

# **Capítulo I**

## **GENERALIDADES**

### **1.1 Antecedentes**

La comunidad de Coimata se encuentra ubicada a 10 km de la ciudad de Tarija, la comunidad de Coimata representa el distrito dos del Municipio de San Lorenzo, esta localidad tiene la urgente necesidad de la construcción de un sistema de alcantarillado Sanitario aguas provenientes de las viviendas de esta comunidad y la ya construida del Hotel La Pasarela, puesto que estas aguas están tratadas no con una eficiencia que las normas exigen para ser evacuadas a un receptor que en este caso es el río Guadalquivir. Actualmente se realiza una ampliación del alcantarillado sanitario para la ciudad de Tarija, esta inversión justamente es para sanear la ciudad y no contaminar el río Guadalquivir, este trabajo no cumpliría sus objetivos si no se sanearía las aguas residuales de las localidades ubicadas aguas arriba de la capital del departamento, estas localidades que van en aumento en población debido a nuevas urbanizaciones aprobadas por el municipio de San Lorenzo, estas urbanizaciones están creándose en las localidades de Coimata, Erquiz, San Mateo, La Vitoria y el Rancho.

### **1.2 Ubicación**

La república de Bolivia está situada en el corazón de América del Sur, entre los 57° 26' y 69° 38' de longitud occidental del meridiano de Greenwich y los paralelos 9° 38' y 22° 53' de latitud sur, abarcando más de 13 grados geográficos.

Limita al Norte y Noreste con la república del Brasil, al Noroeste con la república del Perú, al Sudeste con Paraguay, al Sur con la república de Argentina y al Oeste y Sudoeste con la república de Chile.



Fig. 1.1 Mapa de la República de Bolivia

Tarija es uno de los nueve departamentos de Bolivia, está ubicado a los 21°32' de latitud sur y 67°5' de longitud Oeste del meridiano de Greenwich, geográficamente Tarija está localizada al Sur del País a una altura de 1957 msnm. Cuenta con una superficie de 37623 km<sup>2</sup>, limita al Norte con el departamento de Chuquisaca, al sur con la república de Argentina, al Este con la república del Paraguay y al Oeste con los departamentos de Chuquisaca y Potosí.

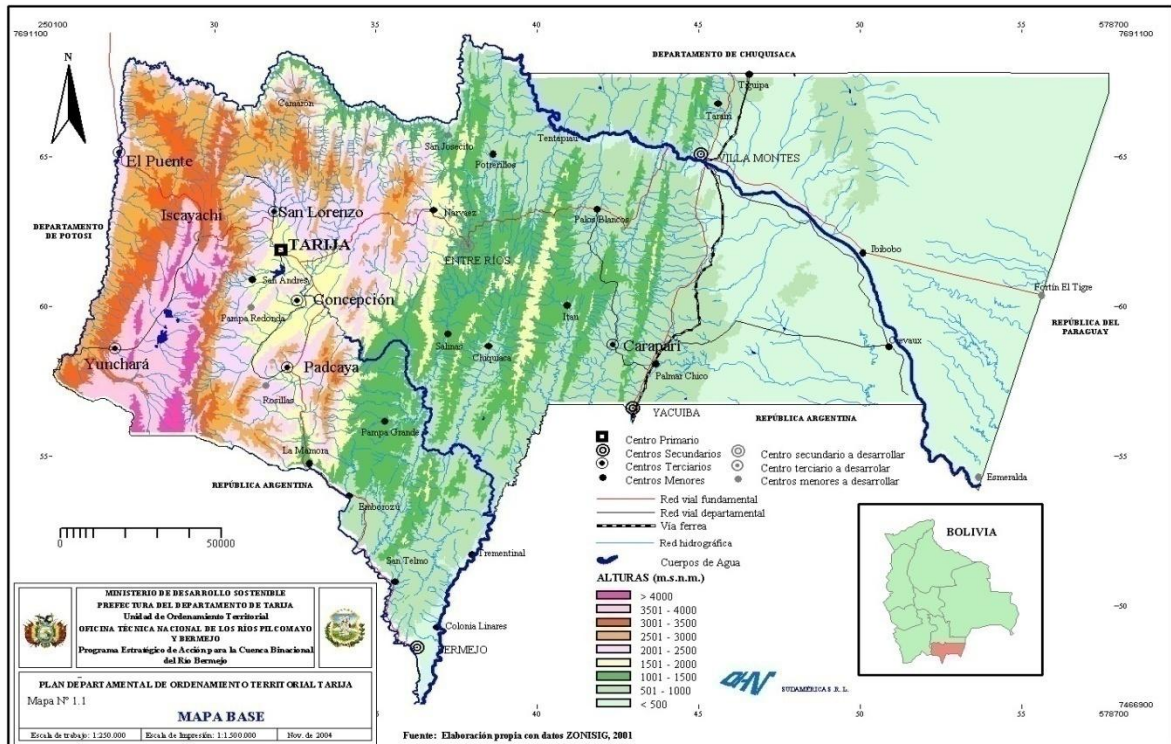


Fig. 1.2 Mapa del Departamento de Tarija

La comunidad de Coimata como se nombró anteriormente representa el distrito dos del Municipio de San Lorenzo y se encuentra ubicado en la provincia Méndez de la ciudad de Tarija a los 21° 29' 59" de latitud sur y 64° 47' 24" de longitud Oeste del meridiano de Greenwich y tiene una altitud de 2034 msnm.

**1.3 Topografía**

La localidad de Coimata se desarrolla de oeste a este y de sud a norte, en la zona de estudio presenta pendientes suaves en la parte oeste (de oeste a norte) y una pendiente fuerte en la parte este (este a norte).

Por el área de estudio pasa una quebrada que desemboca en el río Guadalquivir.

## 1.4 Extensión

La comunidad de Coimata no tiene un área urbana consolidada, es decir, es un área rural constituida por viviendas dispersas a lo largo de la carretera Tarija – Coimata la zona de este proyecto se extiende desde SEDAG al Este, hasta el Hotel La Pasarela al Oeste, desde el río Coimata al Norte hasta la serranía de Sama.

El área de estudio del proyecto está constituida aproximadamente por 200 Ha.

## 1.5 Clima

El clima es templado, sus temperaturas máximas son aproximadamente de 30° C, en época de invierno las temperaturas descienden considerablemente con frentes fríos de temperatura por debajo de 0 °C, según el registro del SENHAMI la temperatura promedio es de 19,32 °C, los vientos predominantes son del sur oeste con velocidades del 1,50 km/h

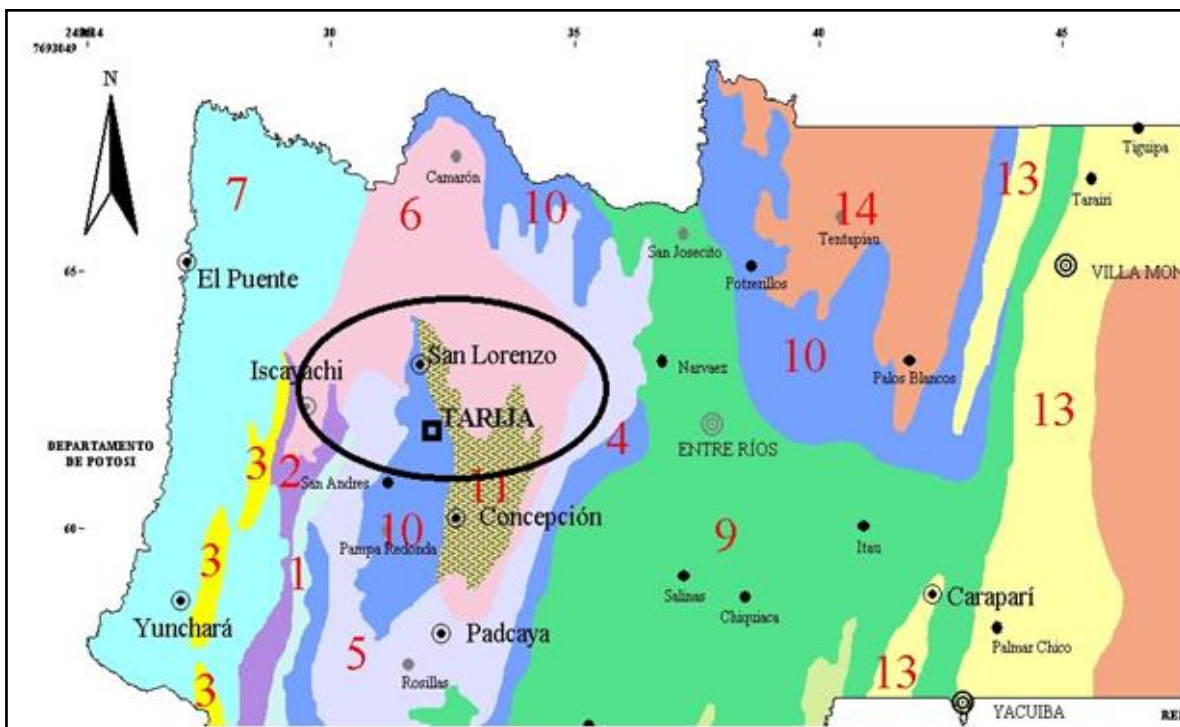


Fig. 1.3 Mapa de ubicación de la localidad de Coimata

## 1.6 Altitud

La altitud que presenta el área en estudio de la comunidad de Coimata es de una cota máxima de 2047,24 msnm donde empieza la red del alcantarillado sanitario con las cámaras de inspección número 1 y 2 y con una cota mínima de 1923,50 donde termina la red del alcantarillado es decir el emisor con la cámara número 108.

## 1.7 Datos Hidrológicos

En la zona de Coimata existe una estación pluviométrica, en base a los datos y registros de la estación más cercana a la comunidad se pretende calcular las lluvias máximas probables de 10 minutos de duración y para frecuencias de 2; 5; 10; 50; y 100 años de periodo de retorno es decir probabilidades de ocurrencia de 0,50; 0,20; 0,10; 0,02; 0,01 respectivamente, todos los datos fueron recabados en el SENAMHI.

Las precipitaciones máximas registradas se presentan en el siguiente cuadro.

Tabla 1.1

Precipitaciones Máximas

Año	Precipitación mm	Año	Precipitación mm
1980	44,10	1994	60,00
1981	45,30	1995	56,40
1982	60,50	1996	61,40
1983	32,00	1997	37,00
1984	43,10	1998	48,20
1985	53,20	1999	58,20
1986	60,70	2000	66,60
1987	47,30	2001	56,80
1988	70,20	2002	46,60
1989	60,00	2003	70,20
1990	62,10	2004	35,60
1991	58,20	2005	56,40
1992	46,20	2006	43,20
1993	71,60	2007	59,80

Para el cálculo de lo enunciado se utilizará la distribución de Log – Perarson Tipo III ya que existe una literatura variada sobre esta distribución, resumida en todos los libros de hidrología.

**Tabla 1.2**  
**Valores Máximos registrados de lluvia**

<b>Año</b>	<b><math>x_i</math> mm</b>	<b><math>\log x_i</math></b>	<b><math>\log x_i - \overline{\log x}</math></b>	<b><math>(\log x_i - \overline{\log x})^2</math></b>	<b><math>(\log x_i - \overline{\log x})^3</math></b>
1980	44,1	1,6444	-0,0846	0,007162	-0,000606
1981	45,3	1,6561	-0,0730	0,005324	-0,000388
1982	60,5	1,7818	0,0527	0,002776	0,000146
1983	32	1,5051	-0,2239	0,050138	-0,011227
1984	43,1	1,6345	-0,0946	0,008947	-0,000846
1985	53,2	1,7259	-0,0032	0,000010	0,000000
1986	60,7	1,7832	0,0541	0,002929	0,000159
1987	47,3	1,6749	-0,0542	0,002938	-0,000159
1988	70,2	1,8463	0,1173	0,013753	0,001613
1989	60	1,7782	0,0491	0,002409	0,000118
1990	62,1	1,7931	0,0640	0,004099	0,000262
1991	58,2	1,7649	0,0359	0,001286	0,000046
1992	46,2	1,6646	-0,0644	0,004150	-0,000267
1993	71,6	1,8549	0,1258	0,015838	0,001993
1994	60	1,7782	0,0491	0,002409	0,000118
1995	96,4	1,9841	0,2550	0,065031	0,016584
1996	61,4	1,7882	0,0591	0,003493	0,000206
1997	37	1,5682	-0,1609	0,025877	-0,004163
1998	41,2	1,6149	-0,1142	0,013034	-0,001488
1999	58,2	1,7649	0,0359	0,001286	0,000046
2000	66,6	1,8235	0,0944	0,008913	0,000841
2001	56,8	1,7543	0,0253	0,000639	0,000016
2002	46,6	1,6684	-0,0607	0,003682	-0,000223
2003	70,2	1,8463	0,1173	0,013753	0,001613
2004	35,6	1,5514	-0,1776	0,031547	-0,005603
2005	56,4	1,7513	0,0222	0,000493	0,000011
2006	43,2	1,6355	-0,0936	0,008757	-0,000820
2007	59,8	1,7767	0,0476	0,002269	0,000108
Totales	48,4138			0,3029	-0,0019

$$\overline{\log x} = \frac{\sum_{i=1}^n \log X_i}{n} \quad (1.7.1)$$

Donde

$X_i$	Valores máximos registrados de lluvia en mm.
$\log X$	La media de los logaritmos $x_i$
$n$	Número de registros de las precipitaciones máximas anuales
$\log X_i$	logaritmos de los valores de las precipitaciones

Calculamos la desviación típica de la muestra

$$S_{\log x} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log X_i - \overline{\log X})^2}{n-1}} \quad (1.7.2)$$

Calculamos el llamado coeficiente de asimetría o de oblicuidad que el valor de  $g$  viene expresada por la fórmula siguiente:

$$g = \frac{n \sum_{i=1}^n (\log x - \overline{\log x})^3}{(n-1)(n-2)(S_{\log x})^3} \quad (1.7.3)$$

Con estos valores calculamos el  $\log x$  es decir.

$$\log x = \overline{\log x} + k S_{\log x} \quad (1.7.4)$$

$$\overline{\log x} = \frac{48.4138}{28} = 1.72906$$

$$S_{\log x} = \sqrt{\frac{0.3029}{28-1}} = 0.10592$$

$$g = \frac{28(-0.0019)}{27 * 26 * 0,10592^3} = -0,06377 = -0,06$$

$$g = -0,06$$

Interpolando los valores de las tablas 1.3 y 1.4

Para 2 años            K = 0,010

Para 5 años            K = 0,844

Para 10 años          K = 1,274

Para 50 años          K = 2,022

Para 100 años        K = 2,282

$$\log x = \overline{\log x} + K S_{\log x}$$

$$\log x_2 = 1,72906 + 0,010 * 0,10592 = 1,73012$$

$$\log x_5 = 1,72906 + 0,844 * 0,10592 = 1,81846$$

$$\log x_{10} = 1,72906 + 1,274 * 0,10592 = 1,86400$$

$$\log x_{50} = 1,72906 + 2,022 * 0,10592 = 1,94323$$

$$\log x_{100} = 1,72906 + 2,282 * 0,10592 = 1,97077$$

Las lluvias probables para 10 minutos de duración para 2, 5, 10, 50 y 100 años de retorno serán los antilogaritmos de los valores anteriores.

### **Lluvias probables**

Para 2 años            322 mm/h

Para 5 años            395 mm/h

Para 10 años          439 mm/h

Para 50 años          526 mm/h

Para 100 años        560 mm/h

### **1.8 Servicios Públicos**

Según el censo se pudo determinar los servicios públicos que cuenta la comunidad de Coimata, se presenta en el siguiente cuadro.

Tabla 1.3 DISTRIBUCIÓN DE LOS PEARSON TIPO III VALORES DE K PARA VALORES DE G NEGATIVOS

G	PERIODO DE RETORNO T <sub>r</sub> EN AÑOS										
	1,0101	1,0516	1,1115	1,2500	2	5	10	25	50	100	200
1,0	-0,687	-0,655	-0,623	-0,534	-0,396	0,425	1,392	2,376	3,162	4,037	4,912
1,5	-0,895	-0,858	-0,821	-0,697	-0,530	0,440	1,395	2,377	3,134	4,013	4,909
2,0	-0,716	-0,713	-0,702	-0,645	-0,504	0,460	1,319	2,375	3,174	3,972	4,867
2,5	-0,748	-0,738	-0,724	-0,641	-0,578	0,478	1,254	2,372	3,203	3,932	4,783
3,0	-0,769	-0,762	-0,750	-0,656	-0,588	0,499	1,209	2,357	3,227	3,899	4,718
3,5	-0,786	-0,780	-0,771	-0,711	-0,639	0,518	1,200	2,352	3,248	3,882	4,692
4,0	-0,802	-0,818	-0,825	-0,725	-0,651	0,537	1,202	2,358	3,253	3,880	4,688
4,5	-0,817	-0,830	-0,839	-0,739	-0,661	0,555	1,204	2,368	3,257	3,883	4,693
5,0	-0,830	-0,842	-0,844	-0,752	-0,670	0,574	1,204	2,375	3,259	3,885	4,695
6,0	-0,846	-0,854	-0,859	-0,765	-0,678	0,592	1,204	2,382	3,262	3,887	4,697
7,0	-0,860	-0,864	-0,868	-0,772	-0,682	0,609	1,205	2,387	3,264	3,888	4,698
8,0	-0,872	-0,874	-0,878	-0,778	-0,686	0,625	1,205	2,390	3,265	3,889	4,699
9,0	-0,883	-0,884	-0,888	-0,782	-0,690	0,640	1,205	2,392	3,266	3,890	4,700
10,0	-0,893	-0,894	-0,898	-0,786	-0,694	0,655	1,205	2,393	3,267	3,891	4,701
15,0	-0,918	-0,918	-0,921	-0,822	-0,722	0,729	1,207	2,397	3,271	3,893	4,703
20,0	-0,933	-0,932	-0,934	-0,838	-0,738	0,778	1,209	2,399	3,271	3,894	4,704
25,0	-0,946	-0,943	-0,944	-0,844	-0,743	0,815	1,209	2,399	3,271	3,894	4,704
30,0	-0,957	-0,954	-0,954	-0,848	-0,746	0,842	1,209	2,399	3,271	3,894	4,704
40,0	-0,970	-0,966	-0,966	-0,854	-0,750	0,889	1,209	2,399	3,271	3,894	4,704
50,0	-0,980	-0,976	-0,976	-0,858	-0,753	0,935	1,209	2,399	3,271	3,894	4,704
60,0	-0,989	-0,984	-0,984	-0,862	-0,756	0,979	1,209	2,399	3,271	3,894	4,704
70,0	-0,996	-0,991	-0,991	-0,865	-0,758	1,021	1,209	2,399	3,271	3,894	4,704
80,0	-0,999	-0,994	-0,994	-0,868	-0,760	1,061	1,209	2,399	3,271	3,894	4,704
90,0	-0,999	-0,994	-0,994	-0,870	-0,761	1,100	1,209	2,399	3,271	3,894	4,704
100,0	-0,999	-0,994	-0,994	-0,871	-0,762	1,138	1,209	2,399	3,271	3,894	4,704

PROBABILIDAD DE OCURRENCIA EN %

Tabla 1.4 DISTRIBUCIÓN DE LOS PEARSON TIPO III VALORES DE K PARA VALORES DE G POSITIVOSTIVOS

g	PERIODO DE RETORNO Tr EN AÑOS										PROBABILIDAD DE OCURRENCIA EN %													
	99	95	90	80	50	20	10	5	2.5	100	200	99	95	90	80	50	20	10	5	2.5	100	200		
0	-2.328	-1.643	-1.192	-0.842	0	0.642	1.322	1.791	2.084	2.318	2.576													
0.1	-2.400	-1.672	-1.202	-0.838	0.017	0.668	1.370	1.818	2.090	2.324	2.582													
0.2	-2.472	-1.700	-1.207	-0.832	0.033	0.693	1.398	1.843	2.105	2.339	2.597													
0.3	-2.544	-1.728	-1.209	-0.824	0.050	0.718	1.425	1.868	2.120	2.354	2.612													
0.4	-2.615	-1.755	-1.217	-0.816	0.066	0.743	1.450	1.894	2.135	2.369	2.627													
0.5	-2.686	-1.779	-1.223	-0.808	0.083	0.768	1.475	1.920	2.150	2.384	2.642													
0.6	-2.758	-1.797	-1.228	-0.800	0.099	0.793	1.500	1.945	2.165	2.399	2.657													
0.7	-2.829	-1.813	-1.233	-0.792	0.116	0.818	1.525	1.970	2.180	2.414	2.672													
0.8	-2.899	-1.828	-1.236	-0.784	0.132	0.843	1.550	1.995	2.195	2.429	2.687													
0.9	-2.969	-1.843	-1.239	-0.776	0.148	0.868	1.575	2.020	2.210	2.444	2.702													
1.0	-3.038	-1.857	-1.240	-0.768	0.164	0.893	1.600	2.045	2.225	2.459	2.717													
1.1	-3.107	-1.869	-1.241	-0.760	0.180	0.918	1.625	2.070	2.240	2.474	2.732													
1.2	-3.176	-1.881	-1.240	-0.752	0.196	0.943	1.650	2.095	2.255	2.489	2.747													
1.3	-3.245	-1.893	-1.239	-0.744	0.212	0.968	1.675	2.120	2.270	2.504	2.762													
1.4	-3.313	-1.905	-1.237	-0.736	0.228	0.993	1.700	2.145	2.285	2.519	2.777													
1.5	-3.382	-1.917	-1.235	-0.728	0.244	1.018	1.725	2.170	2.300	2.534	2.792													
1.6	-3.450	-1.929	-1.233	-0.720	0.260	1.043	1.750	2.195	2.315	2.549	2.807													
1.7	-3.518	-1.941	-1.231	-0.712	0.276	1.068	1.775	2.220	2.330	2.564	2.822													
1.8	-3.586	-1.953	-1.229	-0.704	0.292	1.093	1.800	2.245	2.345	2.579	2.837													
1.9	-3.654	-1.965	-1.227	-0.696	0.308	1.118	1.825	2.270	2.360	2.594	2.852													
2.0	-3.722	-1.977	-1.225	-0.688	0.324	1.143	1.850	2.295	2.375	2.609	2.867													
2.1	-3.790	-1.989	-1.223	-0.680	0.340	1.168	1.875	2.320	2.390	2.624	2.882													
2.2	-3.858	-1.999	-1.221	-0.672	0.356	1.193	1.900	2.345	2.405	2.639	2.897													
2.3	-3.926	-2.011	-1.219	-0.664	0.372	1.218	1.925	2.370	2.420	2.654	2.912													
2.4	-3.994	-2.023	-1.217	-0.656	0.388	1.243	1.950	2.395	2.435	2.669	2.927													
2.5	-4.062	-2.035	-1.215	-0.648	0.404	1.268	1.975	2.420	2.450	2.684	2.942													
2.6	-4.130	-2.047	-1.213	-0.640	0.420	1.293	2.000	2.445	2.465	2.699	2.957													
2.7	-4.198	-2.059	-1.211	-0.632	0.436	1.318	2.025	2.470	2.480	2.714	2.972													
2.8	-4.266	-2.071	-1.209	-0.624	0.452	1.343	2.050	2.495	2.495	2.729	2.987													
2.9	-4.334	-2.083	-1.207	-0.616	0.468	1.368	2.075	2.520	2.510	2.744	3.002													
3.0	-4.402	-2.095	-1.205	-0.608	0.484	1.393	2.100	2.545	2.525	2.759	3.017													

**Tabla 1.5**

**Censo de los Servicios Públicos**

N° DE VIVIENDA	SERVICIOS BASICOS			CUENTA CON BAÑO	DISTRIBUCION DE AGUA CON LA QUE CUENTA	TIPO DE DESAGÜE
	AGUA	LUZ	SERVICIO SANIT.			
1	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	POZO CIEGO
2	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	POZO CIEGO
3	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	CAMARA SEPTICA
4	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	POZO CIEGO
5	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	POZO CIEGO
6	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	POZO CIEGO
7	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	POZO CIEGO
8	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	POZO CIEGO
9	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	POZO CIEGO
10	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	CAMARA SEPTICA
11	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	POZO CIEGO
12	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	CAMARA SEPTICA
13	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	POZO CIEGO
14	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	POZO CIEGO
15	SI	SI	NO	NO	CAÑERIA DE RED	
16	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	POZO CIEGO
17	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	POZO CIEGO
18	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	POZO CIEGO
19	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	POZO CIEGO
20	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	POZO CIEGO
21	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	POZO CIEGO
22	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	POZO CIEGO
23	SI	SI	NO	NO	CAÑERIA DE RED	
24	SI	SI	NO	NO	CAÑERIA DE RED	
25	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	POZO CIEGO
26	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	POZO CIEGO
27	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	CAMARA SEPTICA
28	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	POZO CIEGO
29	SI	SI	NO	NO	CAÑERIA DE RED	
30	SI	SI	NO	NO	CAÑERIA DE RED	
31	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	POZO CIEGO
32	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	POZO CIEGO
33	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	POZO CIEGO
34	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	POZO CIEGO
35	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	CAMARA SEPTICA

36	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	POZO CIEGO
37	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	POZO CIEGO
38	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	POZO CIEGO
39	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	POZO CIEGO
40	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	POZO CIEGO
41	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	POZO CIEGO
42	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	POZO CIEGO
43	SI	SI	NO	NO	CAÑERIA DE RED	
44	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	POZO CIEGO
45	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	POZO CIEGO
46	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	POZO CIEGO
47	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	POZO CIEGO
48	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	POZO CIEGO
49	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	POZO CIEGO
50	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	POZO CIEGO
51	SI	SI	NO	NO	CAÑERIA DE RED	
52	SI	SI	NO	NO	CAÑERIA DE RED	
53	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	POZO CIEGO
54	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	POZO CIEGO
55	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	POZO CIEGO
56	SI	SI	NO	NO	CAÑERIA DE RED	
57	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	CAMARA SEPTICA
58	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	POZO CIEGO
59	SI	SI	NO	NO	CAÑERIA DE RED	
60	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	CAMARA SEPTICA
61	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	POZO CIEGO
62	SI	SI	NO	SI	CAÑERIA DE RED	CAMARA SEPTICA

## 1.9 Población

De acuerdo al censo realizado se tiene la una población, de 350 habitantes.

### 1.10 Suelos

El suelo de Erquiz y Coimata de manera general esta formado por materia orgánica, grava y arcilla. A lo largo del camino se encuentran rocas metamórficas (cuarcitas) de diferentes tamaños.

En la clasificación AASTHO el suelo es: A-2-6



Fig. 1.4 Clases de suelos

El suelo principalmente en el área estudiada está compuesto principalmente de:

- Materia orgánica, promedio de 10 a 20 cm.
- Grava de diferente granulometría

- Arcillas

Nota: En las aéreas de estudio no existe arena por el fuerte metamorfismo existente en la zona.



Fig. 1.5 Clasificación de suelos

Los conglomerados son de origen fluvial o de origen aluvial. Las arcillas son de origen lacustre.

Suelo heterogéneo.

Tienen asentamiento.

No sufren transporte (suelto no compacto).

No aptos para fundaciones.

Son fáciles de reconocer en el campo.  
Son de granulometría heterogénea.  
Las formas de los granos son angulosas.  
Son permeables  
Porosos



Fig. 1.6 Clasificación de suelos

Quebrada con abundantes rodados de cuarcitas



Fig. 1.7 Muestra de material existente en la quebrada

## Capítulo II

### MARCO TEÓRICO REDES DE ALCANTARILLADO

#### 2.1. Definición de Aguas Residuales

El hombre ha utilizado las aguas, no solo para su consumo sino con el paso del tiempo, para su actividad y para su confort, convirtiendo las aguas usadas en vehículo de desechos de aquí surge la denominación de aguas residuales. Contaminación a los efectos de la ley de aguas, es la acción y el efecto de introducir materias o formas de energía, o inducir condiciones en el agua que, de modo directo o indirecto, impliquen una alteración perjudicial de su calidad en relación con los usos posteriores o con su función ecológica.

#### 2.2. Clases de Aguas

- Aguas blancas o de lluvia, son aguas procedentes de drenaje o de escorrentía superficial, caracterizándose por grandes aportaciones intermitentes y escasa contaminación. Las cargas contaminantes se incorporan al agua al atravesar la lluvia la atmósfera, o por el lavado de superficies y terrenos.
- Aguas negras o urbanas, son aguas procedentes de los vertidos de la actividad humana, doméstica, agrícola, industrial, etc. Sus volúmenes son menores, sus caudales más continuos y su contaminación mucho menor.

#### 2.3. Clasificación del Sistema de Alcantarillado

Los sistemas de recolección de aguas usadas y de lluvia pueden ser clasificadas en:

- **Sistema único.**- En este sistema se recolectan y disponen todas las aguas servidas (del uso doméstico e industrial) y las de lluvia en un solo conjunto de canales.
- **Sistema mixto.**- En este se recolectan todas las aguas servidas y parcialmente la de lluvia.
- **Sistema separado.**- En el cual los canales que recolectan las aguas usadas son independientes de los que recogen las aguas pluviales.
- **Sistema de aguas negras.**- En el cual se recolectan las aguas usadas solamente y donde no se prevé ningún medio para disponer de las aguas de lluvia.

## 2.4. Tipos de Alcantarillado

Existen diversos tipos de sistemas de alcantarillado, los cuales han ido evolucionando con el tiempo y la experiencia de su aplicación en algunas ciudades.

Entre los sistemas de alcantarillado existentes se pueden mencionar:

- **Sistema convencional.**- Este sistema es de los primeros alcantarillados desarrollados y tiene como características fundamentales:
  - ✘ Se utiliza para su diseño la norma americana
  - ✘ El diámetro mínimo de los colectores secundarios es igual a 200 (mm)
  - ✘ El tamaño de las cámaras considerado como Standard es igual a 1,20 (m)
  - ✘ El dimensionamiento de las alcantarillas se realiza por medio del criterio de la velocidad mínima de 0,60 (m/s)
- **Sistema simplificado.**- Este sistema surge con posterioridad al anterior, y tiene como objetivo fundamental entre otros aspectos, disminuir el costo de los sistemas de alcantarillados a construir. Entre sus características fundamentales se destacan:
  - ✘ El diámetro mínimo de los colectores secundarios es igual a 150 (mm)
  - ✘ Eliminación del 70 (%) de las cámaras que se colocan en el sistema convencional.
  - ✘ Eliminación del cálculo hidráulico de las alcantarillas por el método de la velocidad mínima.
  - ✘ El dimensionamiento de las alcantarillas se realiza por medio del criterio de la fuerza tractiva.
  - ✘ Este sistema se caracteriza por la introducción de métodos más precisos para el cálculo y el control de las condiciones de autolimpieza.
  - ✘ Se incluyen las cámaras de inspección y limpieza en los inicios de las alcantarillas, en los cambios de dirección y en las uniones de los tramos de alcantarillas.
- **Sistema condominial.**- El sistema condominial surgió en Brasil en la década de los 80, como una alternativa de menor costo comparado con el sistema convencional, pudiendo así atender a un número mayor de familias.

El sistema condominial es una solución práctica y económica que une la tecnología apropiada con la participación de la comunidad tanto durante la planificación como en la ejecución del sistema, considerando que este tipo de sistema de alcantarillado puede ser ejecutado con la ayuda de los habitantes de la zona donde se va construir.

En el sistema condominial, las alcantarillas encargadas de recolectar las aguas residuales de varias edificaciones, se les denomina con el nombre de **ramal condominial**, y se pueden colocar dentro del lote o fuera de este cuando se colocan dentro del lote se ubican en una franja de 3.00 (m), que se deja en el patio de las viviendas colindantes de modo que a través de esta se pueda acceder a la operación y el mantenimiento de las instalaciones de la red. Por su parte cuando las alcantarillas secundarias son colocadas fuera del lote, las mismas se ubican por las aceras.

Estos ramales condominial se conectan en un punto, para su evacuación a lo que se conoce como **red pública**, la cual es la encargada de conducir las aguas recolectadas al sistema de tratamiento.

En la figura 2.1 se puede ver un esquema de un trazado de una red condominial donde aparece la ubicación de los ramales condominial dentro del lote y la red pública respectivamente.

## **2.5. Elección del Sistema**

De acuerdo al acápite 2.3 y 2.4 se elegirá un sistema separado y un sistema condominial; el sistema separado nos permite reducir el tamaño de la planta de tratamiento inicialmente construida, ya que posteriormente este sistema de alcantarillado puede ser evacuado a la planta de tratamiento de la ciudad de Tarija, y se diseñará con el sistema condominial, este tipo de sistema se lo emplea, uno por el costo, ya que la calle principal de la localidad de Coimata es encuentra asfaltada.

## **2.6. Mallas de Flujo**

No existe una regla general para la disposición de la red de alcantarillado, ya que esta se debe ajustar a las condiciones físicas de cada población. A continuación se presentan algunos esquemas que pueden ser utilizados como guías.

## TRAZADO DE RAMALES CONDOMINIALES

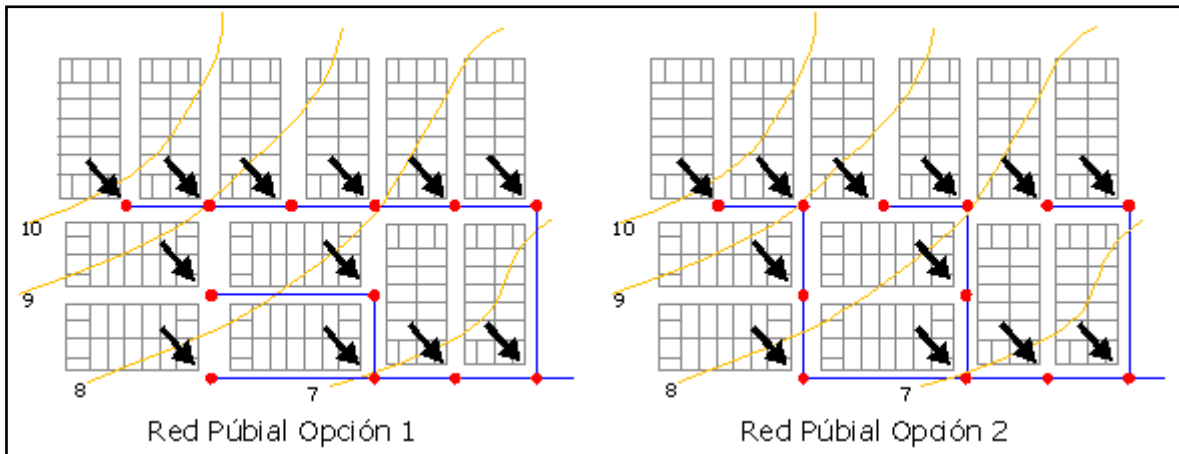


Fig. 2.1

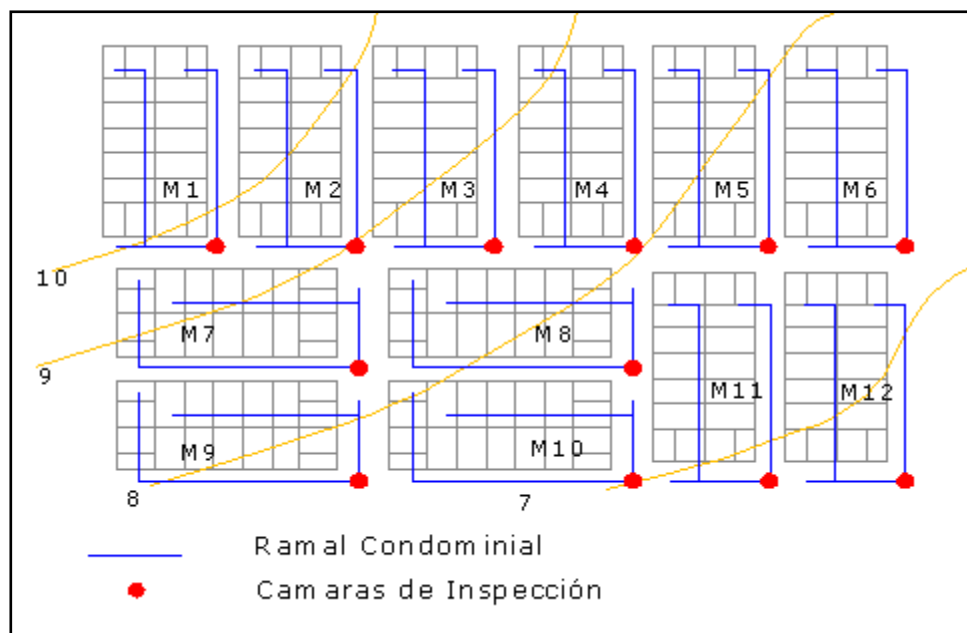


Fig. 2.2

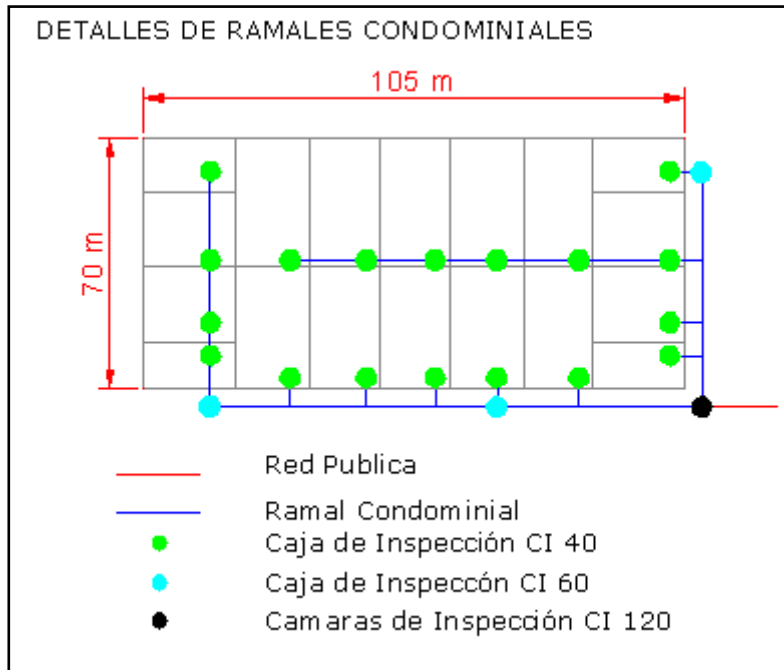


Fig. 2.3

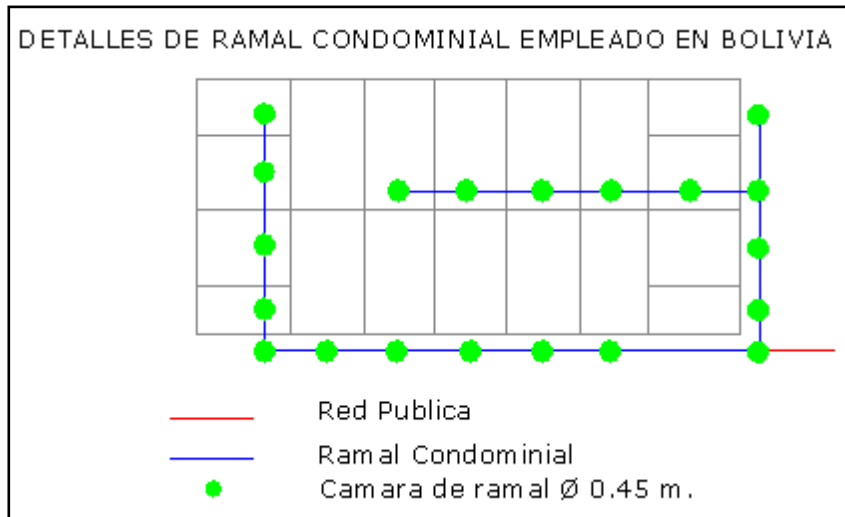


Fig. 2.4

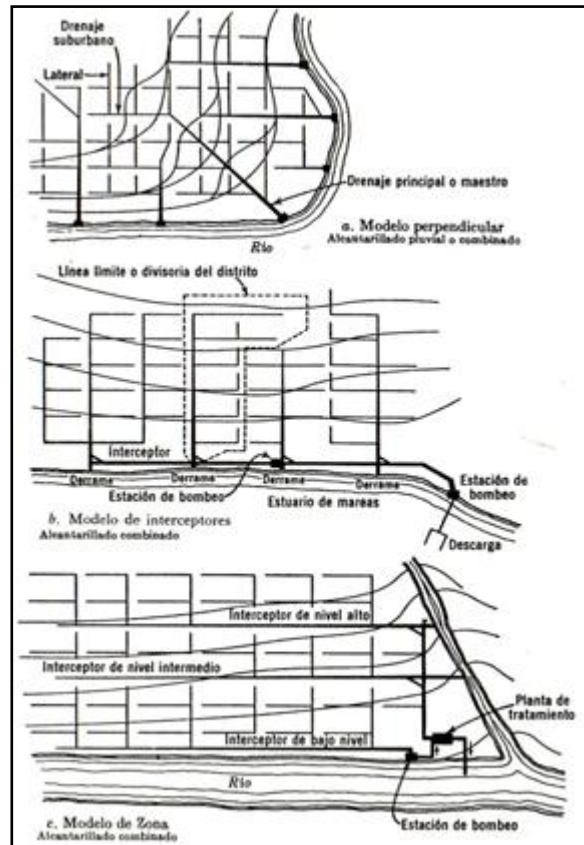


Fig. 2.5

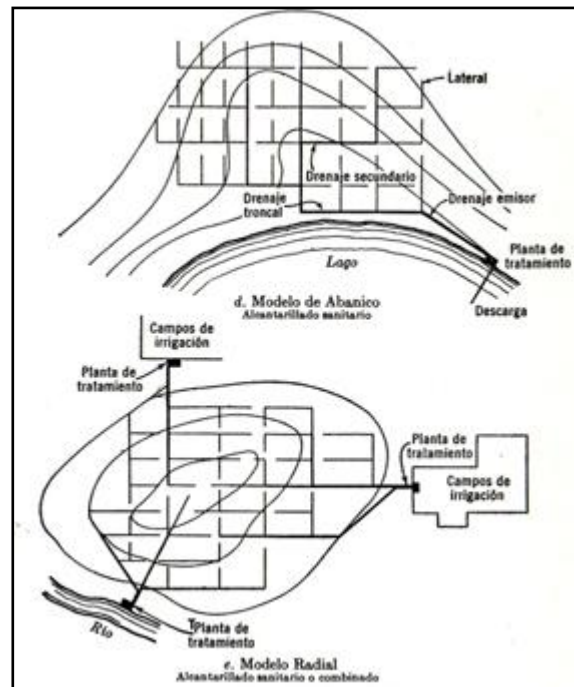


Fig. 2.3

## **2.7. Infiltración en la Red de Alcantarillado**

No se puede evitar la infiltración de aguas subterráneas principalmente freáticas a través de fisuras en los colectores, juntas mal ejecutadas en la unión de colectores con las cámaras de inspección y en las mismas cámaras cuando permiten la infiltración del agua.

El coeficiente de infiltración varía según:

- ☒ La altura del nivel freático sobre el fondo del colector.
- ☒ Permeabilidad del suelo y cantidad de precipitación anual
- ☒ Dimensiones, estado y tipo de alcantarillas y cuidado en la construcción de cámaras de inspección.

## **2.8. Método de Circulación de Aguas Residuales**

Existen métodos de circulación de aguas residuales de acuerdo a la topografía que presenta el plano topográfico de la urbanización, entre los más utilizados son el método por gravedad y el método por bombeo.

### **2.8.1. Sistema por gravedad**

En este método, se aprovecha al máximo la topografía que presenta la urbanización en estudio, es decir la pendiente que presenta el terreno desde el primer manzano a la planta de tratamiento, es el sistema más económico que se tiene para la evacuación de aguas residuales.

### **2.8.2. Sistema por bombeo**

Existen poblaciones extremadamente llanas, sin desagües naturales, en las que el desagüe normal o por gravedad no puede efectuarse y ha de recurrirse a sistemas especiales, basados en principios diferentes al de gravedad o complementarios de la misma.

Para este método es necesario siempre realizar un estudio de volúmenes, basado en los gastos de primer establecimiento (costo de elevadoras, conductos de impulsión) consumo de energía, el mantenimiento, etc., etc.

## Capítulo III

### ESTUDIO DE POBLACIÓN

#### 3.1. Generalidades

Los factores que influyen en la estimación de la población son muchos, puede ser: Económicos, industriales, sociales, políticos, etc., porque los sistemas de predicción son complejos, y debe acudir a formulaciones estadísticas con grandes dispersiones, debiendo el técnico al final, decidir. Por lo tanto, el crecimiento de la población de un núcleo urbano se puede representar mediante métodos basados en datos estadísticos anteriores, así se han llegado a establecer varios modelos de crecimiento

#### 3.2. Modelos Existentes

Para el cálculo de la población futura se puede utilizar uno de los siguientes modelos de crecimiento, según el tipo de población, dependiendo de sus características socioeconómicas.

##### 3.2.1. Modelo aritmético

Consiste en considerar un incremento constante de la población. Viene dado por la fórmula:

$$\frac{dP}{dT} = K_a \quad (3.2.1.1)$$

Donde:

$P$  = población

$T$  = tiempo

$K_a$  = razón aritmética

Si  $P_1$  es la población del muestreo en el tiempo  $T_1$  y  $P_2$  la población en el tiempo  $T_2$  (la del último censo) entonces:

$$\frac{dP}{dT} = K_a$$

$$\int_{P_1}^{P_2} dP = \int_{T_1}^{T_2} K_a dT$$

$$P_2 - P_1 = K_a(T_2 - T_1)$$

$$K_a = \frac{P - P_2}{T - T_2}$$

$$P_2 - P_1 = \frac{P - P_2}{T - T_2}(T_2 - T_1)$$

$$\frac{P_2 - P_1}{T_2 - T_1} = \frac{P - P_2}{T - T_2}$$

$$P - P_2 = \left(\frac{P_2 - P_1}{T_2 - T_1}\right)(T - T_2)$$

$$P = P_2 + \left(\frac{P_2 - P_1}{T_2 - T_1}\right) \quad (3.2.1.2)$$

Por lo tanto

$P$  = población futura

$T$  = tiempo futuro

### 3.2.2. Modelo geométrico

Consiste en considerar para iguales periodos de tiempo el mismo porcentaje de incrementos de la población matemáticamente, este hecho se formula como:

$$\frac{dP}{dT} = Kg P \quad (3.2.2.1)$$

donde las variables tienen el mismo significado que el método anterior, salvo  $kg$  que es la constante geométrica de crecimiento integrando la expresión se tiene:

$$\int_{P_1}^{P_2} \frac{dP}{P} = \int_{T_1}^{T_2} Kg \, dT$$

$$\ln P_2 - \ln P_1 = Kg (T_2 - T_1)$$

$$\text{Donde: } Kg = \frac{\ln P - \ln P_2}{T - T_2}$$

$$\ln P_2 - \ln P_1 = [\ln P - \ln P_2] \left( \frac{T_2 - T_1}{T - T_2} \right)$$

$$P = P_2 \left( \frac{P_2}{P_1} \right)^{\frac{T - T_2}{T_2 - T_1}} \quad (3.2.2.2)$$

### 3.2.3. Método de la tasa decreciente de crecimiento

La experiencia según los autores indica que el crecimiento dado por el método anterior no se mantiene a largo plazo, sino que decrece, conforme la población se acerca al valor de saturación. Matemáticamente este decremento del porcentaje de incremento se traduce en una corrección a la fórmula del método anterior, quedando esto expresado como:

$$\frac{dp}{dt} = K_1(S - P) \quad (3.2.3.1)$$

Donde S es la población de saturación y  $K_1$  una nueva constante integrando

$$\int_{P_1}^{P_2} \frac{dP}{S - P} = \int_{T_1}^{T_2} Kd \, dT$$

$$-\ln(S - P) \Big|_{P_1}^{P_2} = Kd (T_2 - T_1)$$

$$-\ln(S - P_2) + \ln(S - P_1) = K_1(T_2 - T_1)$$

$$\frac{S - P_2}{S - P_1} = e^{-Kd(T_2 - T_1)}$$

Multiplicando los dos términos de la ecuación por  $(S - P_1)$  y restándolo de este mismo número, obtenemos

$$\left(\frac{S - P_2}{S - P_1}\right)(S - P_1) - (S - P_1) = (S - P_1)e^{-Kd(T_2 - T_1)} - (S - P_1)$$

$$(S - P_2) - (S - P_1) = (S - P_1)e^{-Kd(T_2 - T_1)} - (S - P_1)(-1)$$

$$(S - P_1) - (S - P_2) = (S - P_1) - (S - P_1)e^{-Kd(T_2 - T_1)}$$

$$P_2 - P_1 = (S - P_1)[1 - e^{-Kd(T_2 - T_1)}] \quad (3.2.3.2)$$

Ecuación que solo debe ser usada para intervalos cortos de tiempo; es decir, solo cuando estamos cerca del valor de saturación.

### 3.2.4. Modelo de la curva logística

Los tres modelos explicados anteriormente, según la experiencia de autores, se demuestra que son aptos para periodos no muy largos de tiempo. Para periodos mayores, la estimación no estará acorde con la realidad.

Este cuarto modelo es una síntesis de los anteriores.

Está basado en el hecho observado de que al principio el crecimiento de la población es del tipo geométrico, pasando posteriormente a un crecimiento de valor constante (es decir del tipo aritmético), para después decaer el porcentaje de crecimiento hasta llegar al valor de saturación. La curva de evolución de la población será entonces del tipo reflejado en el gráfico.

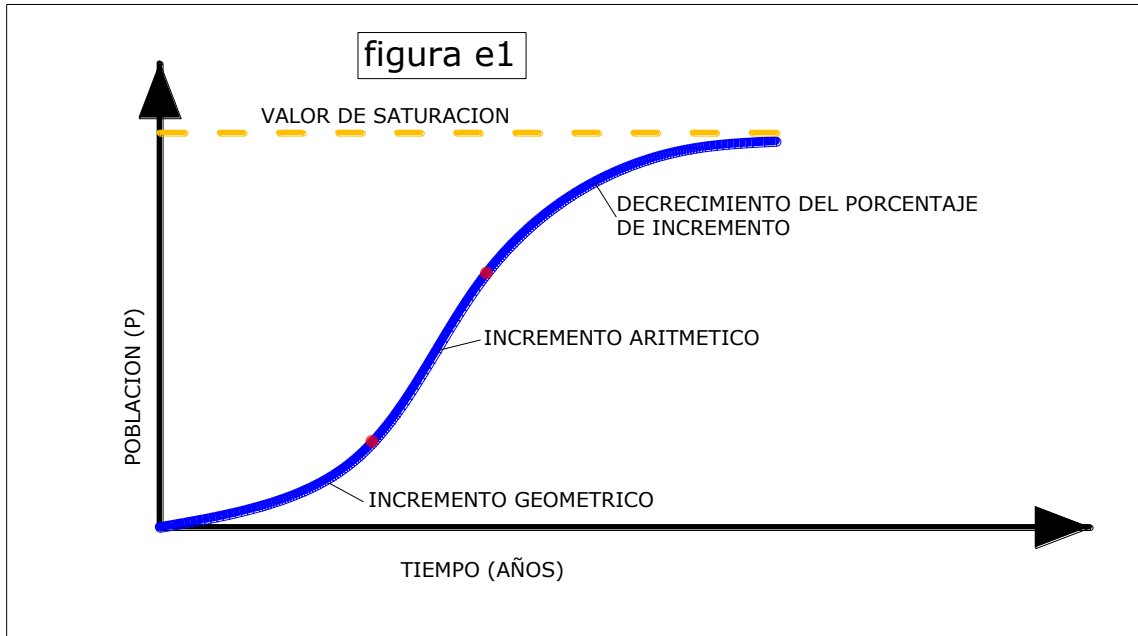


Fig. 31 Curva logística

La curva que se ajusta dicha forma en S, asintótica al valor de saturación, viene dada por la fórmula.

$$P = \frac{S}{1 + me^{bT}} \quad (3.2.4.1)$$

Donde s es la población de saturación y m, b son constantes.

Para calcular estas constantes se toman las poblaciones  $p_0$ ,  $p_1$  y  $p_2$  en los tiempos equidistantes  $t_0$ ,  $t_1$  y  $t_2$  donde  $p_2$  suele tomarse como la población del último censo.

Las constantes citadas pueden determinarse según las siguientes expresiones:

$$S = \frac{2P_0 P_1 P_2 - P_1^2(P_0 + P_2)}{P_0 P_2 - P_1^2} \quad (3.2.4.2)$$

$$m = \frac{S - P_0}{P_0} \quad (3.2.4.3)$$

$$b = \frac{1}{n} \ln \frac{P_0(S - P_1)}{P_1(S - P_0)}$$

Donde

$$n = (T_2 - T_1) = (T_1 - T_0) \quad (3.2.4.4)$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación de la curva podemos estimar la población en un tiempo  $T$  posterior a  $T_2$

### 3.3. Periodo de Diseño

La norma boliviana recomienda el periodo de diseño en función a la población y en función de los componentes.

#### 3.3.1. En función a la población

Localidades de 1000 a 15000 habitantes 10 a 15 años.

Localidades de 15000 a 50000 habitantes 15 a 20 años

Localidades con más de 50000 habitantes 30 años

Sin embargo puede ser mayor o menor siempre que el proyectante justifique el periodo de diseño elegido.

#### 3.3.2. En función a los componentes

Componentes	Periodo – años
Colector	20 a 30
Interceptor	30 a 50
Emisor	30 a 50

### 3.4. Censo

Se presenta en el siguiente cuadro en el censo que se realizó en la localidad de Coimata.

**Tabla 3.1**  
**CENSO DE LA LOCALIDAD DE COIMATA**

Nº DE VIVIENDA	Nº DE HABITANTES	HOMBRES	MUJERES	Área m <sup>2</sup>	Nº DE VIVIENDA	Nº DE HABITANTES	HOMBRES	MUJERES	Área m <sup>2</sup>
<b>1</b>	4	3	1	2617	<b>32</b>	4	2	2	646
<b>2</b>	6	3	3	3537	<b>33</b>	5	4	1	3440
<b>3</b>	5	2	3	2101	<b>34</b>	5	3	2	18707
<b>4</b>	2	2	3	2097	<b>35</b>	5	4	1	4641
<b>5</b>	7	3	4	4078	<b>36</b>	4	2	2	1013
<b>6</b>	8	2	6	3659	<b>37</b>	5	1	4	1190
<b>7</b>	5	2	3	839	<b>38</b>	6	4	2	1934
<b>8</b>	8	4	4	2807	<b>39</b>	5	3	2	1041
<b>9</b>	5	2	3	415	<b>40</b>	5	3	2	1522
<b>10</b>	10	4	6	2326	<b>41</b>	4	2	2	2141
<b>11</b>	14	5	9	2026	<b>42</b>	5	1	4	2152
<b>12</b>	9	5	4	1196	<b>43</b>	4	2	2	2363
<b>13</b>	1	1	0	2066	<b>44</b>	5	4	1	1541
<b>14</b>	5	3	2	2355	<b>45</b>	6	3	3	1476
<b>15</b>	5	2	3	3401	<b>46</b>	5	3	2	1308
<b>16</b>	5	4	1	3708	<b>47</b>	6	3	3	756
<b>17</b>	6	4	2	3323	<b>48</b>	5	4	1	2857
<b>18</b>	4	3	1	4869	<b>49</b>	4	2	2	2603
<b>19</b>	8	3	5	7465	<b>50</b>	4	2	2	1697
<b>20</b>	6	3	3	4562	<b>51</b>	4	2	2	7799
<b>21</b>	5	3	2	3707	<b>52</b>	6	3	3	3811
<b>22</b>	2	3	0	5511	<b>53</b>	6	4	2	1582
<b>23</b>	4	2	2	2011	<b>54</b>	8	4	4	1145
<b>24</b>	5	3	2	1022	<b>55</b>	4	2	2	2006
<b>25</b>	5	3	2	1093	<b>56</b>	6	5	1	4584
<b>26</b>	6	3	3	1137	<b>57</b>	4	2	2	2190
<b>27</b>	7	4	3	2648	<b>58</b>	4	1	3	1811
<b>28</b>	5	4	1	2459	<b>59</b>	6	2	4	2250
<b>29</b>	5	3	2	1774	<b>60</b>	6	4	2	3651
<b>30</b>	6	3	3	451	<b>61</b>	4	1	3	1821
<b>31</b>	4	3	1	1287	<b>62</b>	21			1198

### 3.5. Cálculo de la Población a Servir

A continuación, se calcula la población futura con los métodos aritmético y geométrico utilizando lo que recomienda la norma boliviana.

#### Método Aritmético

$$P_f = P_0 \left( 1 + \frac{iT}{100} \right) \quad (3.5.1)$$

Donde:

$P_0$  = población inicial 350 habitantes

$T$  = 30 años

$i$  = 1.5 %

$$P_f = 350 \left( 1 + \frac{1.5 \times 30}{100} \right)$$

$$P_f = 508 \text{ habitantes}$$

#### Método Geométrico

$$P_f = P_0 \left( 1 + \frac{i}{100} \right)^T \quad (3.5.2)$$

$$P_f = 350 \left( 1 + \frac{1.5}{100} \right)^{30}$$

$$P_f = 547 \text{ habitantes}$$

Asumimos una población de 550 habitantes.

### 3.6. Cálculo de la densidad.-

La densidad actual de acuerdo al censo presentado en el cuadro N°

$$DENSIDAD = \frac{350 \text{ hab.}}{16,9 \text{ Ha}} = 20 \text{ hab/Ha}$$

De acuerdo al cálculo de la población futura se tiene, una población de aquí a 30 años de 550 habitantes y un área a servir de 31 hectáreas. De acuerdo a esto se tiene una densidad

$$DENSIDAD = \frac{550 \text{ hab.}}{31 \text{ Ha}} = 17 \text{ hab/Ha}$$

Por lo cual asumo una densidad de 20 hab/Ha, es decir utilizo el método comparativo.

## Capítulo IV

### BASES DE CÁLCULO PARA LA DETERMINACIÓN DE CAUDALES

#### 4.1. Generalidades

Para determinar los caudales de diseño se tiene que tomar en cuenta lo siguiente:

- a) El sistema existente en la ciudad de Tarija es separado.
- b) Las aguas residuales de la localidad de Coimata se deben tratar, por lo que la planta de tratamiento que se diseñó solo debe calcularse con el sistema separado, lo cual permite un costo más reducido si el sistema sería combinado.
- c) Para un sistema separado, en razón del caudal menor del que sería con el sistema combinado, permite diámetros menores.
- d) Por la topografía que tiene la localidad de Coimata, permite evacuar las aguas pluviales a las quebradas y ríos adyacentes a esta localidad.

Por lo anteriormente indicado, se establece que el sistema separado es el más conveniente para la localidad de Coimata.

#### 4.2. Caudal de Diseño

El caudal de diseño, es la totalidad de agua residual que aporta la zona a servir al sistema de alcantarillado, para el diseño de las alcantarillas, se obtiene de la suma del caudal máximo de agua residual de la zona a servir ( $Q_{max}$ ); más el caudal de infiltración ( $Q_i$ ) más el caudal de conexiones erradas ( $Q_e$ ), que generalmente se presenta como caudales adicionales en los sistemas previstos. En tal sentido la expresión más empleada para el cálculo del caudal de diseño es:

$$Q_d = Q_{max} + Q_i + Q_e \quad (4.2.1)$$

Donde:

$Q_d$  = caudal de diseño l/s

$Q_{max}$  = caudal máximo o de punta en la zona a servir l/s

$Q_i$  = caudal de infiltración l/s

$Q_e$  = caudal de conexiones erradas l/s

### 4.3. Caudal Máximo

El caudal máximo está en función a la dotación media diaria de agua potable.

La norma boliviana indica que la dotación media diaria puede ser obtenida sobre la base de la población y la zona geográfica dada, según lo especificado en la siguiente tabla.

Tabla 4.1

**Dotación media diaria l/hab x día**

Zona	Población en habitantes					
	Hasta 500	De 501 a 2000	De 2001 a 5000	De 5001 a 20000	De 20001 a 100000	Más de 100000
Del altiplano	30 – 50	30 – 70	50 – 80	80 – 100	100 – 150	150 – 200
De los valles	50 – 70	50 – 90	70 – 100	100 – 140	150 – 200	200 – 250
De los llanos	70 – 90	70 – 110	90 – 120	120 – 180	200 – 250	250 – 350

Por tratarse que la localidad de Coimata se encuentra en la zona de los Valles y la ciudad de Tarija está con una población mayor a los 100000 habitantes se adapta para este proyecto una dotación de 200 l/hab x día.

Sin embargo es necesario también calcular la dotación futura para esta localidad. La norma boliviana indica que la dotación futura se debe estimar con un incremento anual entre el 0.5 % y el 2 % de la dotación media diaria, aplicando la fórmula del método geométrico.

$$D_f = D_0 \left(1 + \frac{d}{100}\right)^T \quad (4.3.1)$$

Donde:

$D_f$  = dotación futura en l/hab x día

$D_0$  = dotación inicial en l/hab x día

$d$  = variación anual de la dotación en porcentaje (entre 0.5 y 2 %)

$T$  = número de años de estudio en años

Por lo que

$$D_f = 200 \left(1 + \frac{1}{100}\right)^{30}$$

$$D_f = 269.57 \text{ l/hab x día}$$

Asumimos una dotación futura de

$$D_f = 270 \text{ l/hab x día}$$

#### 4.4. Caudal Máximo Diario

Durante un año se registra un día de consumo máximo, lo cual debe ser satisfecho por el acueducto al extender estas variaciones a todo un año, podemos determinar el día más crítico (máxima demanda) que debe necesariamente ser satisfecho, ya que de lo contrario originaría situaciones deficitarias para el sistema; este corresponde a la definición dada para el consumo máximo diario. Este valor, relacionado con el consumo medio, ha permitido establecer constantes de diseño, apoyados en diversas investigaciones hechas, señalan cifras para el consumo máximo diario.

Las investigaciones revelan los valores de  $K_1$ , se señalan en el siguiente cuadro

**Tabla 4.2**  
**Valores del factor  $K_1$  para diversos países**

<b>País</b>	<b>Autor</b>	<b><math>K_1</math></b>
Alemania	Hutler	1.6 – 2.0
Brasil	Azevedo Neto	1.2 – 1.5
España	Lazaro Urra	1.5
Estados Unidos	Fair & Geyer	1.5 – 2.0
Francia	Devaube – Imbeaus	1.5
Inglaterra	Gourlex	1.2 – 1.4
Italia	Galizio	1.5 – 1.6
Venezuela	Rivas Mijares	1.2 – 1.5
Bolivia	Norma Boliviana	1.2 – 1.5

Por lo anterior

$$Q_{\text{max diaria}} = K_1 Q_m$$

Donde

$K_1$  = factor del  $Q_{\text{max diario}}$

$Q_m$  = consumo medio en l/s

Donde el consumo medio es

$$Q_m = \frac{\text{dotación} \times \text{población}}{86400} \quad (4.4.2)$$

#### 4.5. Consumo Máximo Horario

El valor máximo tomado hora a hora representará la hora de máximo consumo de ese día. Si por definición, tomamos la curva correspondiente al día de máximo consumo, esta hora representará el consumo máximo horario, el cual puede ser relacionado respecto al consumo medio ( $Q_m$ ) mediante la expresión

$$\text{Consumo máximo horario} = K_2 Q_m$$

De acuerdo a investigaciones que realizarán diferentes autores de diferentes países el valor de  $K_2$  varía entre 200 y 300 por 100, la norma Boliviana sin embargo establece los diferentes valores de  $K_2$  en función de la población.

**Tabla 4.3**

<b>Población habitantes</b>	<b>Coefficiente <math>K_2</math></b>
Hasta 2000	2.2 – 2.0
De 2001 a 10000	2.0 – 1.80
De 10001 a 100000	1.8 – 1.50
Más de 100000	1.5

#### 4.6. Coeficiente de Recuperación

Se denomina coeficiente de recuperación, al porcentaje del volumen de agua que se capta en la red del alcantarillado sanitario, del volumen total de la dotación de agua potable, es decir que esta dotación debe reducirse la cantidad de agua que no llega al alcantarillado, esta cantidad de agua que no llega al alcantarillado se pierde en el lavado de movilidades, riego de jardines lavado de fachadas etc. No se debe perder de vista que esta cantidad que llega al alcantarillado sanitario puede verse incrementado por instalaciones particulares e industriales que tienen su propio abastecimiento de agua potable, las conexiones erradas producidas producto de las aguas pluviales.

Fair y Geyer para condiciones Norteamericanas indican 60 a 70 por 100; el Brasil por su parte utiliza comúnmente coeficiente entre el 75 a 85 por 100; Bolivia para la ciudad de Oruro 70 por 100 para Cochabamba 80 por 100 para la ciudad de Tarija 80 por 100, para este proyecto se asume el 80 por 100.

#### 4.7. Coeficiente de Punta

Una vez estimada la población, y después de asumir la dotación media diaria de agua por cada habitante. Así, a partir de una población, se obtiene el consumo teórico para una población, es decir

$$Q_m = \frac{\text{Dotación} \times \text{Población}}{86400}$$

Sin embargo en función al punto 46 esta fórmula debe ser afectada por el coeficiente de recuperación, para tener el caudal medio de aguas residuales, es decir

$$Q_{medio} = C \frac{\text{Dotación} \times \text{Población}}{86400}$$

$$Q = \frac{C \times D \times P}{86400} \quad 4.7.1)$$

Donde:

$Q_m$  = caudal medio l/s

$C$  = coeficiente de recuperación = 0.8

$D$  = dotación de agua potable l/hab x día

$P$  = población en habitantes

Pero el consumo de dotación media diaria están sometidos a variaciones estacionales diarias, durante la semana y horaria según el intervalo del día. Se define así el coeficiente de punta, como la relación del consumo máximo horario, dentro del día de consumo máximo, al consumo horario medio, dentro del día de consumo medio.

Algunos autores que hicieron estudios sobre este acápite proponen utilizar expresiones relacionando el caudal máximo y el caudal medio; por ejemplo.

$$\text{Harmon } Q_{max} = Q_m \left( 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}} \right) = Q_m M \quad (4.7.2)$$

$$\text{Fair - Geyer } Q_{max} = Q_m \left( \frac{18 + P^{1/2}}{4 + P^{1/2}} \right) = Q_m M \quad (4.7.3)$$

$$\text{Flores } Q_{max} = Q_m \left( \frac{7}{P^{0.1}} \right) = Q_m M \quad (4.7.4)$$

$$\text{Babbitt - Bauman } Q_{max} = Q_m \left( \frac{5}{P^{0.167}} \right) = Q_m M \quad (4.7.5)$$

Donde

$Q_{max}$  = caudal máximo l/s

$Q_m$  = caudal medio l/s

$P$  = población en miles de habitantes

$M$  = coeficiente de punta

El coeficiente de aguas servidas para el cálculo de las redes de alcantarillado son usualmente referidos a la unidad de longitud de los colectores y a la unidad de área servida.

El coeficiente de contribución referido a la unidad de longitud es calculado por las expresiones:

$$q_E = C \frac{qMP}{86400 L} \quad (4.7.6)$$

$$q_E = C \frac{qMDA}{86400 L} \quad (4.7.7)$$

Donde:

$C$  = coeficiente de recuperación

$q$  = es la dotación de agua potable en l/hab x día

$M$  = es el coeficiente de variación de Harman

$P$  = es la población de proyecto Hab.

$L$  = es la longitud de la red de alcantarillado en m

$D$  = es la densidad de la población en hab/Ha.

$A$  = es el área servida por el proyecto en Ha.

$q_E$  = es el coeficiente unitario del caudal de aguas servidas en l/s/m.

El coeficiente unitario de contribución referido a la unidad de superficie puede ser calculado por las siguientes expresiones:

$$q_e = \frac{CqMP}{86400 A} \quad (4.7.8)$$

$$\text{ó } q_e = \frac{CqMD}{86400} \quad (4.7.9)$$

Donde además de lo ya indicado

$q_e$  = es el coeficiente unitario del caudal de aguas servidas en l/s/Has.

Por conveniencia el tipo práctico se utilizará la última fórmula; de principio no se tomará en cuenta el coeficiente de variación por ser este función del número de habitantes servidos. Cuando la población es menor a 1000 hab., los caudales serán calculados de la siguiente manera hasta 130 hab. con los valores de Hunter; que establece los caudales probables de aporte a la red de alcantarillado, por lo menos una vez al día. En la siguiente tabla se anotan dichos caudales expresados en l/s.

Tabla 4.5

Valores de Hunter

Nº de habitantes	Caudal l/s
39	1.8
45	2.0
52	2.1
58	2.3
65	2.4
71	2.6
76	2.7
84	2.8
91	2.9
97	3.0
104	3.2
110	3.3

117	3.4
123	3.5
130	3.6

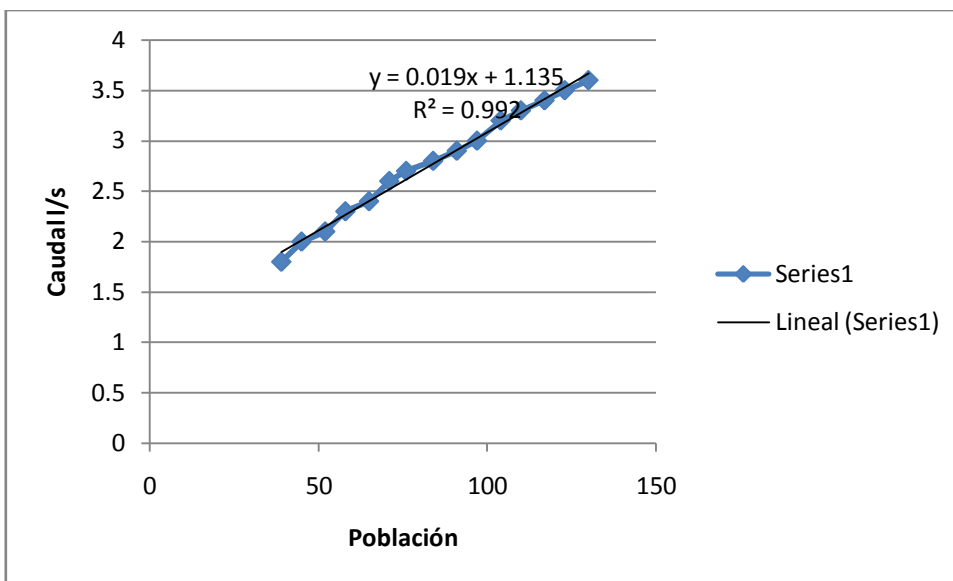


Figura 4.1 Recta de los valores de Hunter

En consideración a que la descarga del tanque de un WC produce un caudal aproximado de 2 l/s (11 litros en 5 segundos), este será el caudal mínimo de cálculo.

Cuando la población esté comprendida entre 130 y 1000 hab., se utilizará la fig. en que variará según la dotación que se asume en el proyecto por ejemplo.

Dotación = 270 l/hab x día

$$P_1 = 130 \text{ hab}$$

$$Q_1 = 3.6 \text{ l/s}$$

$$P_2 = 1000 \text{ hab}$$

$$Q_2 = \frac{C \cdot D \cdot p_2}{86400}$$

$$M = 1 + \frac{14}{4 + P^2} = 1 + \frac{14}{5} = 3.8$$

$$Q_2 = \frac{0.80 \times 270 \times 1000}{86400} \times 3.8 = 9.5$$

Con estos dos puntos podemos determinar la siguiente ecuación que está comprendido entre 130 y 1000 hab.

$$Q = 0.00678160919 p + 2.718390805 \quad (4.7.10)$$

La experiencia brasilera que es recomendable para América Latina y los propósitos de la Norma Boliviana deduce el valor de  $M$  de la multiplicación de los coeficientes  $k_1$  de máximo caudal diario y  $k_2$  de máximo caudal horario estableciendo lo siguiente:

$$Q_{max} = K_1 K_2 Q_m = M Q_m \quad 4.7.11)$$

Donde:  $M = K_1 K_2$

Donde

$K_1$  coeficiente de máximo caudal diario

$K_2$  coeficiente de máximo caudal horario

#### **4.8 Caudal de Infiltración**

No se puede evitar la infiltración de aguas subterráneas principalmente freáticas a través de fisuras en la red de alcantarillado, empalmes mal ejecutados, tapas mal selladas, en las mismas cámaras fisuradas que permiten la infiltración del agua.

Según la Norma Boliviana el coeficiente de infiltración varía según.

- a) La altura del nivel freático sobre el fondeo del colector.
- b) Permeabilidad del suelo y cantidad de precipitación anual
- c) Dimensiones, estado y tipo de alcantarillas y cuidado en las construcciones de cámaras de inspección.

Cuando no existe la previsión de implementación de un sistema pluvial a corto o mediano plazo, es necesario un mayor aporte de aguas pluviales, desde patios interiores debido a las características especiales de la población, para este propósito se adapta un valor de 2 l/s Ha.

La Norma Boliviana propone los siguientes valores para el caudal de infiltración.

Valores de infiltración en tubos  $Q_i$ (l/s/m).

Unión con	Tubo de cemento		Tubo de arcilla		Tubo de arcilla vitrificada		Tubo de PVC	
	cemento	goma	cemento	goma	cemento	goma	Pegamento	goma
N freático bajo	0.0005	0.0002	0.0005	0.0001	0.0002	0.0001	0.0001	0.00005
N freático alto	0.0008	0.0002	0.0007	0.0001	0.0003	0.0001	0.00015	0.0005

#### 4.9. Caudal de Conexiones Erradas

En los caudales de aguas residuales se deben considerar los caudales pluviales provenientes de malas conexiones o conexiones erradas, las cuales determinan fijar un coeficiente de seguridad del 5 – 10 % del caudal máximo previsto de aguas residuales es decir:

$$Q_e = (0.05 - 0.10)Q_{max}$$

Donde:

$Q_e$  : caudal de conexiones erradas

$Q_{max}$  : caudal máximo de aguas residuales

## CAPÍTULO V

### CRITERIOS DE DISEÑO DE REDES DE ALCANTARILLADO SANITARIO

#### 5.1. Generalidades

Las aguas servidas están constituidas por un líquido que contiene aproximadamente el 99.9 % de agua y un 0.1 % de compuestos químicos que se hallan presentes son muchos, que se pueden citar a título ilustrativo: microorganismos, urea, albúminas, proteínas, ácido acético y láctico; bases jabonosas y almidones; aceites: animales, vegetales y minerales; hidrocarburos; gases: sulfhídrico, metano, etc.; sales: bicarbonatos, sulfatos, fosfatos, nitritos, nitratos, etc. La incorporación de sales por el uso del agua en una ciudad puede estimarse en un incremento de 35 – 80 ppm.

A efectos prácticos de la Ingeniería Sanitaria interesa destacar la composición del agua residual considerando el tipo de sustancias incorporadas.

- a) Materia líquida con elementos disueltos
- b) Materia sólida
- c) Materia viva

Por todo lo anterior el peso específico del agua residual ligeramente se incrementa 1001 kg/m<sup>3</sup>. Esta pequeña diferencia, permite aplicar al escurrimiento de aguas residuales, las mismas leyes y principios que presiden el movimiento del agua en conductos libres y forzada.

#### 5.2. Fórmula de Diseño

Para el cálculo hidráulico de las conducciones se parte de las ecuaciones:

$$Q = VA \quad 5.2.1$$

$$V = f(R_h; S_0) \quad 5.2.2$$

Siendo:

$Q$  = caudal m<sup>3</sup>/s

$A$  = sección transversal del flujo (m<sup>2</sup>)

$V$  = velocidad media (m/s)

$R_h$  = radio hidráulico m

$S_0$  = pendiente de la conducción

No obstante que la definición de flujo uniforme y las suposiciones requeridas para desarrollar las ecuaciones fundamentales rara vez y se satisfacen en la práctica, el concepto de flujo uniforme es central para la comprensión y solución en el diseño del alcantarillado sanitario por definición, el flujo uniforme ocurre cuando.

1.- Cuando el tirante, el área hidráulica y la velocidad en cada sección transversal son constantes.

2.- La línea de gradiente de energía, superficie del agua, y el fondo o plantilla del canal, son todos paralelos esto es  $S_f = S_w = S_0$  donde  $S_f$  = pendiente de la línea de energía,  $S_w$  = pendiente de la superficie del agua y  $S_0$  = pendiente del fondo o plantilla del canal.

### 5.2.1. Ecuación de Chezy

La velocidad promedio de un flujo uniforme puede calcularse de manera aproximadamente por diversas ecuaciones semiempíricas de flujo uniforme. Todas estas ecuaciones tienen la forma

$$V = C R^a S^b \quad 5.2.1.1$$

Donde:

$V$  = velocidad promedio

$R$  = radio hidráulico

$S$  = pendiente longitudinal del canal

$C$  = constante de resistencia

$a$  y  $b$  = coeficientes

La ecuación de Chezy puede derivarse a partir de la definición de flujo uniforme con una suposición a cerca de la forma del coeficiente de resistencia del flujo, para poder deducir la ecuación de Chezy nos basamos en la siguiente figura

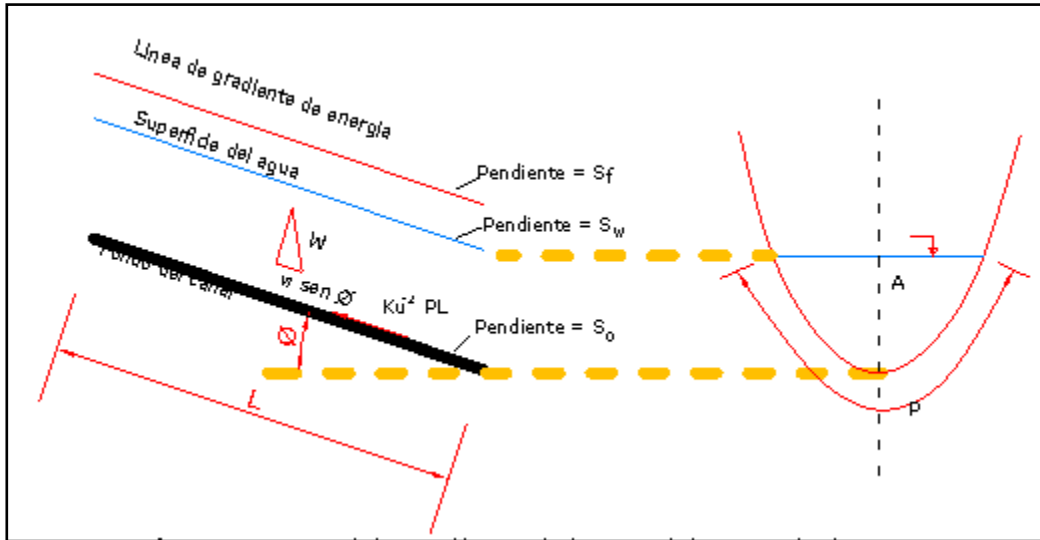


Fig. 5.1 Definición esquemática de las variables para la derivación de la ecuación de Chezi

La fuerza constante del movimiento es

$$F_m = W \sin \theta = \gamma A L \sin \theta \quad 5.2.1.2$$

Donde.

$W$  = peso del fluido dentro del volumen de control

$\gamma$  = peso específico del fluido

$A$  = área hidráulica

$L$  = longitud del volumen de control

$\theta$  = ángulo de la pendiente longitudinal del canal

Si  $\theta$  es pequeño que es generalmente el caso, entonces  $\sin \theta = S_0$  se supone que la fuerza por unidad de área del perímetro del canal resistente al movimiento  $F_R$  es proporcional al cuadrado de la velocidad promedio o

$$F \sim V^2$$

Entonces para un canal de longitud  $L$  con un perímetro mojado  $P$ , la fuerza de resistencia es

$$F_R = L P K V^2 \quad 5.2.1.3$$

Donde  $k$  = constante de proporcionalidad igualando la fuerza causante del movimiento con la fuerza de resistencia del movimiento

$$\gamma ALS_0 = LPkV^2$$

$$V = \left(\frac{\gamma}{k}\right)^{\frac{1}{2}} \sqrt{RS}$$

Donde el subíndice asociado con  $S$  ha sido eliminado por conveniencia se define

$$C = \left(\frac{\gamma}{k}\right)^{\frac{1}{2}}$$

El coeficiente de resistencia  $C$  se conoce como la  $C$  de Chezy y en la práctica se determina por medición o estimación, por lo que la fórmula de Chezy es

$$V = C\sqrt{RS} \tag{5.2.1.4}$$

Donde

$V$  = velocidad media en m/s

$R$  = radio hidráulico m

$S$  = pendiente longitudinal del canal m/m

$C$  = la de  $C$  Chezy  $\frac{m}{s^2}$

### 5.2.2. Fórmula de TADINI

Es una de las fórmulas más antiguas y sencillas propone para los tres parámetros de Chezy los siguientes valores.

$$C = 50 \quad a = b = \frac{1}{2}$$

con lo que

$$V = 50 \sqrt{RS} \quad 5.2.2.1$$

### 5.2.3. Fórmula de BAZIN

Bastante utilizada en Francisco adapta como parámetros de Chezy

$$C = \frac{87\sqrt{R}}{m+\sqrt{R}} \quad a = b = \frac{1}{2}$$

y por tanto

$$V = \frac{87 R \sqrt{S}}{m + \sqrt{R}} \quad 5.2.3.1$$

### 5.2.4. Fórmula de Manning Strickler

Adapta como parámetros de Chezy

$$C = \frac{1}{n} = k_s \quad a = \frac{2}{3} \quad b = \frac{1}{2}$$

y por lo tanto

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} = k_s R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad 5.3.4.1$$

Donde

$V$  = velocidad media

$R$  = radio hidráulico

$S$  = pendiente longitudinal del canal

$m$  = coeficiente de rugosidad de Bazin

$n$  = coeficiente de Manning

$k_s$  = coeficiente de Strickler

La fórmula de Manning y Strickler es de uso más frecuente en Estados Unidos y Bolivia.

### 5.2.5. Fórmula de Ganguillet y Kutter

Fórmula muy empleada antiguamente en Alemania y Estados Unidos de América adoptó como parámetros de Chezy.

$$C = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{S}}{1 + \left(23 + \frac{0.00155}{S}\right) \frac{n}{R}} \quad a = b \frac{1}{2} \quad 5.2.4.1$$

Por tanto

$$V = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{S}}{1 + \left(23 + \frac{0.00155}{S}\right) \frac{n}{R}} \cdot \sqrt{R S} \quad 5.2.4.2$$

Donde

$V$  = velocidad media m/s

$n$  = coeficiente de Ganguillet - Kutter

$S$  = pendiente hidráulica en m/m

$R$  = radio hidráulico m

El coeficiente  $n$  de Ganguillet – Kutter depende, exclusivamente de las paredes de la conducción. Sus valores coinciden con los del coeficiente de Manning.

Para la utilización de la ecuación de Manning en el cálculo de la red de alcantarillado sanitario, es necesaria tener la ecuación de área mojado, perímetro mojado: ángulo central con  $T$ , por consiguiente calculamos:

- a) Área mojada, perímetro mojado y ángulo central.

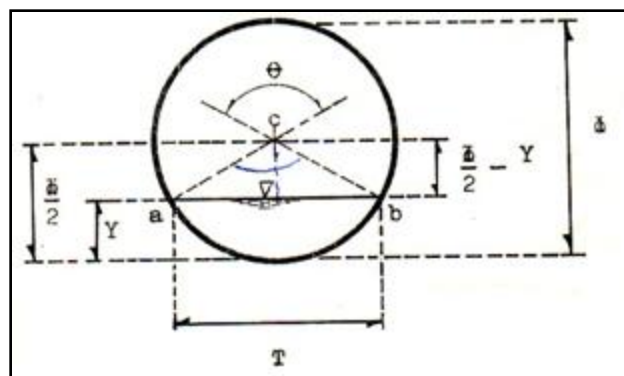


Fig. 5.2 Sección circular

donde

$\theta$  = ángulo central con T

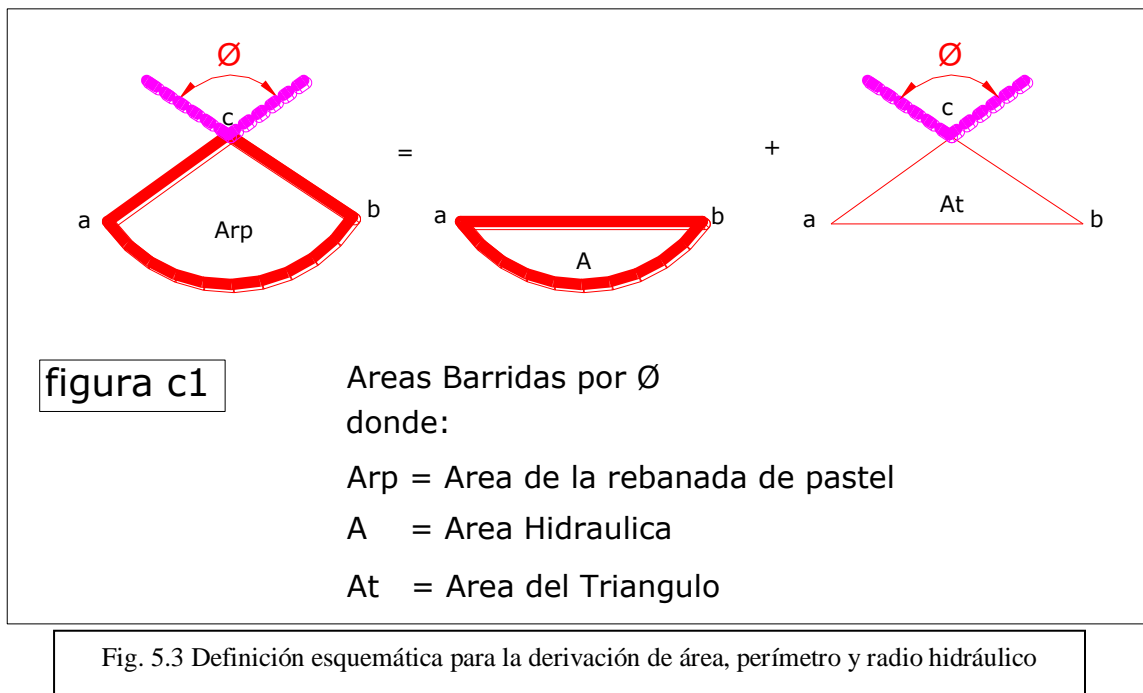
$d$  = diámetro

$\frac{d}{2}$  = radio

$y$  = tangente de agua

T = espejo de agua

Para deducir las fórmulas correspondientes el área mojada se divide en la siguiente forma



Donde

$A_{rp}$  = área de la rebanada de pastel

$A$  = área hidráulica

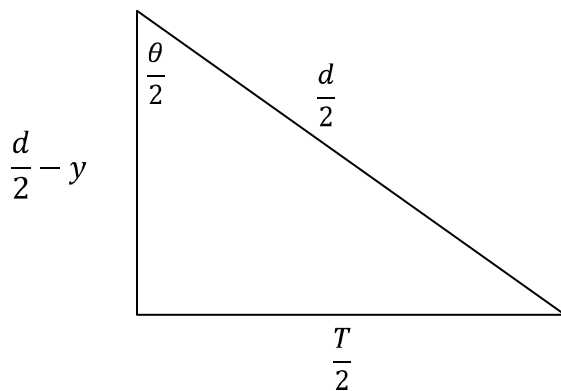
$A_t$  = área de triángulo

Deducción de  $A_{rp}$ , partiendo de la relación proporcional área - ángulo

$$\frac{\pi d^2}{360^\circ} = \frac{A_{rp}}{\theta}$$

$$A_{rp} = \frac{\pi d^2 \theta}{4(360^\circ)} = \frac{\pi d^2 \theta}{1440^\circ}$$

Deducción de  $A_T$



$$\text{sen} \frac{\theta}{2} = \frac{\frac{T}{2}}{\frac{d}{2}} = \frac{T}{d}$$

De donde  $T = d \text{ sen} \left( \frac{\theta}{2} \right)$

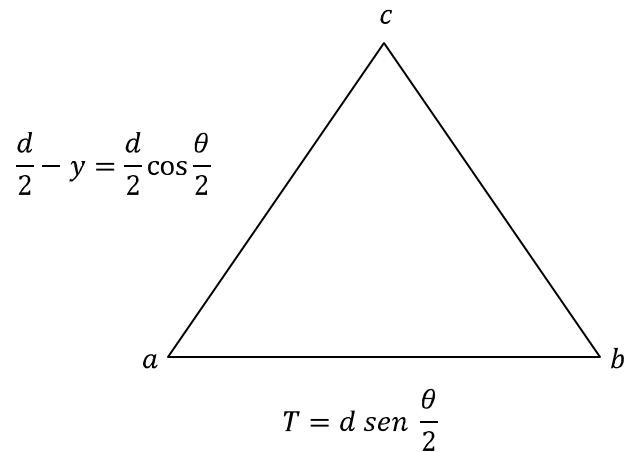
Por otra parte

$$\text{cos} \frac{\theta}{2} = \frac{\frac{d}{2} - y}{\frac{d}{2}} = \frac{d - 2y}{d}$$

$d \text{ cos} \frac{\theta}{2} = d - 2y$  dividiendo ambos miembros entre 2

$$\frac{d}{2} \text{ cos} \frac{\theta}{2} = \frac{d}{2} - y$$

Sustituyendo en el triángulo



Finalmente aplicando que el área del triángulo es igual a la base \* altura dividido entre 2

$$A_T = \frac{1}{2} d \operatorname{sen} \frac{\theta}{2} \times \frac{d}{2} \cos \frac{\theta}{2}$$

$$A_T = \frac{d^2}{4} \operatorname{sen} \frac{\theta}{2} \cos \frac{\theta}{2}$$

Sabiendo que

$$\operatorname{sen} A \cos B = \frac{1}{2} \operatorname{sen}(A - B) + \operatorname{sen}(A + B) = \frac{1}{2} \operatorname{sen} \theta$$

$$\operatorname{sen} \frac{\theta}{2} \cos \frac{\theta}{2} = \frac{1}{2} \operatorname{sen} \theta$$

Por lo tanto

$$A_T = \frac{d^2}{4} \times \frac{1}{2} \operatorname{sen} \theta = \frac{d^2}{8} \operatorname{sen} \theta$$

Deducción de A

$$A = A_{rp} - A_T$$

De donde

$$A = \frac{\pi d^2 \theta}{1440} - \frac{d^2}{8} \operatorname{sen} \theta$$

$$A = \frac{d^2}{8} \left( \frac{\pi \theta}{180} - \operatorname{sen} \theta \right)$$

Pero

$$360 = 2 \pi$$

$$\theta^\circ = \theta r$$

$$\theta r = \frac{2\pi \times \theta^\circ}{360} = \frac{\pi \times \theta^\circ}{180}$$

Por lo tanto

$$A = \frac{d^2}{8} (\theta r - \operatorname{sen} \theta) \quad 5.2.4.3$$

Para deducir el perímetro mojado partimos de la siguiente igualdad.

$$\frac{\pi d}{360^\circ} = \frac{P}{\theta}$$

$$P = \frac{\pi d \theta}{360} = \frac{\pi d \theta}{2 \times 180} = \frac{d \theta r}{2}$$

$$P = \frac{d \theta r}{2} \quad 5.2.4.4$$

Para deducir el ángulo central se parte de la siguiente igualdad

$$\cos \frac{\theta}{2} = \frac{\frac{d}{2} - y}{\frac{d}{2}} = \frac{d - 2y}{d}$$

De donde

$$\theta = 2 \arccos \left[ \frac{d-2y}{d} \right] \quad 5.2.4.5$$

Cálculo del radio hidráulico

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

$$R = \frac{\frac{d^2}{8} [\theta r - \text{sen } \theta]}{\frac{d}{2} \theta r} = \frac{d}{4} [\theta r - \text{sen } \theta] \frac{1}{\theta r}$$

$$R = \frac{d}{4} \left[ 1 - \frac{\text{sen } \theta}{\theta r} \right] \quad 5.2.4.5$$

Cálculo de la velocidad parcialmente llena

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

$$V = \frac{S^{\frac{1}{2}}}{n} \left[ \left( 1 - \frac{\text{sen } \theta}{\theta r} \right) \frac{d}{4} \right]^{\frac{2}{3}}$$

$$V = 0.397 \frac{d^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}}{n} \left( 1 - \frac{\text{sen } \theta}{\theta r} \right)^{\frac{2}{3}} \quad 5.2.4.6$$

Cálculo del caudal parcialmente lleno

$$Q = VA$$

$$Q = 0.396850266 \frac{d^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}}{n} \left( \frac{\theta r - \text{sen } \theta}{\theta r} \right)^{\frac{2}{3}} \frac{d^2}{8} (\theta r - \text{sen } \theta)$$

$$Q = \frac{S^{\frac{1}{2}} d^{\frac{8}{3}} (\theta r - \text{sen}\theta)^{\frac{5}{3}}}{n \cdot 20.158736 \theta r^{\frac{2}{3}}} \quad 5.2.4.7$$

### Cálculo de la velocidad a tubo lleno

$$V = \frac{S^{\frac{1}{2}}}{n} (R_h)^{\frac{2}{3}}$$

Para  $R_h = \frac{D}{4}$

$$V = \frac{S^{\frac{1}{2}}}{n} \left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$V = 0,397 \frac{S^{\frac{1}{2}}}{n} D^{\frac{2}{3}} \quad 5.2.4.8$$

### Cálculo de caudal a tubo lleno

$$Q = VA$$

$$Q = \frac{\pi}{4} D^2 S^{\frac{1}{2}} \left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$Q = 0.312 \frac{S^{\frac{1}{2}}}{n} D^{\frac{8}{3}} \quad 5.2.4.9$$

### 5.3. Criterio de Diseño

Las tuberías del sistema de alcantarillado sanitario deberán cumplir condiciones de autolimpieza para limitar sedimentaciones de arena.

La eliminación continua de sedimentos de los colectores es costosa y, en caso de falta de mantenimiento, se pueden generar problemas de obstrucción y taponamiento. Por lo tanto es aconsejable utilizar siempre pendientes que en todos los casos den lugar a velocidades

de autolimpieza en condiciones críticas de flujo, incluso cuando el incremento de costos de construcción de pendientes más pronunciadas suponga costos fijos mayores que el costo adicional de mantenimiento de los colectores. Si se hubiese construido con pendientes más pequeñas.

Los sistemas de alcantarillado sanitario pueden ser diseñados bajo dos criterios importantes:

- Criterio de velocidad
- Criterio de la tensión tractiva

### **5.3.1 Criterio de la Velocidad para el Cálculo**

En el cálculo de los colectores de desagüe existen tres límites a considerar. La velocidad mínima para evitar las sedimentaciones, la velocidad máxima para reducir la erosión en las tuberías y la velocidad crítica para impedir la formación de mezclas de aire y líquidos

#### **5.3.1.1 Velocidad Mínima**

La velocidad mínima del fluido en las alcantarillas debe ser de 0,6 m/s a tubo lleno. Se ha establecido que la velocidad cerca del fondo del conducto es más importante a efectos de la capacidad transportadora del agua que fluye, se ha podido comprobar que una velocidad media de 0,3 m/s es suficiente para evitar un depósito importante de sólidos.

#### **5.3.1.2 Velocidad Máxima**

La velocidad máxima se limita para reducir el daño por abración en las alcantarillas, que debe ser de 5 m/s como máximo. Cuando la alcantarilla alcanza esta velocidad, es importante verificar la velocidad crítica.

#### **5.3.1.3 Velocidad Crítica**

La expresión que define la velocidad crítica es la siguiente:

$$V_c = 6\sqrt{gR_h} \quad 5.3.1.1$$

Donde:

$V_c$ : Velocidad crítica

$g$ : Aceleración de la gravedad

$R_h$ : Ractio hidráulico

La norma Boliviana indica que cuando la velocidad a tubo lleno alcanza los 5 m/s y se comprueba que es mayor que la  $V_c$  podría provocar la ocurrencia de un resalto hidráulico en las aguas residuales. Como esa mezcla aire – líquido tiene un volumen superior al del líquido libre de aire, en la sección de escurrimiento, el tirante no deberá ser superior a 0.5 del diámetro. ( $Y < 0,5 D$ ) para interceptor y emisor y 0.75 del diámetro ( $Y < 0,75 D$ ) para colectores primarios y secundarios, por lo tanto podemos indicar lo siguiente:

Si el agua residual fluye por las alcantarillas a baja velocidad, durante periodos prolongados de tiempo, se producirá una precipitación de los sólidos de estas. Al diseñar una alcantarilla, debería despreocuparse que haya velocidad suficiente durante bastantes horas del día, de manera que los sólidos depositados en un periodo de bajas velocidades, sean arrastradas. En tal sentido, se recomienda con las velocidades mínimas que:

- Cuando la circulación del flujo se produzca a sección llena y parcialmente llena, se debe proyectar alcantarillas con pendientes tales que aseguren una velocidad mínima de 0,6 m/s.
- Cuando el tirante de circulación sea inferior a la mitad de la altura de la alcantarilla  $Y < 0,5 D$  y la velocidad sea menor a 0,60 m/s en estos casos deberá comprobarse el cumplimiento de la fuerza tractiva mínima  $\tau = 0,10 \frac{kg}{m^2}$  tal y como se había apuntado anteriormente.
- Cuando el tirante sea mayor a la altura de la alcantarilla  $Y > 0,5 D$  y la velocidad supere los 0,6 m/s, se deberá comprobar que la velocidad no sea superior a 5 m/s.

### 5.3.2. Criterio de la Tensión Tractiva

Recordando que para flujo uniforme, en el acápite anterior, la fuerza tractiva debe aproximarse a la fuerza gravitacional efectiva que actúa sobre el agua dentro del volumen de control y paralela al fondo del canal.

$$F_T = \gamma ALS \quad 5.3.2.1$$

Donde

$A$  = área transversal del canal

$L$  = longitud del volumen de control

$S$  = pendiente del canal

La fuerza tractiva unitaria

$$\tau_0 = \frac{F_T}{A} \quad 5.3.2.2$$

$$\tau_0 = \frac{\gamma ALS}{PL} = \gamma RS$$

$$\tau_0 = \gamma RS \quad 5.3.2.3$$

Donde

$\tau_0$  = valor medio de la fuerza tractiva

$\gamma$  = peso específico del agua  $\frac{N}{m^3}$

La fuerza tractiva ó tensión de arrastre ( $\tau$ ) es el esfuerzo tangencial unitario ejercido por el líquido sobre el colector y en consecuencia sobre el material depositado.

La tendencia de los sólidos a sedimentarse cuando se encuentran formando parte de un medio sólido líquido, que presenta dos o más clases de materiales (y que conservan en el sistema sus características propias) es compensado por la acción de otros efectos que se hacen presentes sobre un cuerpo, destacándose, entre estos últimos, el empuje del líquido sobre el sólido, el arrastre hidrodinámico y la turbulencia, factores que fundamentalmente proporcionan al flujo su capacidad de arrastre.

### 5.3.2.1. Tensión Tractiva Mínima

La tensión tractiva mínima para el cálculo de la pendiente es:

$$\tau_0 = 1P_a$$

En los tramos iniciales, la verificación de la tensión tractiva mínima no podrá ser inferior a  $0.60P_a$

#### 5.4.- Pendiente Mínima

La pendiente del colector será calculada con el criterio de la tensión tractiva, según la siguiente expresión.

Pendiente para tubería sección llena.

$$S = \frac{\tau}{\gamma R} = \frac{4\tau}{\gamma d} \quad 5.4.1$$

Pendiente para tubería parcialmente llena

$$S = \frac{\tau}{\frac{d}{4}\gamma\left(1 - \frac{\text{sen } \theta}{\theta r}\right)} \quad 5.4.2$$

La pendiente del colector será determinada para garantizar la conducción de autolimpieza desde la etapa de inicio del proyecto de acuerdo con la siguiente relación de caudales.

$$\frac{Q_{mi}}{Q_{ul}} = 0.10 \text{ a } 0.015 \text{ (10\% a 15\%)} \quad 5.4.3$$

Donde

$Q_{mi}$  = caudal de aporte medio diario en la etapa inicial (sección parcialmente llena)

$Q_{ul}$  = capacidad de tubería para conducir el caudal de diseño ( $Q_d$ ) sección llena.

##### 5.4.1. Pendiente mínima admisible

La pendiente mínima admisible será determinada para las conducciones de flujo, establecidas con la fuerza tractiva es decir que la fuerza tractiva mínima  $\tau \geq 1P_a$  es decir que los cálculos de los tramos de alcantarillas debe verificarse que cumpla la anterior

desigualdad ya que ese valor se considera suficiente para transportar el 90 % del material granular que se estima que entra al sistema de alcantarillado.

#### **5.4.2. Altura de la lámina de agua**

Hay varios criterios en cuanto a la altura mínima de la lámina de agua en conductos de alcantarillado, en general se indican valores entre 0.02 – 0.05 m.

Sin embargo algunos autores sugieren los siguientes datos:

Para colectores	$\frac{1}{2}$ del diámetro
Para interceptores	$\frac{2}{3}$ del diámetro
Para emisor	$\frac{3}{4}$ de diámetro

#### **5.4.3. Profundidad mínima y profundidad más conveniente**

Esta profundidad, prescindiendo de las consideraciones sobre cargas mínimas de tierra sobre los tubos, ha de ser suficiente para permitir el desagüe de las aguas residuales, dentro de los límites establecidos por las ordenanzas municipales (línea y nivel de lotes) cuando no hay sótanos, la profundidad es la menor posible, y viene limitada por la cota de recubrimiento o protección de las alcantarillas contra las cargas del tráfico.

En este diseño de la comunidad de Coimata se debe diseñar con el método convencional y el método condominial, por lo tanto presentaremos las profundidades mínimas y más convenientes.

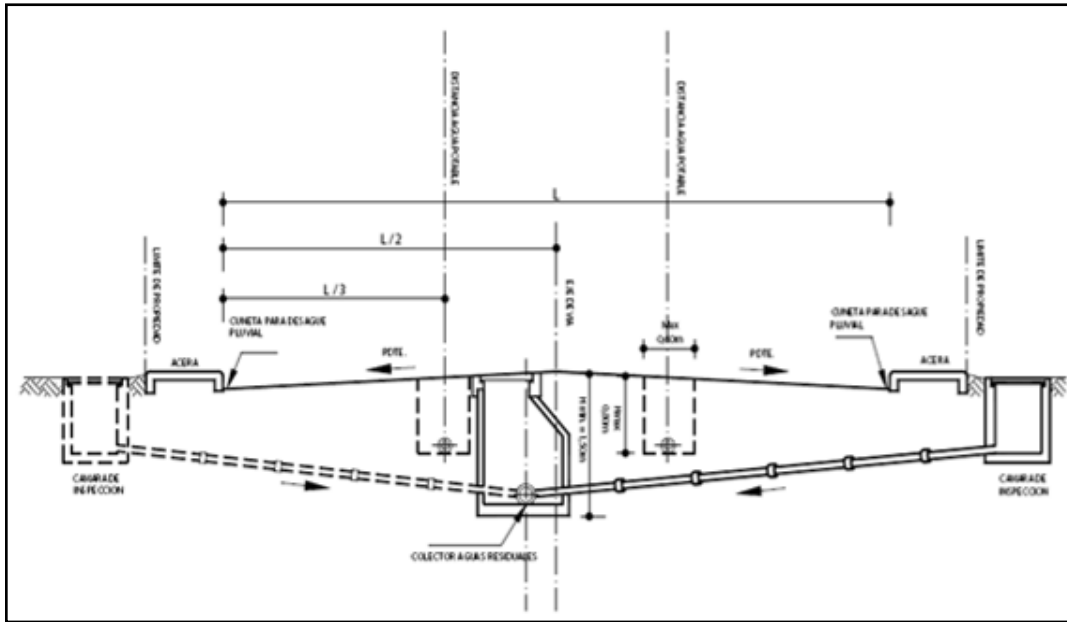


Fig. 5.4 Profundidad mínima y profundidad más conveniente

$H$  = profundidad de la tubería

$h$  = profundidad, con relación al nivel de la calle, con la cometida casera.

$D$  = diámetro de la alcantarilla

$L$  = distancia la vivienda al eje de la calle

Por lo tanto se tiene

$$H = 0.50 + 0.02 \times 20 + 0.15$$

$$H = 1.05 \text{ m convencional}$$

Autores indican que cuando no existe sótanos puede adoptarse como profundidad mínima

$$H = 1.20 \text{ m.}$$

Para el método condominial

$$H = 0.50 + 0.02 \times 3 + 0.10$$

$$H = 0.65 \text{ m condominial}$$

### 5.5. Coeficiente de rugosidad

La norma Boliviana toma un valor de la rugosidad de Manning  $\eta = 0.013$  para cualquier tipo de material. Al recordar este valor en la literatura, se tiene en cuenta que el número de conexiones con las viviendas, pozos de registro y otras instalaciones complementarias que perturben el flujo, hacen que este valor permanezca invariable independientemente del tipo de material del conducto.

### 5.6. Pendiente de colectores

De acuerdo con las características topográficas de la zona del proyecto, los colectores deben ser dimensionados con la pendiente natural del terreno.

Sin embargo, las pendientes no será inferiores a lo mínimo admisible para permitir la autolimpieza desde el inicio de funcionamiento del sistema cuando se presentan canales de aportes bajos y condiciones de flujo crítico se presenta en el siguiente cuadro la pendiente mínima para colectores de alcantarillado sanitario.

**Tabla 6.1**

Pendiente mínima en colectores de alcantarillado sanitario $\frac{Q_{ni}}{Q_u} = 0.15$			
Diámetro m	Pendiente mínima $S_{mi}$ (miles) %	Sección llena	
		Velocidad m/s	Caudal l/s
0.10	6.68	0.54	4.22
0.15	4.46	0.58	10.17
0.20	3.34	0.60	18.96
0.25	2.67	0.63	30.75
0.30	2.23	0.65	45.65
0.35	1.91	0.66	63.75
0.40	1.67	0.68	85.13
0.45	1.49	0.69	109.88
0.50	1.34	0.70	138.06

Las pendientes fueron obtenidas para los siguientes valores.

$$T_{mi} = 1 Pa \quad \rho = 1000 \text{ kg/m}^3 \quad g = 9.81 \text{ m/s}^2 \quad \eta = 0.013$$

### 5.6.1. Caída en cámaras

La norma Boliviana indica “Para desniveles superiores a 0.75 serán instaladas tuberías de caída que unen el colector con el fondo de la cámara mediante un codo de 90°.

El colector debe ser prolongado a la pared de la cámara de inspección, después de ejecutada la caída de forma de permitir la existencia de una ventana para un taponamiento eventual.

Dentro de las cámaras, entre la llegada del conector a la cámara y la salida del colector de la cámara algunos autores consideran las siguientes caídas:

- Si la pendiente es menor o igual a 0.6 % se toma una caída de cota en la cámara de 1 cm.
- Si es mayor al 0.6 % y menor o igual a 1.5 % la caída es de 2 cm.
- Si es mayor que 1.5 % la caída será la que establezca su pendiente.

Para este proyecto se asume 2 cm de caída entre colector de entrada y colector de salida.

## **Capítulo VI**

### **DISEÑO GEOMÉTRICO E HIDRÁULICO DE REDES**

#### **6.1 Red Pública**

La red pública es el conjunto de tuberías que reciben las aguas residuales de ramales convencionales, condominiales o conexiones domiciliarias.

Para el trazado de las redes públicas, el proyectista deberá disponer de:

- Un plano del área del proyecto urbanizada a escala 1:1000 a 1:2000, resultado del levantamiento topográfico, con curvas de nivel cada metro y el detalle de manzanos, calles, avenidas, canales, cursos naturales de agua, puentes vehiculares, peatonales, cámaras del sistema de alcantarillado existente, posibles puntos de bombeo, tratamiento y descarga de las aguas residuales.
- Cotas del nivel del terreno en todas las intersecciones de calle (cruce) y puntos de interés, debidamente referenciados.

El trazado de las redes públicas se realizará a partir de los puntos de cota más elevada (arranque) hacia el punto de cota más baja (descarga) y siguiendo el drenaje natural del terreno. El proyectista deberá analizar las alternativas de trazado para obtener la menor extensión de red y conectar todos los manzanos.

La red pública puede ser ubicada en el centro de calle o avenida. Sin embargo, de preferencia será ubicada en las áreas más protegidas del tránsito vehicular, utilizando siempre que sea posible las aceras, los parques y los jardines existentes.

La información sobre cada tramo será incorporada en la planilla de cálculo hidráulico (ver modelo en el ejemplo de cálculo), con la siguiente información básica:

- Número de cámara inicial
- Número de cámara final
- Número de tramo
- Cota de terreno inicial.

- Cota de terreno final.
- Longitud.

## 6.2 Diseño de un Ramal Convencional

En base a datos anteriormente asumidos y calculados es decir, periodo de diseño, caudales máximos, caudal de infiltración, caudal de conexiones erradas, levantamiento topográfico, y utilizando también las fórmulas de hidráulica de canales, en la siguiente planilla de cálculo, con los siguientes parámetros:

**Tabla 6.1 Parámetros de diseño**

Nº	Parámetros de diseño	Unidad	Valor
1	Periodo de diseño	Año	30
2	Población actual	Hab.	350
3	Población futura	Hab.	550
4	Tasa de crecimiento de población	%	1,5
5	Área de tratamiento actual del barrio	Ha	16,9
6	Área futura total del barrio	Ha	31
7	Densidad actual	Hab./Ha	20
8	Densidad futura	Hab./ha	20
9	Número de conexiones de agua	Nº	62
10	Dotación actual con servicio de agua 1/hab./día	1/hab./día	200
11	Dotación futura con servicio de agua	1/hab./día	270
12	Coeficiente de retorno	%	80
13	Coeficiente de punta	factor	2,25
14	Coeficiente de conexiones erradas	%	10
15	Coeficiente de infiltración	l/s/m	0,00015
16	Longitud total red alcantarillado	m	9408
17	Material de la tubería	PVC	SDR 35 y 41

La planilla de cálculo, que se presenta en la tabla 6.1 se describe a continuación.

**Columna 1 y 4 Numeración del colector.**

En estas columnas se anotan los números de las cámaras iniciales y final, de cada tramo respectivamente.

**Columna 2 y 5 Cota Terreno.**

En estas columnas se anotan las cotas terreno inicial y final, de cada tramo respectivamente, se obtienen del plan topográfico.

**Columna 3 y 6 Cota Radie.**

En estas columnas se anotan las cotas radie, inicial y final que difunden de la profundidad asumida en el arranque y de la pendiente calculada.

**Columna 7 área propia.**

Corresponde al área aferente a cada colector de acuerdo con el plano.

**Columna 8 Área acumulada.**

Es la suma de las áreas acumuladas que corresponden a los colectores que preceden al tramo que se anota.

**Columna 9 Densidad.**

Es el valor calculado por la población futura calculada entre el área total a servir

**Columna 10 Población parcial.**

Es el producto de (7)\*(9)

**Columna 11 Población Acumulada.**

Es el producto de (8)\*(9)

**Columna 12 y 13 coeficiente de punta.**

Son los coeficientes de máxima horaria y máxima diaria asumido según la norma boliviana.

**Columna 14 Caudal medio (l/s).**

El calculo del caudal medio se obtiene multiplicando la columna 11 por la dotación y el coeficiente de recuperación.

$$Q_m = \frac{C * Dotación}{86400} * [11]$$

**Columna 15 longitud de cada colector en metros.****Columna 16 longitud acumulada.**

Es la suma de las longitudes acumuladas que corresponden a los colectores que preceden al tramo que se anota.

**Columna 17 Caudal máximo.**

$$[12] * [13] * [14]$$

**Columna 18 Caudal de infiltración.**

Es el resultado de multiplicar la columna 16 por el coeficiente de infiltración es decir para este caso 0.00015 (l/s/m).

**Columna 19 caudal de Conexiones Erradas.**

Este caudal debe ser considerado como porcentaje del caudal máximo, para este caso se adopta 10 % es decir.

$$[17] * 0.1$$

**Columna 20 Caudal Acumulado.**

Corresponde a la suma (17) + [18] + [19].

**Columna 21 Caudal de diseño.**

La Norma Boliviana Nb688 indica que el caudal mínimo de diseño es 2 (l/s). Por lo tanto se toma como caudal de diseño al caudal acumulado, si este es mayor o igual a 2 (l/s).

**Columna 22 Pendiente del colector (m/m).**

La pendiente será calculada de la diferencia de cotas radier inicial y final, dividido entre la longitud del colector.

$$\frac{[3] - [6]}{[15]}$$

**Columna 23 Diámetro de la tubería en (mm).**

Debe adoptarse valores de diámetros comerciales, tomando en cuenta las recomendaciones de la Norma Boliviana.

**Columna 24 Radio Hidráulico a tubo lleno (en metros).**

$$[24] = \frac{[23]}{4 * 1000}$$

**Columna 25 Caudal a tubo lleno.**

$$Q = \frac{0.312}{n} * \left[ \frac{[23]}{1000} \right]^{8/3} * \left[ \frac{[22]}{100} \right]^{1/2}$$

**Columna 26 Velocidad a tubo lleno.**

$$V = \frac{1}{n} * [24]^{2/3} * \left[ \frac{[22]}{100} \right]^{1/2}$$

Se debe verificar que el valor de esta columna no sea menor a 0,6 m/s.

**Columna 27 Relación entre el caudal y el caudal a tubo lleno, obtenido de la tabla 6,2 o la fig. 6.1**

**Columna 28 Relación entre la velocidad real y la velocidad a tubo lleno, obtenida de la tabla 6.2 o la fig. 6.1**

**Columna 29 Relación entre la lamina de agua y el diámetro de tubería, obtenida de la tabla 6.2 o la fig. 6.1.**

**Columna 30 Relación entre el radio hidráulico real y el radio hidráulico a tubo lleno.**  
Encontrado en la tabla 6.2 o la fig. 6.1.

**Columna 31 velocidad real en m/s.**

$$[26] * [28]$$

**Columna 32 Tirante de escurrimiento en milímetros.**

$$[23] * [29]$$

**Columna 33 Radio hidráulico real en (m).**

$$[24] * [30]$$

**Columna 34 Velocidad crítica.**

Es posible identificar el tipo de flujo en la tubería comparando este valor con la velocidad real este análisis es importante para realizar el control del tirante de escurrimiento.

Si la columna 31 < columna 34 el escurrimiento es sub crítico.

Si la columna 31 > columna 34 el escurrimiento es súper crítico.

En el caso de que el flujo sea sub crítico se debe cumplir las condiciones de tirante mínimo.

En el caso de que el flujo sea super crítico se debe cumplir las condiciones de tirante máximo.

**Columna 35 Fuerza Tractiva.**

Es el resultado de la multiplicación del peso específico del agua por el radio hidráulico real y la pendiente.

$$[35] = \gamma[33] * \frac{22}{100}$$

Se debe asegurar que la columna 35 cumpla con la fuerza tractiva mínima.

Ver la planilla de diseño presentada a continuación.

**Tabla 6.2 Relaciones hidráulicas**

RELACION	q/Q	0,00	0,01	0,02	0,02	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
v/V	0,0	0,000	0,326	0,398	0,448	0,488	0,522	0,551	0,576	0,599	0,620
d/D		0,000	0,072	0,099	0,119	0,137	0,152	0,167	1,790	0,191	0,203
rh/Rh		0,000	0,186	0,251	0,300	0,341	0,337	0,409	0,437	0,464	0,488
v/V	0,1	0,641	0,658	0,675	0,690	0,705	0,720	0,733	0,746	0,757	0,770
d/D		0,215	0,224	0,234	0,244	0,253	0,262	0,271	0,279	0,287	0,295
rh/Rh		0,513	0,533	0,555	0,573	0,592	0,611	0,627	0,644	0,659	0,675
v/V	0,2	0,781	0,792	0,802	0,813	0,822	0,831	0,840	0,849	0,858	0,866
d/D		0,303	0,311	0,319	0,326	0,334	0,341	0,348	0,355	0,362	0,369
rh/Rh		0,690	0,704	0,718	0,732	0,745	0,758	0,770	0,783	0,794	0,806
v/V	0,3	0,874	0,882	0,890	0,897	0,904	0,911	0,918	0,925	0,932	0,938
d/D		0,376	0,382	0,389	0,395	0,402	0,408	0,415	0,421	0,428	0,434
rh/Rh		0,817	0,828	0,839	0,850	0,860	0,870	0,880	0,880	0,900	0,908
v/V	0,4	0,944	0,950	0,956	0,962	0,968	0,974	0,979	0,985	0,990	0,995
d/D		0,440	0,446	0,452	0,458	0,464	0,470	0,476	0,482	0,488	0,494
rh/Rh		0,918	0,927	0,935	0,943	0,952	0,961	0,969	0,977	0,985	0,992
v/V	0,5	1,000	1,005	1,010	1,015	1,019	1,024	1,028	1,033	1,037	1,041
d/D		0,500	0,506	0,512	0,518	0,523	0,529	0,535	0,541	0,547	0,552
rh/Rh		1,000	1,007	1,015	1,022	1,029	1,036	1,043	1,049	1,056	1,062
v/V	0,6	1,045	1,049	1,053	1,057	1,061	1,065	1,068	1,072	1,075	1,079
d/D		0,558	0,564	0,570	0,576	0,581	0,587	0,593	0,599	0,605	0,611
rh/Rh		1,068	1,075	1,081	1,087	1,093	1,098	1,104	1,110	1,115	1,120
v/V	0,7	1,082	1,085	1,088	1,092	1,095	1,097	1,100	1,103	1,106	1,108
d/D		0,616	0,622	0,628	0,634	0,640	0,646	0,652	0,658	0,664	0,670
rh/Rh		1,125	1,131	1,135	1,140	1,145	1,150	1,154	1,159	1,163	1,167
v/V	0,8	1,111	1,113	1,116	1,118	1,120	1,123	1,125	1,126	1,128	1,130
d/D		0,677	0,683	0,689	0,695	0,702	0,708	0,715	0,721	0,728	0,735
rh/Rh		1,171	1,175	1,179	1,182	1,186	1,189	1,193	1,196	1,199	1,201
v/V	0,9	1,132	1,133	1,135	1,136	1,137	1,138	1,139	1,139	1,140	1,140
d/D		0,742	0,749	0,756	0,763	0,771	0,778	0,786	0,794	0,802	0,811
rh/Rh		1,204	1,206	1,209	1,211	1,212	1,214	1,215	1,216	1,217	1,217

### **6.3 Ramal Condominial**

El ramal condominial es la tubería que recolecta aguas residuales de un conjunto de edificaciones con descarga a la red pública en un punto.

Según el drenaje natural del terreno, el proyectista definirá la ubicación más probable del ramal condominial que atenderá cada manzano, conectando todas las edificaciones hasta un punto de la red pública.

Según la topografía y el trazado urbano un manzano podrá tener más de un ramal condominial.

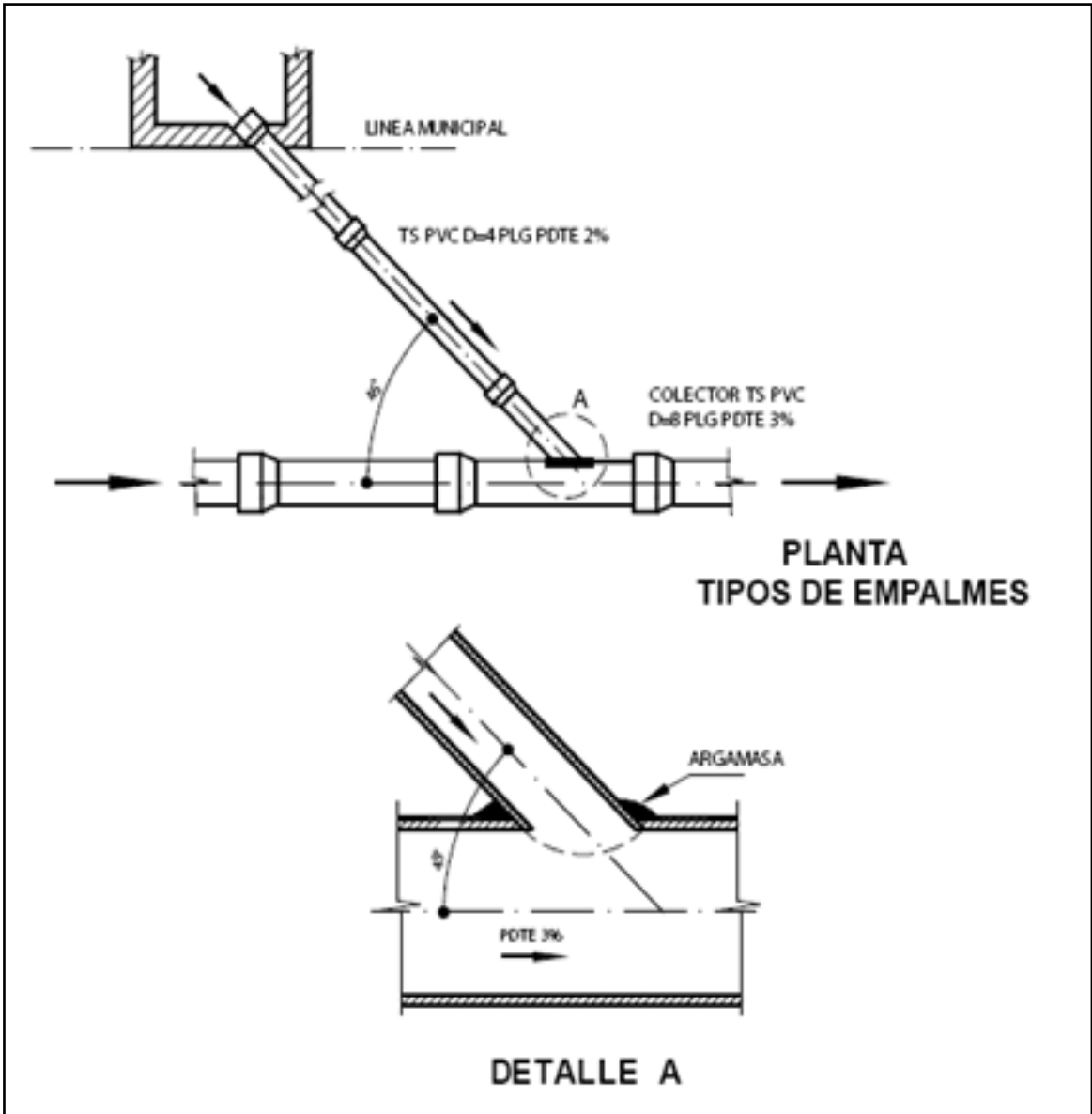
La información de cada ramal será incorporada en una tabla, con la siguiente información básica:

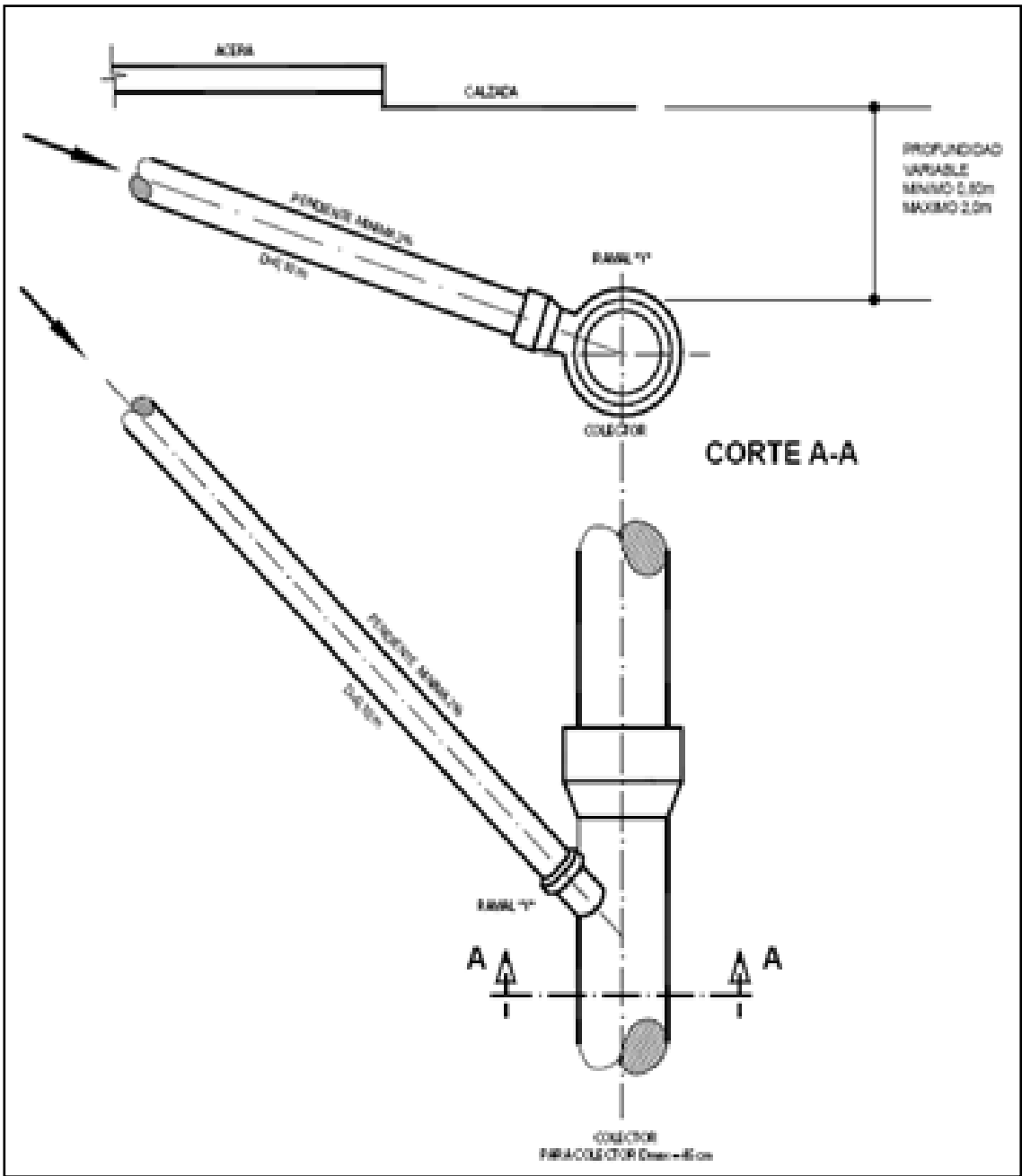
- Número de manzano
- Número de ramales
- Longitud prevista para cada ramal
- Número de conexiones en cada ramal.
- Número de habitantes atendidos por ramal.
- Número y tipo de cámaras de inspección.

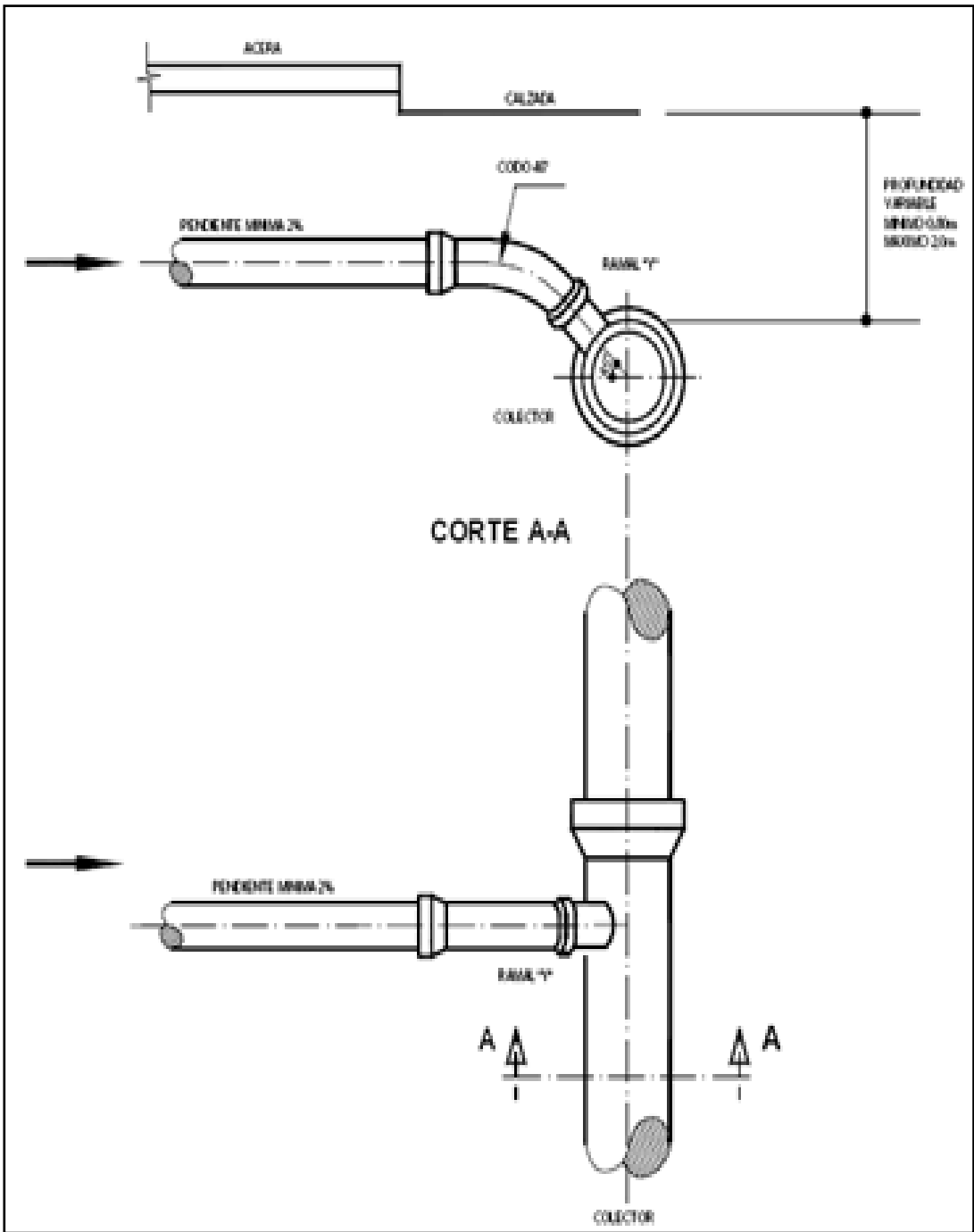
El diseño por el método convencional es el mismo que se realiza en el método convencional. Ver planilla de cálculo que se presenta continuación.

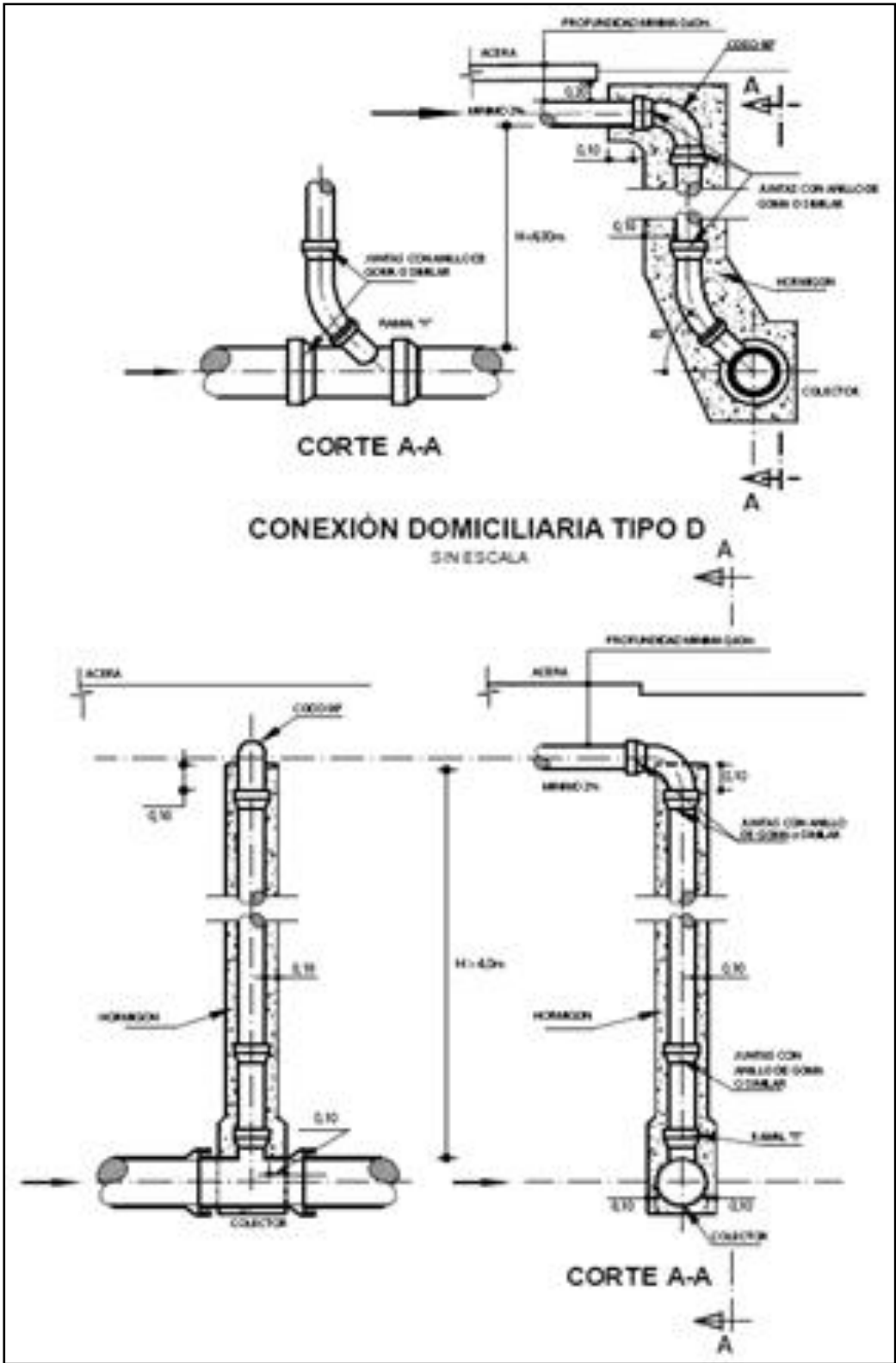
### **6.4 Conexiones en Ramal Convencional**

En las siguientes figuras se presentan algunas conexiones domiciliarias que se pueden realizar cuando se diseña la red de alcantarillado sanitario por el método convencional.



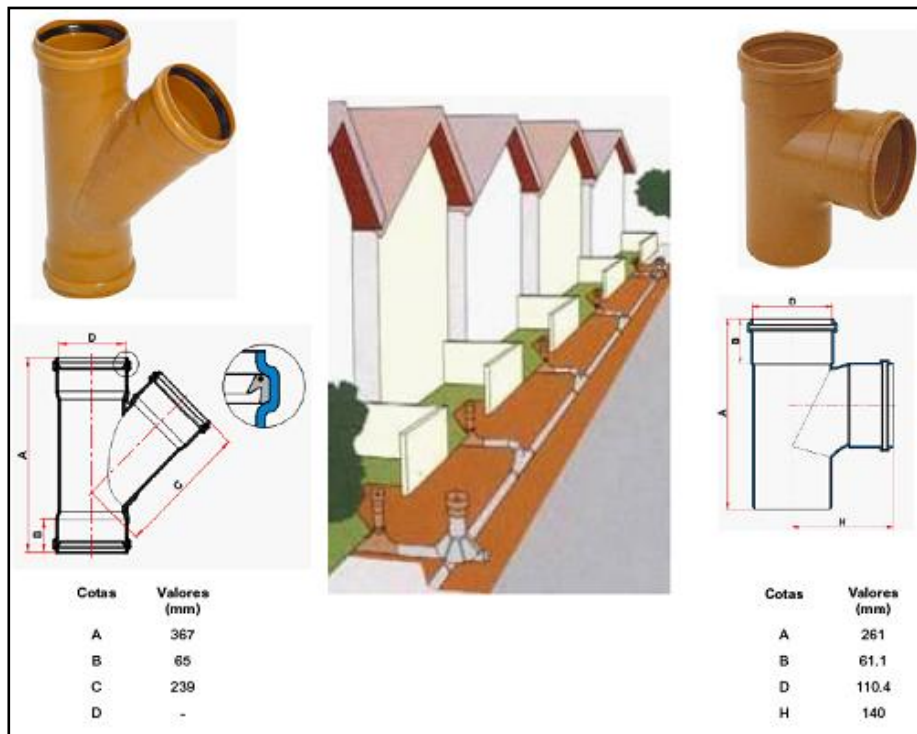
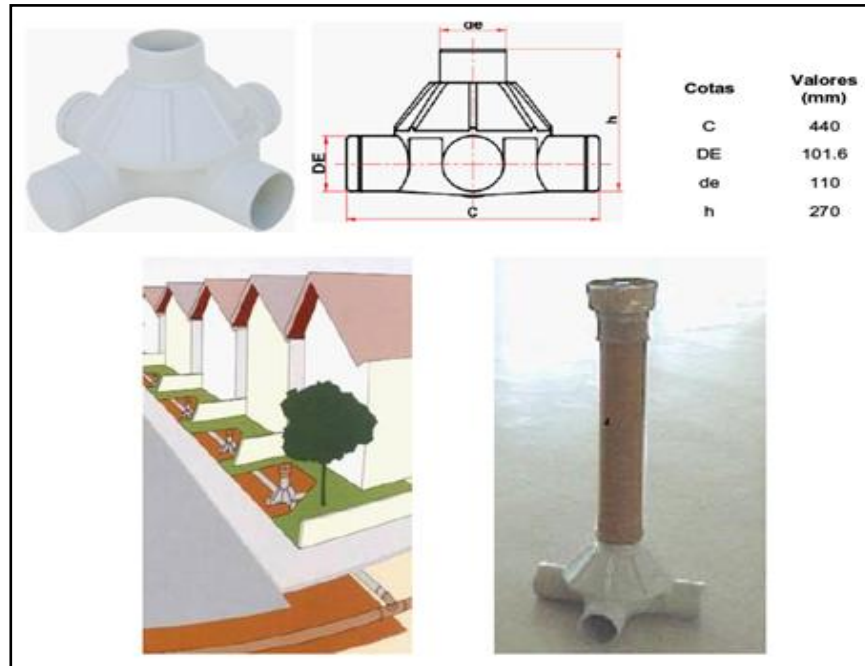






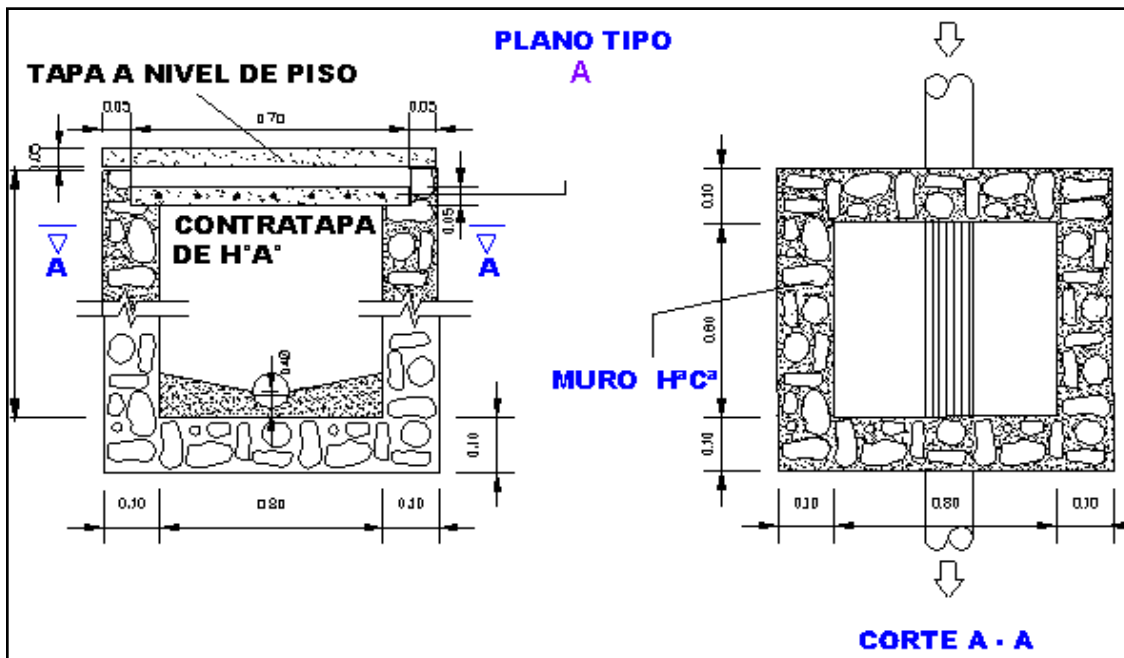
## 6.5 Conexiones en Ramal Condominial

En las siguientes figuras se presentan algunas conexiones domiciliarias que se pueden realizar cuando se diseña la red de alcantarillado sanitario por el método condominial.



## 6.6 Cámaras de Inspección

Las cámaras de inspección que se utilizarán para este proyecto serán construidas de hormigón ciclopio, de acuerdo a la profundidad se utilizarán cámaras cuadradas y cámaras circulares que se las designan con la siguiente sigla: cámara tipo A y cámara tipo B.



## 6.7 Planta de Tratamiento Fosa séptica

En el tratamiento de las aguas residuales con una fosa séptica se separa o eliminan la mayoría de los sólidos suspendidos mediante procesos físicos.

### 6.7.1 Tanque Séptico

- Volumen para la sedimentación de los sólidos
- Tiempo de retención

Se ha establecido que un tanque séptico, debe tener un volumen que permita la retención hidráulica para la separación de los sólidos y el almacenamiento del lodo y espuma, el volumen para el almacenamiento de los lodos depende de factores, como ser la temperatura y la frecuencia de los sólidos.

Para la determinación del tiempo de retención se usa la siguiente fórmula:

Tiempo de retención  $t_h$

$$t_h = 1,5 - 0,3 * \log(t * q)$$

Siendo:

$t_h$ : tiempo de retención en días

$P$ : población servida

$q$ : el flujo de aguas residuales l/hab/día

Por lo tanto el volumen  $V$  que permite la retención de sólidos para su sedimentación es

$$V = P * q * t_h$$

#### **6.7.1.1 Volumen para la digestión y almacenamiento**

Este volumen está compuesto del volumen para la digestión  $V_d$  y el volumen de almacenamiento  $V_s$ .

$$V_d = 0,5 * t_d * P * VLF$$

Siendo:

$t_d$ : tiempo de digestión (50 días)

$VLF$ : volumen de lodo fresco por persona/día (0,75 litros)

$P$ : Número de habitantes a servir

El volumen para almacenar el lodo digerido entre una limpieza  $V_s$  es:

$$V_s = 0,25 * N_d * VLF * P$$

Siendo:

$N_d$ : Número de días entre limpieza

### 6.7.1.2 Volumen total

El volumen total de la fosa séptica es la suma de los volúmenes anteriores, o sea

$$V_t = V * V_d + V_s$$

#### Diseño

Dotación 200 l/hab/día

Población 350 hab

Coefficiente de retorno  $C = 0.8$

Tiempo de retorno  $t_n$

$$t_n = 1,5 * \log (P * q)$$

$$q = 0,8 * 200 \text{ l/hab/ día} = 160 \text{ l/hab/día}$$

$$t_h = 1,5 - 0,30 * \log (350 * 160)$$

$$t_h = 0,08 \text{ h}$$

#### Cálculo del volumen de retención de sólidos

$$V = P * q * t_h$$

$$V = 350 * 160 * 0,08 = 4480 \text{ litros}$$

#### Cálculo del volumen de digestión

$$V_d = 0,50 * t_d * P * VLF$$

$$V_d = 0,50 * 50 * 350 * 0,75 = 6562 \text{ litros}$$

#### Cálculo del volumen de lodo digerido

$$V_s = 0,25 * V_d * VLF * P$$

$$V_s = 0,25 * 150 * 0,75 * 350 = 9843 \text{ litros}$$

### **Cálculo del volumen total**

$$V_t = 4480 + 6562 + 9843 = 20885 \text{ litros}$$

$$V_t = 20m^3$$

### **Cálculo de las dimensiones de la fosa séptica**

$$V_t = ab * h$$

Asumimos

$$h = 2m$$

$$b = 3a$$

$$20 = 3a * a * 2$$

$$\frac{20}{6} = a^2$$

$$a = 1,80 m$$

$$b = 5,40 m$$

$$h = 2 m$$

## **Capítulo VII**

### **FACTIBILIDAD DEL ESTUDIO**

#### **7.1 Cómputos Métricos**

El cómputo métrico es la medición de longitudes, áreas y volúmenes de las obras de ingeniería del proyecto, esto se realiza con el fin de determinar la cantidad de materiales y mano de obra para ejecutarla. Los cómputos métricos se calcularon en base al diseño final de la red, cámaras de inspección y planta de tratamiento.

#### **7.2 Precios Unitarios (Ver Anexo I)**

### 7.3 Costo Total de la Red del Alcantarillado Sanitario

N° Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio parcial
1	Replanteo	ml	9408	3	28224,00
2	Excavación terreno semiduro	m <sup>3</sup>	5491,79	43,75	240265,81
3	Excavación terreno duro	m <sup>3</sup>	4482,62	48,14	215793,33
4	Preparado y afinado de zanja asiento tipo 1	m <sup>3</sup>	658,56	207,71	136789,50
5	Provisión y colocación de tubería PVC de 100 mm	ml	6458	52,67	340142,86
6	Provisión y colocación de tubería PVC de 150 mm	ml	2950	91,36	269512,00
7	Relleno y compactado	m <sup>3</sup>	9213	51,06	470415,78
8	Construcción cámara de inspección H(0,70-1,30)	Pieza	67	210,28	14088,76
9	Construcción cámara de inspección H(1,31-2)	Pieza	37	1792,64	66327,68
10	Construcción cámara de inspección H(2,01-4,15)	Pieza	13	3174,67	41270,71
11	Transporte de excedentes	m <sup>3</sup>	989,83	40	39593,20
<b>Total</b>					1862423,63

Son un millón ochocientos sesenta y dos mil cuatrocientos veintitrés 63/100 bolivianos

### Costo Total de la Planta de Tratamiento

Ítem	Descripción	Unidad	Cant.	Precio Unitario	Precio Parcial
1	Excavación	m <sup>3</sup>	59,36	43,75	2597,00
2	H°A° losa cubierta	m <sup>3</sup>	1,21	1504,45	1820,38
3	H°A° losa de fondo	m <sup>3</sup>	0,78	1504,45	1173,47
4	H°A° pantalla	m <sup>3</sup>	0,26	1504,45	391,16
5	H°C° piedra desplazadora	m <sup>3</sup>	31,79	577,21	18349,51
6	Piso sobre empedrado	m <sup>2</sup>	26,98	51,74	1395,95
7	Reboque y enlucido	m <sup>2</sup>	37,59	79,51	2988,78
<b>Total</b>					28716,24

Son veintiocho mil setecientos dieciséis 24/100 bolivianos.

Costo total de la obra

Costo de la red del alcantarillado sanitario	1862423,63
Planta de tratamiento	57432,48
	1919856,11

#### 7.4 Conclusiones

- El alcantarillado sanitario para la localidad de Coimata se tuvo que diseñar con dos métodos el convencional y el condominial, en razón de que la calle principal de Coimata se encuentra asfaltada.
- El coeficiente de rugosidad se tuvo que utilizar de acuerdo a lo establecido en la norma boliviana, es decir no de acuerdo al materia.
- El diámetro mínimo que se utiliza en el diseño es de 100 mm, esto en razón de cumplir con lo establecido en la norma boliviana.
- La planta de tratamiento consiste en una fosa séptica diseñada para la población y dotación de agua, actual.
- Se deja la alternativa de poder construir la cámara séptica después de la cámara N° 77 A para poder verter sus aguas a la quebrada o al final del emisor, es decir después de la cámara N° 105.

#### 7.5 Recomendaciones

- De acuerdo al diseño con las dos alternativas pude evidenciar que el método condominial, es el más económico y de fácil operación y mantenimiento, por lo que se recomienda que se debe usar este método en comunidades de poblaciones menores a 10000 habitantes.
- La recomendación más importante es construir el emisor es decir de la cámara N° 77 A a la cámara N° 108, para después empalmar al alcantarillado sanitario de la ciudad de Tarija.

## 7.6 Bibliografía

- Saneamiento y Alcantarillado Colección SENIOR

Autor Aurelio Hernández Muños edición 1992

Impreso en España Madrid

- Purificación de Aguas y Tratamiento y Remoción de Aguas Residuales.

Autores Fair – Geyer – Okun.

Editorial Limusa Mexico 1976

- Hidráulica de Canales Abiertos

Autor Richard H. French.

Editorial Mc Graw –Hill 1985

- Abastecimientos de Agua Teoría y Diseño

Autor Simón Arocha R.

Editorial Vega Venezuela 1970

- Norma Boliviana NB 688 Norma Técnica de Diseño Para Sistema de Alcantarillado Sanitario y Tratamiento de Aguas Residuales

- Texto Guía Ingeniería Sanitaria

Autor Herrera.

Universidad Estatal de Cochabamba.

- Redes de Alcantarillado Sanitario y Tratamiento de Aguas Residuales

Autores Carlos Orlando Hernández Suarez y Carmen Ofelia Maida Vargas.

Universidad Estatal de Santa Cruz.

**ANEXO I**  
**PRECIOS UNITARIOS**

**ANEXO II**  
**ESPECIFICACIONES**  
**TÉCNICAS**

## **Responsabilidades del Contratista**

Las obras deberán funcionar de acuerdo a los fines para los cuales fueron proyectadas.

EL CONTRATISTA en todo momento tomará las precauciones necesarias para dar la suficiente seguridad a sus empleados y a terceros, aplicando por lo menos las normas que a este respecto tengan las entidades oficiales y sus códigos de edificación y construcciones.

El Contratista será responsable por la correcta interpretación de la totalidad del proyecto, así como de los planos y especificaciones de la documentación del llamado a Licitación, para la correcta provisión de los suministros y ejecución de las obras e instalaciones y para su correcto funcionamiento.

Dentro del monto del contrato se entenderá, además, que estará incluido cualquier trabajo, material o servicio que, sin tener partida expresa en la "Planilla de Cotización" estando o no expresamente indicado en los planos o en otra documentación contractual sea necesario ejecutar o proveer para dejar la obra totalmente concluida y/o para que funcione de acuerdo con su fin.

El mantenimiento de estructuras o instalaciones existentes que puedan ser afectadas directa o indirectamente por la obra, correrá por cuenta exclusiva del Contratista, así también como la reparación y/o reconstrucción de las que fueran afectadas por las mismas labores, las que tendrán idénticas o superiores características que las originales dañadas.

También se entenderá que dentro del importe del contrato, se encontrarán incluidos todos los gastos que demanden al Contratista la ejecución de los estudios de suelo y elevamientos topográficos necesarios, confección de planos de proyecto, de detalle y conforme a obra, cálculos estructurales, planillas, memorias técnicas, ensayos, y toda otra documentación que sea requerida por la Inspección.

El Contratista no podrá iniciar ningún trabajo, especialmente aquellos que se desarrollen en la vía pública, sin haber obtenido las autorizaciones correspondientes de las Autoridades competentes.

El Contratista deberá prever recintos adecuados para guardar los materiales y equipos hasta el momento de ser utilizados y será el único responsable por el adecuado mantenimiento y seguridad de los mismos. En caso de que ellos sufrieren algún tipo de alteración, daño, hurto o robo el Contratista deberá reponerlos y los costos que demanden dichas reposiciones no darán lugar a reconocimiento alguno de pagos adicionales por parte del Comitente.

### **Normas**

Son parte integrante de este Pliego todas las Normas y Reglamentos Bolivianos de la Construcción de Sistemas de Agua Potable, Alcantarillado Sanitario y obras civiles; las Leyes Bolivianas y sus Decretos Reglamentarios y las modificaciones o sustituciones de Normas, Leyes y Decretos vigentes durante la ejecución de las Obras, relacionadas directa o indirectamente con las mismas.

Se aceptará la utilización de normas internacionales publicadas por instituciones de reconocido prestigio, en tanto y en cuanto no se obtengan de los mismos requerimientos menores que los especificados en las Normas Bolivianas.

El Oferente deberá indicar en su oferta las normas adoptadas y en los casos expresamente especificados adjuntar copia de las mismas, en idioma español.

### **Agua Potable**

#### **Excavación Común**

Las excavaciones para zanjas de conexiones previstas bajo el nivel del terreno, serán ejecutadas de acuerdo a los planos del proyecto y/o indicaciones del Supervisor, y tomando en cuenta la naturaleza del terreno.

Comprende la excavación y emparejamiento del terreno para conformar la plataforma o nivel requerido y la extracción de materiales inadecuados en la zanja para tuberías.

Cuando se compruebe la existencia de material inadecuado, el contratista excavará ese material debajo las cotas indicadas en los planos según le ordene el Supervisor.

Se autorizará a sobrepasar los volúmenes de excavación únicamente en el caso del punto anterior, o sea cuando el suelo en el que se trabaja no permita cumplir con las medidas estipuladas. En dicho caso, se deberá informar de inmediato al Supervisor, de no hacerlo no se tomarán en cuenta en la liquidación los volúmenes de excavación en exceso.

Acontecimientos o hechos extraordinarios e imprevisibles no atribuibles a roturas de tuberías y otros trabajos realizados por el Contratista, como por ejemplo afluencia de agua, empuje del suelo, etc., deberán ser informados inmediatamente por el Contratista al supervisor. Las medidas a tomar serán ordenadas por el Supervisor o el Representante del Propietario.

Si estos acontecimientos o hechos pusieran en peligro vidas, obras e instalaciones, el contratista deberá adoptar inmediatamente las medidas de precaución adecuadas.

Si los costos de las medidas de precaución se mantuviesen dentro de un límite razonable, el contratista no recibirá ninguna remuneración especial. De sobrepasarse este límite, se acordará una remuneración adecuada, convenida con el Supervisor y aprobada por el Propietario.

El contratista deberá prever todo lo necesario para el agotamiento inmediato de las zanjas en caso de inundaciones por rotura de tubería, ya sea de alcantarillado sanitario y/o agua potable.

En este caso no se cancelará por el total del volumen de la zanja que se haya producido por la rotura, sino que se respetarán las medidas iniciales para el pago respectivo.

Los suelos se clasificarán de acuerdo con la dureza del material a excavar, en las siguientes clases: Terrenos sueltos, Terrenos compuestos por materiales como arcilla compacta, arena o grava, roca suelta, conglomerado.

Las excavaciones, en caso necesario, serán convenientemente aisladas, apuntaladas y drenadas, adoptando todas las previsiones para la seguridad de los operarios, para garantizar las propiedades vecinas y la integridad de las calzadas e instalaciones públicas.

En las zonas destinadas a colocación de las tuberías no se debe remover el terreno le la cota prevista, por ello, el Contratista deberá cuidar que el terreno no sufra daños por el tránsito, por el agua, por congelación, exceso de excavación o por aflojamiento del terreno.

Si por negligencia del Contratista se hubiesen aflojado suelos coherentes, el Contratista deberá cavar hasta encontrar suelo firme y vaciar en su reemplazo hormigón pobre (tipo F), u otro material aprobado por el Supervisor. Los gastos adicionales debidos a este trabajo, correrán por cuenta del Contratista.

Si en los formularios o indicaciones no se señalan prescripciones al respecto el Contratista ejecutará las excavaciones con el talud a 90°, el mismo que deberá ser adecuadamente protegido contra erosiones. Este talud puede ser modificado de manera que ofrezca mayor seguridad al personal dentro de las medidas de precaución, siempre y cuando se cuente con la aprobación del Supervisor.

El asegurar y mantener los taludes queda bajo la responsabilidad del Contratista y no será remunerado en forma especial.

En el borde superior del talud se deberá dejar libre una franja de seguridad de por lo menos 0,60 m de ancho.

Si se exige la entibación de la excavación, esta se realizará de acuerdo a las reglas de la técnica y a las normas de seguridad.

Los trabajos de agotamiento, salvo indicación contraria, corren a cargo del Contratista sin remuneración especial.

Si en los suelos correspondientes, existen piedras grandes, rocas, restos de hormigón o mampostería, de un volumen mayor que 0,4 m<sup>3</sup> cada uno, su retiro se pagará adicionalmente, según los precios unitarios de la propuesta o los convenidos.

Volúmenes menores a 0,4 m<sup>3</sup> no darán derecho a remuneración especial.

Las excavaciones se medirán en M<sup>3</sup> y de acuerdo a las fosas señaladas en los planos o las acordadas en la obra en cumplimiento de estas especificaciones. El volumen que sobrepase innecesariamente las mencionadas medidas no será tomado en cuenta.

Las cantidades determinadas, serán abonados, a los precios del Contrato, por unidad de medición, respectivamente, para cada uno de los items de pago contenidos en el formulario de licitación y/o Contrato.

El pago de este ítem será por (M3).

### **Colocación de Arena para Tubería**

Una vez realizada la excavación y aprobada por el supervisor, la misma deberá ser alisada y limpiada de todo material que pueda dañar o destruir la tubería.

Posteriormente se colocará una "cama" de arena sobre la que tiene que asentar la tubería, que consiste en arena común libre de impurezas, restos vegetales, piedras, terrones, etc.

La cama de arena se esparcirá en toda la zanja en forma y espesor uniforme, en las medidas indicadas por el supervisor de acuerdo a los planos respectivos.

La arena debe estar seca para un esparcido mas uniforme 2.5 El nivel del colocado de la arena será controlado mediante estacas colocadas a nivel de excavación, posteriormente con flexo se controlará el espesor sobre la estaca.

El nivel de la arena entre estaca y estaca se controlará mediante un hilo de albañil 2.7 El pago de este ítem será por (M3).

### **Colocación de Tubería PVC**

Las instalaciones deberán ser ejecutadas, siguiendo las indicaciones mostradas en los correspondientes planos y las instrucciones mostradas en los correspondientes planos y las instrucciones que, en su caso, sean impartidas por el Supervisor o el Representante del Propietario, respetando las especificaciones del presente pliego.

Los trabajos se considerarán concluidos, cuando el resultado de las pruebas de presión sean satisfactorias. Es decir si la conexión no presenta fugas cuando la tubería este conectada en su máxima presión de dotación del Servicio, durante el tiempo necesario.

El Contratista será responsable absoluto de los materiales necesarios para efectuar la instalación, debiendo protegerlos contra daños o pérdidas. El Contratista se halla obligado a reemplazar cualquier pieza que hubiera sufrido daño o destrozado o que a juicio del Supervisor o Representante del Propietario no se encuentre en perfectas condiciones, sin que puedan servir de justificación las causas que hubieran determinado el daño.

Los materiales a emplearse deberán ser de calidad y tipo que aseguren la durabilidad y correcto funcionamiento de las instalaciones. Deberán cumplir los siguientes requisitos generales: material homogéneo, sección constante, espesor uniforme, dimensiones, pesos y espesores de acuerdo a los requerimientos de las especificaciones para estos materiales, y estar libres de defectos como grietas, abolladuras y aplastamientos.

Todo el trabajo deberá ser ejecutado por personal especializado y con amplia experiencia en el ramo. El supervisor podrá suspender del trabajo en el acto, al personal del Contratista en caso de que el mismo no tenga la experiencia necesaria.

Salvo indicación contraria, el Contratista debe incluir en sus precios todos los materiales necesarios para una adecuada instalación que garantice un perfecto funcionamiento.

Para el paso de las tuberías a través de los elementos estructurales se colocarán camisas o mangas adecuadas. La longitud de la manga será igual al espesor del elemento que atraviesa. Los diámetros internos de las mangas deberán permitir un juego libre de 1 cm. alrededor del tubo.

Las tuberías que atraviesan juntas de dilatación en el edificio, deberán estar provistas de conexiones flexibles o compensadores de expansión en los sitios de paso.

Hasta el montaje de los artefactos, todas las extremidades libres de la tubería deberán ser taponadas mediante tapones roscados, quedando prohibido el uso de papel o madera para tal objeto.

Las piezas de conexión deberán ser del mismo material de las tuberías que unan y de características acordes con las mismas. En el caso de conexiones a tuberías de FG o poli tubos, la conexión debe ser indefectiblemente de PVC, por lo tanto el Supervisor autorizará el reemplazo respectivo de estas tuberías, en las longitudes que considere convenientes. Si el caso lo amerita el Supervisor podrá autorizar el uso de accesorios como ser: uniones

universales, codos, niples, etc. El Contratista podrá adicionar el costo de este material en una planilla preparada al efecto.

La clase de tubería a emplear será la prescrita por el Supervisor de Obra.

Todos los accesorios para el sistema serán del tipo de unión a rosca o junta elástica, de material F.G. o FFD.

Las deflexiones de la tubería se lograrán con el empleo de codos del mismo material (30°,45°,60°,90°).

Los cortes deberán ser ejecutados con sierra metálica y deben ser perpendiculares al eje del tubo. Una vez realizado el corte, los bordes deberán ser alisados con lima o escofina.

El Contratista debe contar con un equipo completo para aterrajado de roscas en todos los diámetros requeridos. El tubo podrá sujetarse mediante prensas. En el caso de tubería de F.G, durante el proceso de aterrajado se utilizará aceite para la lubricación del corte.

Todo acople entre tubos, o entre tubos y accesorios, deberá ser ejecutado limpiando previamente las limaduras y colocando una línea de teflón en el lado macho de la unión en el caso de uniones a rosca.

Al ejecutar uniones roscadas deberán garantizarse la penetración de los tubos en porciones iguales dentro del acople. La longitud roscada del extremo del tubo deberá ser igual al 100% de la longitud de la rosca de las piezas de acople.

Al fin de la jornada y toda vez que el extremo de una tubería tenga que dejarse al descubierto por un tiempo mayor a 6 horas, el Contratista se halla obligado a colocar un tapón metálico roscado para garantizar la limpieza interior del tubo. En ningún caso se permitirá la colocación de tapones improvisados o de otros materiales.

La clase del material deberá ceñirse estrictamente a lo establecido en el Proyecto, pero en ningún caso se podrá utilizar tubería de PVC con presión nominal inferior a 9 atmósferas. Se utilizará tubería Esquema 40 o la indicada por el supervisor de acuerdo al proyecto.

No se permitirá el doblado de tubos de PVC, en consecuencia en los quiebres se utilizarán piezas especiales.

Todas las piezas especiales procederán de fábrica, por inyección en molde, y en ningún caso se autorizará el uso de piezas obtenidas mediante unión de tubos cortados en sesgo.

En cada terminación de cada artefacto contara con su respectivo registro o válvula de alivio.

La medición y forma de pago será por metro lineal (ML) de tubería incluidos todos los accesorios como ser codos, uniones etc.

### **Relleno y Apisonado con Tierra Seleccionada**

Antes de comenzar con el relleno de la zanja, el Contratista deberá asegurarse de que los tubos estén apoyados uniformemente en su lecho.

En ningún caso, los tubos estarán apoyados sólo en ciertos puntos o sobre objetos duros (piedras, etc.). En este caso se debe corregir inmediatamente.

El relleno sobre el tubo se ejecutará a mano con tierra cernida proveniente del material de la excavación, deberá utilizarse material libre de piedras, ladrillos, etc. Se debe colocar este material en capas de 20 cm. y luego se debe compactar con un pisón manual de tal manera que no dañe ni mueva de su lugar al tubo, este procedimiento se debe repetir hasta llegar hasta los 20 cm. sobre el tubo.

El pago correspondiente será por metro cúbico (M3)

El pago de este Ítem será por (M3).

### **Relleno y Compactado Con Tierra Común**

Se refiere al material extraído de la excavación, y que deberá ser colocado de tal manera, que no dañe los tubos ni sus aislamientos al realizar la compactación.

El Contratista está obligado, inmediatamente después de terminar los rellenos compactados, a retirar los materiales sobrantes.

Sólo se permitirán botar tierra en cauces de quebradas cuando lo autorice el Supervisor y siempre que no ocasione perjuicios.

Tan pronto como se hayan terminado de colocar el material cernido y compactado con pisón manual sobre el tubo, y una vez aprobado y recibido el correspondiente sector por parte del Supervisor, se procederá a ejecutar el relleno del modo siguiente:

Se debe humedecer el material a la humedad óptima de acuerdo al tipo de terreno.

Preferiblemente se recomienda humedecer el material un día antes de la compactación.

Se debe proceder a colocar el material humedecido en una capa de 30 cm. y luego se debe compactar con maquinaria pequeña (saltarines, planchas, rodillos pequeños etc.) 6.7 El relleno compactado se debe realizar hasta alcanzar el nivel natural del terreno o indicaciones del supervisor de acuerdo a los planos. El relleno se compondrá de suelo que resulte fácil de compactar, no debiendo contener materias orgánicas en cantidades detectables, fracciones congelables, ni raíces o terrones de arcilla plástica, ni otro material objetable.

En general, no debe emplearse materiales cuyo peso específico seco sea menor de 1.600 kg/m<sup>3</sup> (Material vegetal).

Todos los espacios entre rocas se rellenarán completamente con tierra.

El material compactado debe alcanzar el 90% PROCTOR MODIFICADO si se trata de suelos granulares, y 90% PROCTOR ESTÁNDAR en suelos arcillosos. El Supervisor debe decidir si es necesario realizar este ensayo en cada caso.

El relleno con material fino deberá ser efectuado hasta una altura no menor de 15 cm. por encima de la clave de las tuberías.

No deben echarse en la zanja piedras o terrones grandes por lo menos hasta que el relleno haya alcanzado una altura de un metro sobre la clave o lomo de las tuberías.

En los caminos y calles sin pavimento, se dejará la superficie del terreno pareja, tal como estaba antes de la excavación.

Los rellenos sucesivos que fuesen menester para acondicionar la superficie de la zanja serán parte de la responsabilidad del contratista hasta una época de lluvias completa después de realizado el relleno.

Antes de proceder al compactado respectivo, se deben destruir los túneles o puentes de tierra dejados durante la excavación para la estabilidad de la zanja, y luego se debe proceder al compactado uniforme de toda la excavación.

Todos los rellenos de zanjas terminados de acuerdo con estas especificaciones, una vez alcanzadas sus dimensiones definitivas, se pagarán por metros cúbicos (M3) colocados y aceptados que se contarán restando el volumen ocupado por los tubos o estructuras, cuando los tubos sobrepasen los 2" de diámetro.

La medición no comprenderá cualquier material colocado como relleno en espacios de la zanja que excedan de la sección transversal autorizada o de las dimensiones indicadas en los planos y/o formularios de licitación.

El pago de este ítem será por (M3).

## **Alcantarillado Sanitario**

### **Excavación Común**

Las excavaciones para zanjas de conexiones previstas bajo el nivel del terreno, serán ejecutadas de acuerdo a los planos del proyecto y/o indicaciones del Supervisor, y tomando en cuenta la naturaleza del terreno.

Comprende la excavación y emparejamiento del terreno para conformar la plataforma o nivel requerido y la extracción de materiales inadecuados en la zanja para tuberías.

Cuando se compruebe la existencia de material inadecuado, el contratista excavará ese material debajo las cotas indicadas en los planos según le ordene el Supervisor.

Se autorizará a sobrepasar los volúmenes de excavación únicamente en el caso del punto anterior, o sea cuando el suelo en el que se trabaja no permita cumplir con las medidas estipuladas. En dicho caso, se deberá informar de inmediato al Supervisor, de no hacerlo no se tomarán en cuenta en la liquidación los volúmenes de excavación en exceso.

Acontecimientos o hechos extraordinarios e imprevisibles no atribuibles a roturas de tuberías y otros trabajos realizados por el Contratista, como por ejemplo afluencia de agua, empuje del suelo, etc., deberán ser informados inmediatamente por el Contratista al

supervisor. Las medidas a tomar serán ordenadas por el Supervisor o el Representante del Propietario.

Si estos acontecimientos o hechos pusieran en peligro vidas, obras e instalaciones, el contratista deberá adoptar inmediatamente las medidas de precaución adecuadas.

Si los costos de las medidas de precaución se mantuviesen dentro de un límite razonable, el contratista no recibirá ninguna remuneración especial. De sobrepasarse este límite, se acordará una remuneración adecuada, convenida con el Supervisor y aprobada por el Propietario.

El contratista deberá prever todo lo necesario para el agotamiento inmediato de las zanjas en caso de inundaciones por rotura de tubería, ya sea de alcantarillado sanitario y/o agua potable.

En este caso no se cancelará por el total del volumen de la zanja que se haya producido por la rotura, sino que se respetarán las medidas iniciales para el pago respectivo.

Los suelos se clasificarán de acuerdo con la dureza del material a excavar, en las siguientes clases: Terrenos sueltos, Terrenos compuestos por materiales como arcilla compacta, arena o grava, roca suelta, conglomerado.

Las excavaciones, en caso necesario, serán convenientemente aisladas, apuntaladas y drenadas, adoptando todas las previsiones para la seguridad de los operarios, para garantizar las propiedades vecinas y la integridad de las calzadas e instalaciones públicas.

En las zonas destinadas a colocación de las tuberías no se debe remover el terreno a la cota prevista, por ello, el Contratista deberá cuidar que el terreno no sufra daños por el tránsito, por el agua, por congelación, exceso de excavación o por aflojamiento del terreno.

Si por negligencia del Contratista se hubiesen aflojado suelos coherentes, el Contratista deberá cavar hasta encontrar suelo firme y vaciar en su reemplazo hormigón pobre (tipo F), u otro material aprobado por el Supervisor. Los gastos adicionales debidos a este trabajo, correrán por cuenta del Contratista.

Si en los formularios o indicaciones no se señalan prescripciones al respecto el Contratista ejecutará las excavaciones con el talud a 90°, el mismo que deberá ser adecuadamente protegido contra erosiones. Este talud puede ser modificado de manera que ofrezca mayor

seguridad al personal dentro de las medidas de precaución, siempre y cuando se cuente con la aprobación del Supervisor.

El asegurar y mantener los taludes queda bajo la responsabilidad del Contratista y no será remunerado en forma especial.

En el borde superior del talud se deberá dejar libre una franja de seguridad de por lo menos 0,60 m de ancho.

Si se exige la entibación de la excavación, esta se realizará de acuerdo a las reglas de la técnica y a las normas de seguridad.

Los trabajos de agotamiento, salvo indicación contraria, corren a cargo del Contratista sin remuneración especial.

Si en los suelos correspondientes, existen piedras grandes, rocas, restos de hormigón o mampostería, de un volumen mayor que 0,4 m<sup>3</sup> cada uno, su retiro se pagará adicionalmente, según los precios unitarios de la propuesta o los convenidos.

Volúmenes menores a 0,4 m<sup>3</sup> no darán derecho a remuneración especial.

Las excavaciones se medirán en M<sup>3</sup> y de acuerdo a las fosas señaladas en los planos o las acordadas en la obra en cumplimiento de estas especificaciones. El volumen que sobrepase innecesariamente las mencionadas medidas no será tomado en cuenta.

Las cantidades determinadas, serán abonados a los precios del Contrato, por unidad de medición, respectivamente, para cada uno de los ítems de pago contenidos en el formulario de licitación y/o Contrato.

El pago de este ítem será por (M<sup>3</sup>).

### **Colocación de Arena para Tubería**

Una vez realizada la excavación y aprobada por el supervisor, la misma deberá ser alisada y limpiada de todo material que pueda dañar o destruir la tubería.

Posteriormente se colocará una "cama" de arena sobre la que tiene que asentar la tubería, que consiste en arena común libre de impurezas, restos vegetales, piedras, terrones, etc.

La cama de arena se esparcirá en toda la zanja en forma y espesor uniforme, en las medidas indicadas por el supervisor de acuerdo a los planos respectivos.

La arena debe estar seca para un esparcido mas uniforme 2.5 El nivel del colocado de la arena será controlado mediante estacas colocadas a nivel de excavación, posteriormente con flexo se controlará el espesor sobre la estaca.

El nivel de la arena entre estaca y estaca se controlará mediante un hilo de albañil 2.7 El pago de este ítem será por (M3).

### **Colocación de Tubos de PVC SDR 35 con Junta Elástica**

Los tubos de PVC SDR 35 deberán llenar las exigencias de la Especificación AASHTO M86. Estos tubos serán con Junta Elástica.

La preparación del lugar para la colocación de estas tuberías se efectuará mediante la excavación o nivelación necesarias para la fundación, de conformidad con las dimensiones indicadas en el proyecto y atendiendo lo prescrito por el supervisor.

Los materiales considerados inadecuados, tales como arcillas orgánicas, arcillas muy plásticas y suelos micáceos, deben ser removidos en el ancho y profundidad indicados en el proyecto u ordenados por el INGENIERO, y transportados fuera del área de construcción.

Se deben tomar precauciones específicas a fin de evitar en la fundación de la obra, variaciones bruscas en la capacidad de soporte del suelo, sustituyéndose por material de relleno las partes rocosas que se presenten en la excavación.

En caso de una sobre-excavación la fundación deberá rellenarse con material granular adecuado, aprobado por el INGENIERO en capas de un espesor máximo de 15 cm. compactadas al 100% de la densidad máxima según AASHTO T-99 D.

Si el material empleado en el relleno de fundación ofrece condiciones para la infiltración del agua superficial, las extremidades del lecho de fundación deberán bloquearse con material arcilloso.

El lecho de asiento deberá prepararse de conformidad con el proyecto y atendiendo lo prescrito por el Supervisor de Obra.

La posición del tubo en la colocación debe ser con la caja (campana) hacia atrás y la espiga hacia delante, tomando como referencia la dirección del flujo.

Cada tramo de tubería debe estar dividido por una cámara de inspección, la pendiente y alineación horizontal debe ser respectivamente una línea recta entre cámara y cámara.

Una vez preparado el lecho y colocada la tubería, se procederá al relleno de la zanja en capas horizontales no mayores a 15 cm. compactadas hasta obtener una densidad no inferior a 100% de la densidad máxima según AASHTO T-99D, formando capas laterales y teniendo especial cuidado para compactar el material debajo de las partes redondeadas del tubo, asegurándose que el material de relleno quede en íntimo contacto con los costados de dicho tubo. La compactación se efectuará en todo el ancho de la zanja y hasta llenar completamente la excavación.

El relleno de las zanjas o la ejecución de los terraplenes adyacentes, hasta la altura superior de los tubos, deberá ser ejecutada de modo a que en cualquier etapa del trabajo, de ambos lados de los tubos se tengan alturas iguales, de modo a evitar dislocamientos del alineamiento.

La alineación de la tubería deberá ser comprobada con un espejo colocado en un extremo del tramo y se debe ver el extremo de la tubería como un círculo perfecto.

A consideración del supervisor, se podrá comprobar las uniones con la introducción de humo producido por glicerina y alcohol (humo de discoteca).

El pago de este ítem será por metro lineal (ML).

### **Relleno y Apisonado con Tierra Seleccionada**

Antes de comenzar con el relleno de la zanja, el Contratista deberá asegurarse de que los tubos estén apoyados uniformemente en su lecho.

En ningún caso, los tubos estarán apoyados sólo en ciertos puntos o sobre objetos duros (piedras, etc.). En este caso se debe corregir inmediatamente.

El relleno sobre el tubo se ejecutará a mano con tierra cernida proveniente del material de la excavación, deberá utilizarse material libre de piedras, ladrillos, etc. Se debe colocar este material en capas de 20 cm. y luego se debe compactar con un pisón manual de tal manera que no dañe ni mueva de su lugar al tubo, este procedimiento se debe repetir hasta llegar hasta los 20 cm. sobre el tubo.

El pago correspondiente será por metro cúbico (M3)

El pago de este Ítem será por (M3).

### **Relleno y Compactado con Tierra Común**

Se refiere al material extraído de la excavación, y que deberá ser colocado de tal manera, que no dañe los tubos ni sus aislamientos al realizar la compactación.

El Contratista está obligado, inmediatamente después de terminar los rellenos compactados, a retirar los materiales sobrantes.

Sólo se permitirán botar tierra en cauces de quebradas cuando lo autorice el Supervisor y siempre que no ocasione perjuicios.

Tan pronto como se hayan terminado de colocar el material cernido y compactado con pisón manual sobre el tubo, y una vez aprobado y recibido el correspondiente sector por parte del Supervisor, se procederá a ejecutar el relleno del modo siguiente:

Se debe humedecer el material a la humedad óptima de acuerdo al tipo de terreno.

Preferiblemente se recomienda humedecer el material un día antes de la compactación.

Se debe proceder a colocar el material humedecido en una capa de 30 cm. y luego se debe compactar con maquinaria pequeña (saltarines, planchas, rodillos pequeños etc.) 6.7 El relleno compactado se debe realizar hasta alcanzar el nivel natural del terreno o indicaciones del supervisor de acuerdo a los planos 6.8 El relleno se compondrá de suelo que resulte fácil de compactar, no debiendo contener materias orgánicas en cantidades

detectables, fracciones congelables, ni raíces o terrones de arcilla plástica, ni otro material objetable.

En general, no debe emplearse materiales cuyo peso específico seco sea menor de 1.600 kg/m<sup>3</sup> (Material vegetal).

Todos los espacios entre rocas se rellenarán completamente con tierra.

El material compactado debe alcanzar el 90% PROCTOR MODIFICADO si se trata de suelos granulares, y 90% PROCTOR ESTÁNDAR en suelos arcillosos. El Supervisor debe decidir si es necesario realizar este ensayo en cada caso.

El relleno con material fino deberá ser efectuado hasta una altura no menor de 15 cm. por encima de la clave de las tuberías.

No deben echarse en la zanja piedras o terrones grandes por lo menos hasta que el relleno haya alcanzado una altura de un metro sobre la clave o lomo de las tuberías.

En los caminos y calles sin pavimento, se dejará la superficie del terreno pareja, tal como estaba antes de la excavación.

Los rellenos sucesivos que fuesen menester para acondicionar la superficie de la zanja serán parte de la responsabilidad del contratista hasta una época de lluvias completa después de realizado el relleno.

Antes de proceder al compactado respectivo, se deben destruir los túneles o puentes de tierra dejados durante la excavación para la estabilidad de la zanja, y luego se debe proceder al compactado uniforme de toda la excavación.

Todos los rellenos de zanjas terminados de acuerdo con estas especificaciones, una vez alcanzadas sus dimensiones definitivas, se pagarán por metros cúbicos (M<sup>3</sup>) colocados y aceptados que se contarán restando el volumen ocupado por los tubos o estructuras, cuando los tubos sobrepasen los 2" de diámetro.

La medición no comprenderá cualquier material colocado como relleno en espacios de la zanja que excedan de la sección transversal autorizada o de las dimensiones indicadas en los planos y/o formularios de licitación.

El pago de este ítem será por (M<sup>3</sup>).

## **Cámaras de Inspección**

### **Contrapiso de Piedra y Cemento**

Una vez realizada la excavación correspondiente se debe proceder a la colocación del contrapiso de piedra con piedra balón para contrapiso de una dimensión máxima de 15 m. El espesor será de 10 a 12 cm y las piedras deben estar a 5 cm por debajo del nivel del piso de la cámara, y debe estar perfectamente horizontal en todo el ancho de la cámara incluyendo espesores de muros, es decir que los muros van a ser construidos sobre el piso. Las piedras colocadas con la mayor dimensión en forma vertical, deben presentar en todo el contrapiso una horizontalidad conseguida con nivel y regla de albañil. Al colocar las piedras deben ser golpeadas y afirmadas con un combillo en terreno virgen o natural, evitando los rellenos. Posteriormente para terminar se debe colocar el mortero de cemento nivelando los espacios entre piedras. Este mortero será con dosificación 1:6 es decir una parte de cemento y 6 de arena.

No se pagará por volúmenes adicionales que las indicados en los planos respectivos.

### **Hormigón Ciclópeo Elevaciones**

Las elevaciones de Ho Co serán ejecutadas con encofrado metálico para la cara interior, para la exterior que da a la pared de tierra no se usará encofrado es decir que la excavación vertical servirá como encofrado exterior. La dimensión máxima de la piedra no debe pasar de las 3/4 del espesor de la pared. La pared debe estar asentada en el piso de cemento. El encofrado debe estar afirmado con maderas y clavos en forma perfectamente vertical a excepción del cono de terminación de la cámara. El encofrado debe estar afirmado y asegurado de tal manera que no se mueva con el vaciado del Hormigón o con la colocación de las piedras. La superficie donde se va a colocar el mortero de cemento debe estar previamente lavada y limpiada correctamente. Se colocará mortero de cemento con una preparación de 1:5 (una parte de cemento y 5 de ripio arenoso) y luego se colocará una corrida de piedra para posteriormente volver a cubrir la piedra con mortero de cemento, luego se colocará otra corrida de piedra, este procedimiento se repetirá hasta completar el

vaciado de la cámara. El encofrado y las piedras deben estar perfectamente limpias de toda impureza.

### **Tapa de Cámara de H° A°**

La tapa de la cámara debe estar construida con las dimensiones indicadas en los respectivos planos. La mezcla será 1:2:3 es decir una parte de cemento, dos de arena y tres de grava, debe entrar aproximadamente 350 kg. de cemento por cada M<sup>3</sup>. El fierro debe ponerse formando un reticulado con diámetro de 10 mm con espaciamiento de 10 cm. en dos direcciones de la losa. La arena debe estar perfectamente limpia como así también la grava. La tapa debe construirse aparte en un molde y no debe ser movida durante el periodo de fraguado de 5 días. Se debe curar la tapa dos veces por día después del vaciado. La cara exterior de la tapa debe estar frotachada con cemento (bruñido).

### **Hormigón Simple**

Este ítem corresponde a la construcción de cojinetes de la cámara, ejecutados con Hormigón Simple bruñido en el lugar por donde corre el agua.

Una vez que se ejecute el contrapiso de Piedra se procede a la mezcla de Arena Común con una dosificación de 1:4 es decir una parte de cemento y 4 de arena, con un espesor de 5 cm.

El acabado debe ejecutarse con una diferencia de 2 cm. Entre el nivel de entrada y salida, este cojinete o media caña por donde corre el agua, debe ser bruñido y ejecutado conforme a lo indicado en los planos correspondientes.

### **PISO DE CEMENTO E=5cm**

Se refiere a todos los pisos de concreto señalados en los planos.

Se colocará este piso sobre el contrapiso ejecutado anteriormente.

Se hará uso de una mezcladora mecánica en la preparación del hormigón de piso objeto de obtener homogeneidad en la calidad del concreto. Sobre el contrapiso ejecutado se vaciará

una capa de 5 cm de hormigón, de una dosificación 1:5, dosificación será de 1:5 es decir una parte de cemento y cinco de ripio arenoso, luego se recubrirá con una segunda capa de 1 cm de mortero de cemento de 1:3. La superficie se recubrirá con frotacho especial.

Se dejarán juntas de expansión para lo que el vaciado deberá ejecutarse por cuadriláteros alternados y de tamaño a indicación del INGENIERO. Se debe curar el piso ya ejecutado por lo menos dos veces al día durante cinco días consecutivos.