MEMORIAS DE CÁLCULO
INSTALACIONES HIDRÁULICO – SANITARIAS Y CONTRA INCENDIO
OBRA: REPOSICIÓN Y CONSTRUCCIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA MARCO FIDEL SUAREZ – MUNICIPIO DE TURBANA.
FECHA: MAYO DE 2018.

1.0. GENERALIDADES:

El proyecto denominado "Reposición y Construcción de la Infraestructura de la Institución Educativa Marco Fidel Suarez – Municipio de Turbana", se realizará en el municipio de Turbana perteneciente al Departamento de Bolívar, consta de bloques de aulas para preescolar, primaria bachillerato, áreas administrativas, biblioteca, laboratorio, comedor, canchas recreativas, y áreas técnicas.

2.0. ABASTECIMIENTO DE AGUA.

El sistema de suministro de agua consta de; una acometida de ϕ2" PVC RDE–2l desde la fachada del proyecto hasta llegar a un tanque de reserva, para una futura conexión a la red pública de acueducto, tendrá un medidor Tipo "M" de ϕ1" que se localizará al comienzo de la acometida en PVC frente al acceso principal del proyecto. Al llegar al tanque bajo de reserva se conecta con un flotador mecánico de ϕ2". Adicional, se dejará una válvula de ϕ2" que interconecta la acometida para llenado del tanque de reserva utilizando carros cisternas.

El tanque enterrado en el primer piso, tiene capacidad mayor a 44.6 m3, en donde se almacenan un volumen mínimo para consumo de 22.0 m³, que equivale al 100% de la reserva de un día de consumo, y aproximadamente 22.6 m3, para reserva de incendio. Un equipo hidroflo con (2) dos bombas, una principal y otra suplente, con funcionamientos alternos para el suministro de agua a los baños, cocina, y todo área del proyecto que requieras el abastecimiento de este servicio.

2.1. CAUDALES.

Se determinaron por medio del método Hunter Corregido según Norma Icontec 1500, clasificados según su uso y con los siguientes valores de accesorios.

APARATOS Y CONSUMOS

APARATO	**USO**	**CANT**	**U.C.**	**T.U.C.**
Sanitario Tanque	Privado	3	3	9
Sanitario Tanque	Público	42	5	210
Lavamanos	Privado	3	1	3
Lavamanos	Público	63	2	126
Orinal	Público	10	2	20
Ducha	Privado	2	2	4
Ducha	Público	2	4	8
Lavaplatos	Privado	6	4	24
Poceta de Laboratorio	Público	6	4	24
Aseo	Privado	7	1	7
TOTAL UNIDADES				435.0

El caudal correspondiente a las 435.0 unidades según el método de Hunter sin corregir es de 7.05 Lps y Hunter corregido de 5.42 Lps.

2.2. ALMACENAMIENTO DE AGUA

2.2.1. GENERALIDADES

El almacenamiento será suficiente para abastecer a la población durante 24 horas como mínimo, más la reserva contra incendio.

2.2.2. POBLACIÓN Y CONSUMO.

Las reservas se calcularon para los siguientes consumos

DESCRIPCIÓN	TOTAL (per.)
Alumnos	880
Total habitantes	880

DESCRIPCIÓN	CONSUMO	CANT.	TOTAL(lts)
Consumo	25 lts/per/jornada	880 per.	22.000
Total Consumo Diario			22.000

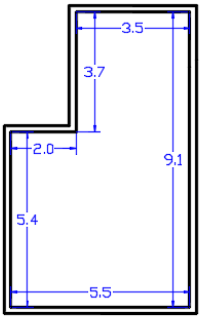
2.2.3. RESERVAS

Reservas de consumo	22.000 lts
Reservas de incendio	22.600 lts
Total reservas	44.600 lts

Volumen Tanque Bajo
100% TCD + 1 Reserva de incendio = (1 ×22.000) + (2×11.300) = 44.600 lts

Dimensiones Tanque Enterrado:

Área= 42.65 m².
$H_{Útil}$ = 1.10 m.
$H_{Consumo}$= 0.55 m.
$H_{Incendio}$= 0.55 m.
Borde Libre = 0.20 m.
$V_{Consumo}$= 23.45 m³.
$V_{Incendio}$= 23.45 m³.
V_{Total}= 46.91 m³.



Volumen Tanque Diseñado: 46.915 lts > 44.600 lts

2.3. ACOMETIDA.

2.3.1. GENERALIDADES.

Se diseñó para el llenado del tanque de reserva.

2.3.2. CAUDALES.

a) Llenado del tanque desde el acueducto municipal.

CONSUMO DIARIO	22.000 lts
TIEMPO DE LLENADO	8 horas
CAUDAL DE LLENADO	0.76 lps
CAUDAL ACOMETIDA	0.76 lps
MEDIDOR MECANICO	1”
PÉRDIDAS MEDIDOR	1.59 m.c.a.
ACOMETIDA	2”

2.3.3. CÁLCULOS.

(Ver hoja de cálculos)

2.3.4. PERDIDAS EN MEDIDORES

$$J = \left(\frac{Q_d}{Q_n}\right)^2 H$$

En donde:
Qd: Caudal de diseño en l/s
Qn: Caudal nominal en l/s
H: 10 m.c.a.
J: Pérdidas en m.c.a.

Para el medidor general de ϕ1”:

$$J = \left(\frac{0.76}{1.96}\right)^2 10 = 1.52 \ \ m.c.a.$$

2.4. REDES DE DISTRIBUCIÓN

Se utilizarán tuberías PVC RDE 21 para la acometida a tanque de reserva y columna de distribución; para el montaje del equipo, se utilizará acero al carbón para la succión e impulsión inicial de las bombas, y se colocarán válvulas de control en todos los baños y salidas individuales.

2.4.1. GENERALIDADES.

Los diámetros iguales o menores a 2 pulgadas se calcularon para velocidades iguales o menores a 1.5 m/seg, con caudales corregidos según Hunter, y se chequearon para velocidades de 2.0 m/seg con caudales según Hunter sin corregir; para diámetros mayores a 2 pulgadas se calcularon para velocidades iguales o menores de 2.0 m/seg., con caudales corregidos y se verificaron para velocidades de 2.5 m/seg con caudales sin corregir.

2.4.2. CÁLCULO REDES.

(Ver hoja de cálculo)

2.4.3. EQUIPO HIDROFLO

A nivel del cuarto de bombas y sobre el nivel del tanque enterrado se instalará un equipo de presión con dos bombas que alimentará y presurizará los baños, cocinas y demás zonas que requieran abastecimiento de agua.

Equipo:

a) Electrobomba

- **Caudal:** 5.42 Lps

- **Cabeza Dinámica Total**

Cabeza Dinámica Succión		2.19
Cabeza estática	2.10	
Cabeza de velocidad	0.03	
Perdidas tubería	0.06	
Cabeza Dinámica Impulsión		18.94
Cabeza estática de impulsión	6.20	
Perdidas tubería	5.46	
Presión requerida	7.28	
Cabeza Dinámica Total		21.13

- **Potencia**

Potencia Teórica

$$P = \frac{5.42 \times 21.13}{76 \times 0.65} = 2.32 \ \ Hp.$$

Falla por deficiencia eléctrica

$$P = 2.32 \times 120\% = 2.78 \ \ Hp.$$

Potencia a instalar = 5.0 Hp.

b) Tanque de Presión

Caudal corregido	85.91 gpm
Presión mínima de trabajo	30 psi
Presión máxima de trabajo	50 psi
Δ de presión	20 psi
Presión mínima absoluta	44.7 psi
Tiempo de trabajo	1.8 minutos

$$Q_{medio} = \frac{Q_{on} + Q_{off}}{2} = \frac{85.91 + 0.25 \times 85.91}{2} = 53.69 \ \ gpm$$

$$V_R = \frac{Q_{medio} \times 1.8}{4} = \frac{53.69 \times 1.8}{4} = 24.16 \ Gal$$

Volumen del Tanque

$$VT = V_R \times F$$

Para un rango de $30 - 50$ *psi,* $F = 3.23$

$$VT = 24.16 \times 3.23 = 78.04 \ Gal = 295.4 \ Lts$$

Tanque escogido: 1 Tanques L300

c) CALCULO NPSH

NPSH= Altura de Succión Positiva.
NPSH= PB – Tv – ADS
Presión Barométrica en el sitio= PB
Altura= 0.0 mts. sobre el nivel del mar.
Tv= Tensión de vapor a la temperatura ambiente.
ADS= Altura Dinámica de Succión.

- PB = 10.33 m.
- Temperatura ambiente = 30º C.
- Tv = 0.43 m.
- ADS= 2.19 m.

NPSH = 10.33m. – 0.43m. – 2.19m. = 7.71m.

3.0. RED CONTRAINCENDIO

GENERALIDADES:

El sistema de protección contra incendio se diseñó según Norma Icontec 1669; será un sistema presurizado clase II para riesgos leves, con gabinetes tipo II.

En el sistema se consideró el funcionamiento simultáneo de dos gabinetes de 50 gpm por manguera, funcionando durante aproximadamente 30 minutos a una presión de 65 psi en la entrada del gabinete más desfavorable, obteniéndose esta presión mediante el equipo de bombeo localizado en el cuarto de bombas del primer piso de la edificación. Los gabinetes serán clase II con válvula de ø1½", según Norma Icontec 1669.

El equipo suministrará un caudal de 100 gpm., y en el tanque de reserva se almacenarán más de 22.60 m3 para uso exclusivo de éste sistema.

Para inyectar agua por los bomberos, se instalará una siamesa en bronce de 4"×2½"×2½", con tapas y cadenas, y se localizarán en la zona verde frente a la fachada cercano al acceso principal.

3.1. ABASTECIMIENTO DE AGUA.

	Columna No 1 Contra Incendio
Piso 1	1 Tanque Enterrado Reserva 23.45 m3
Piso 1	1 Bomba. Principal 10.0 Hp.
Piso 1	1 Siamesa 4"×2½"×2½"
Piso 1	4 Gabinete Clase II
Piso 2	3 Gabinete Clase II
TOTAL	7 Gabinetes Clase II

3.2. CAUDALES.

Los caudales se estimaron según Norma Icontec, para riesgos leves tipo II, o sea, el funcionamiento simultaneo de dos gabinetes con un gasto total de 6.31 litros/segundo.

3.2.1. CÁLCULO REDES.

(Ver hoja de cálculos)

3.2.2. EQUIPO CONTRA INCENDIO.
BOMBA PRINCIPAL

- **Caudal**: 6.31 litros/segundo.
- **Cabeza Dinámica Total**

Cabeza Dinámica Succión		2.48
Cabeza estática	2.10	
Cabeza de velocidad	0.03	
Perdidas tubería	0.35	
Cabeza Dinámica Impulsión		59.39
Cabeza estática	7.80	
Perdidas tubería	5.79	
Presión requerida	45.80	
Cabeza Dinámica Total		61.87

- **Potencia**

Potencia Teórica

$$P = \frac{6.31 \times 61.87}{76 \times 0.65} = 7.90\ Hp.$$

Falla por deficiencia eléctrica

$$P = 7.90 \times 115\% = 9.09.Hp.$$

Potencia a instalar = 10 Hp.

d) CALCULO NPSH

NPSH= Altura de Succión Positiva.
NPSH= PB – Tv – ADS
Presión Barométrica en el sitio= PB
Altura= 0.0 mts. sobre el nivel del mar.
Tv= Tensión de vapor a la temperatura ambiente.
ADS= Altura Dinámica de Succión.

- PB = 10.33 m.
- Temperatura ambiente = 30º C.
- Tv = 0.43 m.
- ADS= 2.18 m.

NPSH = 10.33m. – 0.43m. – 2.48m. = 7.42m.

4.0. DESAGUES DE AGUAS NEGRAS.

4.1. CAUDALES.

Los desagües se harán por gravedad y los caudales se obtuvieron por medio del método de Hunter, según clasificación y con los siguientes valores de descarga:

APARATOS Y DESCARGAS

APARATO	**USO**	**U.D.**	**CANT**	**TOTAL U.D.**
Sanitario Tanque	Privado	3	3	9.0
Sanitario Tanque	Público	5	42	210.0
Lavamanos	Privado	1	3	3.0
Lavamanos	Público	2	63	126.0
Orinal	Público	2	10	20.0
Ducha	Privado	2	2	4.0
Ducha	Público	4	2	8.0
Lavaplatos	Privado	4	6	24.0
Poceta de Laboratorio	Público	4	6	24.0
Aseo	Privado	1	3	3.0
Sifón de Piso	Privado	1	435	45.0
TOTAL UNIDADES				476.0

4.2. COLECTORES.

Se diseñaron en PVC con coeficientes de fricción n = 0.009 y la pendiente necesaria para producir velocidades efectivas de flujo superior a 0.60 mts/seg, calculados con la fórmula de Manning.
(Ver hoja de cálculo).

Al no contar con red de alcantarillado público, la descarga final de las redes de aguas residuales se realizará mediante un tanque séptico y redes de infiltración.

4.3. BAJANTES

4.3.1. CAPACIDAD MÁXIMA DE BAJANTES

$Q = 1.754 r^{5/3} d^{8/3}$

En donde:
Q= Capacidad en l/s
r=Relación de áreas=7/24
d=Diámetro en pulgadas

$V_t = 2.76\left(Q/d\right)^{0.4}$

En donde:
Vt= 4.5≥Vel terminal≥3
Q= Caudal l/s
d=diámetro de la BAN pulgadas

$L_t = 0.17 V_t^2$

En donde:
Lt=3.5≥Long terminal≥1.5
Vt= Vel. terminal

Para ø=3”

$Q = 1.754(7/24)^{5/3}(3)^{8/3}$ $Q = 4.21$ l/s=95 unidades de descarga No hay descargas de wc en estos bajantes.	$V_t = 2.76\left(5.26/3\right)^{0.4}$ Vt=3.16 4.5>3.16>3 4.5≥Vel terminal≥3 Si cumple la condición	$L_t = 0.17(3.46)^2$ L_t=1.70 3.5>1.7>1.5 3.5≥Long terminal≥1.5 Si cumple la condición

Para ø=4”

$Q = 1.754(7/24)^{5/3}(4)^{8/3}$ $Q = 9.07$ l/s=500 unidades de descarga	$V_t = 2.76\left(9.07/4\right)^{0.4}$ Vt=3.83 4.5>3.83>3 4.5≥Vel terminal≥3 Si cumple la condición	$L_t = 0.17(3.83)^2$ L_t=2.49 3.5>2.49>1.5 3.5≥Long terminal≥1.5 Si cumple la condición

4.3.2. TABLA BAJANTES DE AGUAS NEGRAS

B.A.N.	ϕ (Pulg)	U.D.	CAP. B.A.N.	LONG.	LONG. MAX
1	4	32	500	3.40	300
2	4	45	500	3.40	300
3	4	32	500	3.40	300
4	4	41	500	3.40	300
5	3	28	95	3.40	212

4.4. POZO SEPTICO

Al no existir alcantarillado público en la zona, se construirá un pozo séptico para el manejo de las aguas residuales de la institución.

4.4.1. Pozo Séptico Preescolar.

Tipo de predio: Institucional Educativo.
Número de personas: Nc = 880 alumnos
Intervalo de limpieza: 1 años
Temperatura: 30ºC
Contribución de aguas residuales (C): 50 L/pd
Contribución de lodos (Lf): 0.2 L/pd

Contribución diaria en litros: C × N
Dónde: C: Contribución de aguas residuales
N: Número de personas

Contribución Preescolar
C × N = 50×880 = 44.000 L/d
Tiempo de Retención (T): 0.5 día

K: Tasa de acumulación de lodos digeridos (días)
Según Intervalo de limpieza de 1 año y una temperatura de 30º C: se tiene
K = 57 días

El volumen del tanque séptico es:
Vu = 1000+Nc (C·T+K·Lf)
Vu = 1000+880 (50·0.5+57·0.2)
Vu = 33.032 Litros

Dimensiones del tanque séptico,
Relación Long – Ancho = 4:1

Vu = 33.032 lts
Se toma Profundidad (h)= 1.8 mts
Area = 18.35 mts
Con una relación largo/ancho de 4:1 se obtienen las siguientes dimensiones
Ancho = 2.2 m
Largo = 8.8 m

Área Corregida = 19.36 m²
Volumen Corregido = 34.84 m³

4.5. TRAMPA DE GRASAS

Para el cálculo de la trampa de grasa se toman las unidades descritas en el siguiente cuadro:

APARATO	USO	CANT	U.D.	T.U.D.
Lavaplatos	Público	6	4	24
Sifón de Piso	Privado	7	1	7
TOTAL UNIDADES				31

31 Unidades equivalen a 2.62 lps
Tiempo de Reposo: 3 min

Volumen Calculado: $Q \times T = \frac{2.62 \times 3.0 \times 60}{1000} = 0.472\ m^3$

Dimensión Trampa Diseñada:
Área mínima calculada = 0.25 m²/lps × 2.62 lps = 0.655 m²

Para la relación ancho(a)/longitud(b) de 1:4, tenemos las siguientes ecuaciones:
b = 4a; Área = a×b; Área = $4a^2$
Entonces: $4a^2 = 0.655\ m^2$
Dónde: a = 0.405 m (mínimo)
Por tanto: b = 1.619 m (mínimo)

Tomamos a = 0.60 m y b = 1.65 m

Dimensión Trampa de Grasa: 0.60×1.65×1.00
Área Diseño: 0.990 m² > 0.655 m² (Área Mínima Requerida)
Volumen Diseño: 0.99 m³ > 0.472 m3 (Volumen Mínimo Requerido)

5.0. DESAGUES DE AGUAS LLUVIAS

5.1. GENERALIDADES

Para el cálculo de las redes de agua lluvia se toman los datos de las curvas IDF del IDEAM, en la estación del Aeropuerto Rafael Núñez (Cartagena de Indias) para periodos de retorno de 10 y 25 años y se interpola para obtener los datos de periodos de retornos de 15 años con duración de 30 minutos.

Con la gráfica anexa del IDEAM, tomando TR=15 años y duración de 30 minutos el valor resultante para la intensidad es de I = 128.3 mm/h = 0.035mm/seg.

5.2. COLECTORES

Se diseñaron en PVC – Sanitaria, n = 0.009, dispuestos de la pendiente necesaria para producir velocidades de flujo superior a 0.70 m/seg.

COLECTOR ENTERRADO

Colector	Diámetro			Pen.	Caudal			q/Q	v/V	Velocidad (mts/seg)		Prof. Hidráulica		Fuerza Tractiva
	Nom. (pul)	Nom. (mm)	Int. (mts)	(%)	Área (m2)	(lts/seg) Disñ	(lts/seg) Lleno			Disñ	Lleno	d/D	d (mts)	(kg/m²)
Mínima	3	82.55	0.076	2.0	28.1	1.00	5.11	0.20	0.65	0.724	1.12	0.335	0.03	0.38
Máxima	3	82.55	0.076	2.0	77.3	2.75	5.11	0.54	0.87	0.983	1.12	0.582	0.04	0.38
Mínima	4	114.3	0.107	2.0	132.0	4.70	12.86	0.37	0.78	1.103	1.41	0.469	0.05	0.51
Máxima	4	114.3	0.107	2.0	143.0	5.10	12.86	0.40	0.80	1.131	1.41	0.490	0.05	0.51

5.3. BAJANTES DE AGUAS LLUVIAS

Toda desviación Horizontal de los Bajantes se hará al 2%, para relación de caudal q/Q en colectores menores de 0.60.

Encontramos bajantes con las siguientes áreas.

BALL	ϕ	AREA (m²)	Cap. Colector Desv. 2%	Cap. BALL Desv 45º
---	3	77.3	100	118
---	3	50.0	100	118
---	3	60.0	100	118
---	3	30	100	118
---	3	67.7	100	118
---	4	132.0	252	254
---	4	143.0	252	254

5.4. CANALES DE AGUAS LLUVIAS

Para el cálculo y dimensionamiento hidráulico de las canales, se tomó un ancho interno de 0.4 metros, con pendientes del 1.5%, se analizaron las canales con mayor y menor áreas aferentes presentando los datos mostrados a continuación.

Canales en Concreto con pendiente al 1.5%

Tramo	Área (m^2)	Q (lts/s)	Base (mts)	PEN. %	H (mm)	V (m/s)
1	342	12.19	0.4	1.5	35.78	0.85
2	870	31.01	0.4	1.5	65.74	1.18
3	955	34.04	0.4	1.5	69.96	1.21
4	347	12.37	0.4	1.5	30.59	0.85
5	1302	46.40	0.4	1.5	86.25	1.34