar
h =	11.42	m	Diferencia de altura de inicio a fin
i =	0.09	m/m	
H =	1.5	m	Altura proyectada de diques
N=	6.0		Numero de diques
S =	20.79	m	Separación entre diques

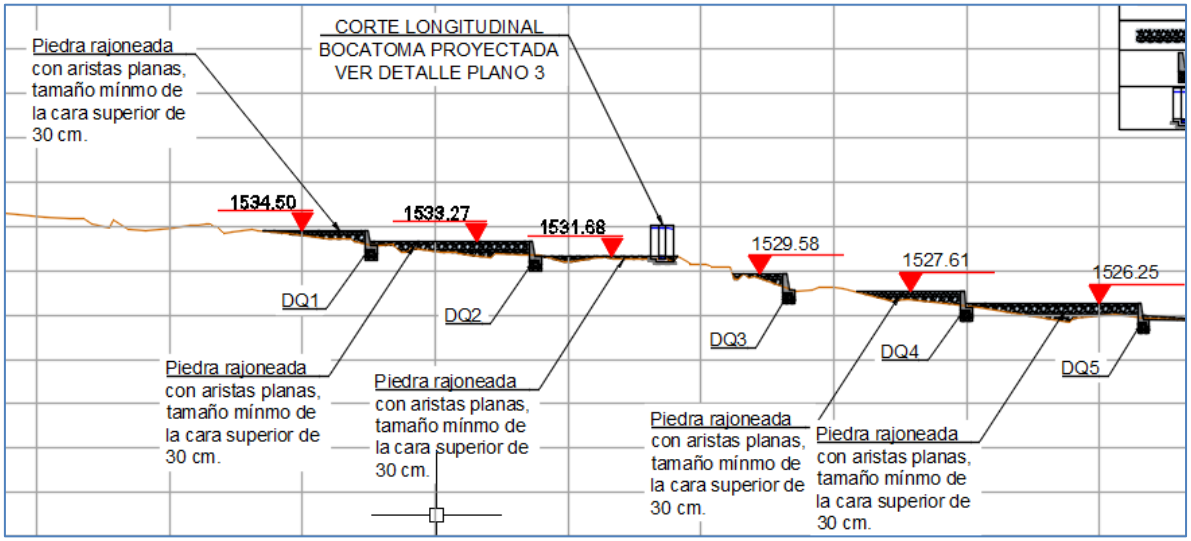


Figura 6. Perfil longitudinal de estabilización del fondo del cauce.

Se estabilizará una longitud del cauce de aproximadamente 125.00 m con 5 diques transversales en concreto reforzado de 1.50 m de altura sobre el nivel del fondo del cauce.

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1 CONCLUSIONES:

- Se diseño una captación con toma de rejilla de fondo teniendo en cuenta el caudal de diseño con proyección a 25 años como horizonte del proyecto.

- El diseño de la tubería de aducción de la captación al desarenador se propuso en tubería PEAD de 14” RDE 21, teniendo en cuenta que este tipo de tubería es flexible y por las condiciones topográficas se adapta mejor que la tubería en PVC u otro tipo de material más rígido.

- Se estabilizará una longitud del cauce de aproximadamente 125.00 m con 5 diques transversales en concreto reforzado de 1.50 m de altura sobre el nivel del fondo del cauce.

- Los cálculos y planos siguen la normativa vigente en la resolución 0330 del 08 de junio de 2017, del Ministerio de Vivienda Ciudad y Territorio.

8.2 RECOMENDACIONES:

- Por parte del operador del sistema de acueducto se debe hacer inspección y mantenimiento constante a las obras planteadas, principalmente después de eventos de crecientes del río.



EDGAR VILLEGAS PALLARES
Ingeniero Civil
Especialista en Estructuras
Especialista en Agua y Saneamiento Ambiental
M.P. No 54202136467 NTS

9. BIBLIOGRAFÍA

- Resolución 0330 del Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio

- FREDDY CORCHO ROMERO, JOSÉ IGNACIO DUQUE SERNA (2005). Acueductos teoría y diseño. Sello Editorial Universidad de Medellín.

- ARTURO ROCHA FELICES. Hidráulica de tuberías y canales. Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil.

- JAIME SUAREZ DIAZ (2001). Control de erosión en zonas tropicales. Universidad Industrial de Santander.