

PREFACIO

La revisión y actualización de la Norma Boliviana NB 688-01 "Instalaciones Sanitarias - Alcantarillado pluvial, sanitario y tratamiento de aguas residuales (Segunda revisión)", ha sido encomendada al Comité Técnico Normalizador N° 12.14 "Instalaciones Sanitarias", integrado por las siguientes personas e instituciones:

| REPRESENTANTE | ENTIDAD |
|----------------------|---------------------------------|
| Alcides Franco | P.A.S. - V.M.S.B. (Coordinador) |
| Alvaro Camacho | DIGESBA - V.M.S.B. |
| Juan Ballón | DIGESBA - V.M.S.B. |
| Grover Rivera | I.I.S. - UMSA |
| Raul Barrientos | S.I.B. - LA PAZ |
| Fradly Torrico | A.B.I.S. - LA PAZ -F.P.S. |
| Roberto Prada | A.B.I.S. - NACIONAL |
| Rony Vega | ANESAPA |
| Oswaldo Sánchez | F.N.D.R. |
| Marcelo Tarrazas | F.N.D.R. |
| Carlos Gamez | S.I.S.A.B. |
| Jorge Mostacedo | S.I.S.A.B. |
| Gonzalo Dalence | IBNORCA |

Fecha de aprobación por el Comité Técnico Normalizador 2001 - 10 - 26

Fecha de aprobación por el Consejo Rector de Normalización 2001-11-29

Fecha de ratificación por la Directiva de IBNORCA 2001-12-14

Norma Boliviana NB 688

**INSTALACIONES SANITARIAS -
ALCANTARILLADO PLUVIAL, SANITARIO Y
TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES**

**Dirección General de Saneamiento Básico
DIGESBA**

Diciembre de 2001

Depósito Legal:

Responsable de Edición:

Miguel Delgadillo Pacheco

Impresión y Diagramación:

Génesis Publicidad e Impresión

Av. Mcal. Santa Cruz 2150, 4to piso, of. 2

Tel/Fax 331361 - 376254

La Paz - Bolivia

PRESENTACION

La presente Norma Técnica de Diseño para Sistemas de Alcantarillado y Tratamiento de Aguas Residuales, elaborada por la Dirección General de Saneamiento Básico del Ministerio de Vivienda y Servicios Básicos, en coordinación con el Instituto Boliviano de Normalización y Calidad - IBNORCA, constituye uno de los instrumentos normativos más importantes que nos coadyuvará a la ejecución del Plan Nacional de Saneamiento Básico, 2001-2010.

Uno de los grandes desafíos que tiene el sector de Saneamiento Básico en el próximo decenio, es satisfacer la creciente demanda de servicios para la evacuación de aguas residuales y el tratamiento de las mismas. Para cumplir las metas del Plan Decenal, se requiere de un gran esfuerzo económico que permita satisfacer las inversiones crecientes en estos servicios. La revisión y actualización de la Norma Técnica está dirigida a optimizar los costos de inversión y presenta opciones técnicas que permitirán el acceso de una mayor cantidad de beneficiarios, particularmente de los más pobres, a estos servicios.

La Norma Técnica recoge en la presente versión, las últimas experiencias de la aplicación del sistema de alcantarillado condominial en Bolivia, que partiendo de una iniciativa conjunta entre la empresa privada, la asistencia técnica del Programa de Agua y Saneamiento del Banco Mundial (PAS), la Cooperación Técnica del Gobierno de Suecia (Asdi) y el Gobierno de Bolivia, a través del Ministerio de Vivienda y Servicios Básicos, permitirá la réplica e institucionalización del mismo a nivel nacional.

El Ministerio de Vivienda y Servicios Básicos, destaca el esfuerzo desarrollado por el Comité Técnico de Normalización, para la revisión y actualización de la presente Norma. Estamos seguros que este esfuerzo, contribuirá al desarrollo del sector y será una herramienta imprescindible para los profesionales relacionados con la ingeniería sanitaria.

INDICE GENERAL

PRESENTACION

CAPITULO I

MARCO CONCEPTUAL PARA LA ELABORACION DEL PROYECTO

| | |
|---|-----------|
| 1 OBJETO | 15 |
| 2 TERMINOLOGIA | 15 |
| 2.1 MARCO CONCEPTUAL | 15 |
| 2.2 CONCEPCION BASICA | 15 |
| 2.3 ALCANCE DE PROYECTO | 15 |
| 2.4 ETAPAS DE IMPLANTACION | 15 |
| 2.5 POBLACION SERVIDA | 15 |
| 2.6 POBLACION INICIAL | 15 |
| 2.7 POBLACION FINAL O FUTURA | 15 |
| 2.8 COSTO DE INVERSION | 15 |
| 2.9 COSTOS DE OPERACION Y MANTENIMIENTO | 16 |
| 3 ESTUDIOS BASICOS PARA LA ELABORACION DEL PROYECTO | 16 |
| 3.1 DATOS GENERALES | 16 |
| 3.2 CARACTERISTICAS FISICAS DE LA REGION EN ESTUDIO | 16 |
| 3.2.1 Climatología | 16 |
| 3.3 ESTUDIOS DE SOPORTE | 16 |
| 3.3.1 Estudio topográfico (véase anexo C) | 16 |
| 3.3.2 Estudio de los recursos hídricos y calidad de agua para el consumo humano | 16 |
| 3.3.3 Estudio geotécnico | 16 |
| 3.3.4 Cuerpos receptores existentes y probables | 17 |
| 3.4 CARACTERISTICAS SOCIOECONOMICAS DE LA POBLACION EN ESTUDIO | 17 |
| 3.4.1 Encuesta socioeconómica | 17 |
| 3.5 ESTUDIO DEMOGRAFICO | 18 |
| 3.6 COMUNICACION LOCAL Y REGIONAL | 18 |
| 3.7 VIAS DE ACCESO | 18 |
| 3.8 DISPONIBILIDAD DE MANO DE OBRA | 18 |
| 3.8.1 Construcción civil | 18 |
| 3.8.2 Operación y mantenimiento | 18 |
| 3.9 DISPONIBILIDAD DE MATERIALES DE CONSTRUCCION | 18 |
| 3.10 ENERGIA ELECTRICA | 18 |
| 3.11 PLAN MAESTRO DE DESARROLLO URBANO | 19 |
| 3.12 DESCRIPCION Y DIAGNOSTICO DEL SISTEMA EXISTENTE DE AGUA POTABLE | 19 |
| 3.12.1 Entidad responsable del servicio | 19 |
| 3.12.2 Condiciones del servicio | 19 |
| 3.12.3 Componentes del sistema | 19 |
| 3.12.4 Número de conexiones domiciliarias | 19 |
| 3.12.5 Volúmenes de producción y consumo | 19 |

| | |
|---|-----------|
| 3.12.6 Control de calidad del agua | 20 |
| 3.12.7 Principales deficiencias del servicio | 20 |
| 3.13 DESCRIPCION Y DIAGNOSTICO DEL SISTEMA EXISTENTE DEL ALCANTARILLADO SANITARIO | 20 |
| 3.13.1 Entidad responsable del servicio | 20 |
| 3.13.2 Condiciones del servicio | 20 |
| 3.13.3 Componentes del proyecto | 20 |
| 3.13.4 Número de conexiones | 20 |
| 3.13.5 Descripción de las cuencas de drenaje | 20 |
| 3.13.6 Descripción del cuerpo receptor | 20 |
| 3.13.7 Principales deficiencias del servicio | 20 |
| 4 PROYECTO A NIVEL DE FACTIBILIDAD Y DISEÑO FINAL..... | 20 |
| 4.1 EVALUACION SOCIOECONOMICA Y FINANCIERA | 21 |
| 4.2 EVALUACION FINANCIERA INSTITUCIONAL | 21 |
| 4.3 ASPECTOS TARIFARIOS..... | 21 |
| 4.4 IMPACTO AMBIENTAL | 21 |
| 4.5 ESTRATEGIA DE INTERVENCION SOCIAL | 21 |

CAPITULO II

PROYECTO DE REDES DE ALCANTARILLADO SANITARIO

| | |
|---|-----------|
| 1 OBJETO | 22 |
| 2 CAMPO DE APLICACION | 22 |
| 3 TERMINOLOGIA | 22 |
| 3.1 SISTEMA DE ALCANTARILLADO | 22 |
| 3.2 SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO SEPARADO | 22 |
| 3.3 SISTEMA DE ALCANTARILLADO COMBINADO | 22 |
| 3.4 SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO CONDOMINIAL | 22 |
| 3.4.1 Ramal condominial | 22 |
| 3.4.2 Red pública | 22 |
| 3.5 AGUAS RESIDUALES | 22 |
| 3.6 AGUAS DOMESTICAS | 23 |
| 3.7 AGUAS INDUSTRIALES | 23 |
| 3.8 CAUDAL POR INFILTRACION (Q_i) | 23 |
| 3.9 CAUDAL POR CONEXIONES ERRADAS (Q_e) | 23 |
| 3.10 CUENCA DE CONTRIBUCION | 23 |
| 3.11 CUERPO RECEPTOR..... | 23 |
| 3.12 INSTALACION SANITARIA DOMICILIARIA | 23 |
| 3.13 CONEXION DOMICILIARIA | 23 |
| 3.14 CANAL | 23 |
| 3.15 COLECTOR | 23 |
| 3.16 PROFUNDIDAD DEL COLECTOR..... | 23 |
| 3.17 ALTURA DE RECUBRIMIENTO DEL COLECTOR..... | 23 |
| 3.18 CAMARA DE INSPECCION O POZO DE VISITA | 23 |
| 3.19 TERMINAL DE LIMPIEZA (TL) | 24 |
| 3.20 TUBO DE INSPECCION Y LIMPIEZA (TIL) | 24 |
| 3.21 CAJA DE PASO (CP)..... | 24 |
| 3.22 COLECTOR SECUNDARIO..... | 24 |
| 3.23 COLECTOR PRINCIPAL TRONCAL | 24 |
| 3.24 INTERCEPTOR..... | 24 |
| 3.25 EMISARIO | 24 |
| 3.26 RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO | 24 |
| 3.27 TRAMO DE COLECTOR | 24 |
| 3.28 CONTRIBUYENTE | 24 |

| | |
|---|-----------|
| 3.29 SIFON INVERTIDO | 24 |
| 3.30 ESTACION DE BOMBEO | 24 |
| 3.31 AREA TRIBUTARIA | 25 |
| 3.32 COEFICIENTE DE RETORNO O APORTE (C) | 25 |
| 3.33 COEFICIENTE DE PUNTA | 25 |
| 3.34 CAUDALES DE APORTE | 25 |
| 3.35 CAUDAL DE DISEÑO | 25 |
| 4 ELEMENTOS DEL PROYECTO | 25 |
| 4.1 INFORMACION BASICA | 25 |
| 4.2 ACTIVIDADES NECESARIAS | 25 |
| 4.3 PARAMETROS DEL PROYECTO | 26 |
| 4.3.1 Períodos de diseño recomendados | 26 |
| 4.3.2 Población de proyecto | 26 |
| 4.3.3 Tasas de crecimiento | 27 |
| 4.3.4 Aporte de aguas domésticas | 27 |
| 4.3.5 Dotación de agua potable | 27 |
| 4.3.6 Coeficientes relacionados a la determinación de caudales | 27 |
| 4.3.6.1 Coeficiente de retorno o aporte "C" | 27 |
| 4.3.6.2 Coeficiente de punta | 27 |
| 4.3.7 Caudal por conexiones erradas | 28 |
| 4.3.8 Caudal por infiltración | 28 |
| 4.3.9 Cuantificación de caudales de aporte | 28 |
| 4.3.10 Caudal de diseño | 29 |
| 4.3.11 Aporte de aguas industriales | 29 |
| 4.3.12 Aporte de aguas comerciales | 29 |
| 4.3.13 Aguas residuales de instituciones públicas | 29 |
| 4.4 CRITERIOS DE DISEÑO DE REDES DE ALCANTARILLADO | 29 |
| 4.4.1 Fórmulas para diseño | 29 |
| 4.4.1.1 Fórmula de Colebrook - White | 30 |
| 4.4.1.2 Fórmula de Manning | 30 |
| 4.4.2 Coeficiente de rugosidad | 31 |
| 4.4.3 Criterio de la tensión tractiva | 31 |
| 4.4.3.1 Tensión tractiva mínima | 31 |
| 4.4.4 Pendiente mínima | 32 |
| 4.4.5 Pendiente mínima admisible | 32 |
| 4.4.5.1 Relaciones de caudal | 32 |
| 4.4.6 Pendiente mínima admisible para diferentes relaciones de caudal | 33 |
| 4.4.7 Diámetro mínimo | 33 |
| 4.4.8 Pendiente máxima admisible | 34 |
| 4.4.9 Tirante de agua | 34 |
| 4.5 ESPECIFICACIONES CONSTRUCTIVAS | 35 |
| 4.5.1 Profundidad mínima | 35 |
| 4.5.1.1 Recubrimiento mínimo | 35 |
| 4.5.1.2 Conexión de descargas domiciliarias | 35 |
| 4.5.2 Profundidad máxima | 35 |
| 4.5.3 Control de remanso | 35 |
| 4.5.4 Ubicación de cámaras de inspección | 35 |
| 4.5.5 Distancias máximas entre cámaras | 35 |

| | | |
|--------|---|----|
| 4.5.6 | Dimensiones recomendables de zanja | 35 |
| 4.5.7 | Anchos de zanja para dos o más colectores | 36 |
| 4.5.8 | Dimensiones de cámaras de inspección | 36 |
| 4.5.9 | Canaletas media caña | 36 |
| 4.5.10 | Cámaras con caída | 36 |

CAPITULO III

PROYECTO DE INTERCEPTORES Y EMISARIOS DE AGUAS RESIDUALES

| | | |
|----------|--|-----------|
| 1 | OBJETO | 37 |
| 2 | TERMINOLOGIA | 37 |
| 2.1 | INTERCEPTOR | 37 |
| 3 | DESARROLLO DEL PROYECTO | 37 |
| 3.1 | ESTUDIOS DE SOPORTE | 37 |
| 3.2 | ACTIVIDADES NECESARIAS | 37 |
| 4 | REGIMEN HIDRAULICO DE ESCURRIMIENTO | 38 |
| 5 | TRAZADO DE DIRECTRICES | 38 |
| 6 | OBRAS COMPLEMENTARIAS | 38 |

CAPITULO IV

PROYECTO DE ESTACIONES DE BOMBEO

| | | |
|----------|--|-----------|
| 1 | OBJETO | 40 |
| 2 | CAMPO DE APLICACION | 40 |
| 3 | TERMINOLOGIA | 40 |
| 3.1 | ESTACIONES DE BOMBEO | 40 |
| 3.2 | VOLUMEN UTIL | 40 |
| 3.3 | VOLUMEN EFECTIVO | 40 |
| 4 | DESARROLLO DEL PROYECTO | 40 |
| 4.1 | ELEMENTOS NECESARIOS | 40 |
| 4.1.1 | Localización | 40 |
| 4.1.2 | Parámetros básicos del proyecto | 41 |
| 4.1.3 | Tipo de estación y etapas del proyecto | 41 |
| 4.2 | ACTIVIDADES NECESARIAS | 42 |
| 4.2.1 | Ubicación de la estación de bombeo | 42 |
| 4.2.2 | Predimensionamiento del pozo de succión | 42 |
| 4.2.3 | Preselección de los equipos de bombeo | 42 |
| 4.2.3.1 | Caudal de bombeo | 42 |
| 4.2.3.2 | Altura manométrica de la bomba | 43 |
| 4.2.3.3 | Número de conjuntos motor-bomba | 43 |
| 4.2.4 | Dimensionamiento de las tuberías de succión y bombas | 43 |
| 4.2.5 | Determinación de las unidades complementarias | 44 |
| 4.2.5.1 | Sistema de medición del agua residual | 44 |
| 4.2.5.2 | Canales afluentes | 45 |
| 4.2.5.3 | Instalaciones de cribado (rejas) | 45 |
| 4.2.6 | Criterios de dimensionamiento | 46 |
| 4.2.6.1 | Vertedor | 46 |
| 4.2.6.2 | Canal Parshall | 46 |

**CAPITULO V
PROYECTO DE SISTEMAS DE TRATAMIENTO
DE AGUAS RESIDUALES**

| | |
|---|-----------|
| 1 OBJETO | 47 |
| 2 CAMPO DE APLICACION | 47 |
| 2.1 FASES Y PROCESOS DE TRATAMIENTO | 47 |
| 2.1.1 Tratamientos preliminares | 47 |
| 2.1.2 Tratamientos primarios | 47 |
| 2.1.3 Tratamientos secundarios | 48 |
| 2.1.3.1 Tratamientos biológicos aeróbios | 48 |
| 2.1.3.2 Tratamientos biológicos anaeróbios | 48 |
| 2.1.4 Tratamientos terciarios | 48 |
| 2.1.5 Desinfección | 48 |
| 3 TERMINOLOGIA | 48 |
| 3.1 PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES (P.T.A.R.) | 48 |
| 3.2 AGUAS RESIDUALES | 49 |
| 3.3 PROCESO DE TRATAMIENTO | 49 |
| 3.4 OPERACIONES UNITARIAS | 49 |
| 3.5 PROCESOS QUIMICOS UNITARIOS | 49 |
| 3.6 PROCESOS BIOLOGICOS UNITARIOS | 49 |
| 3.7 SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES | 49 |
| 3.8 CAMARA SEPTICA | 49 |
| 3.9 TANQUE IMHOFF | 49 |
| 3.10 LAGUNAS ANAEROBIAS | 49 |
| 3.11 LAGUNAS FACULTATIVAS | 49 |
| 3.12 LAGUNAS AEROBIAS | 49 |
| 3.13 LAGUNAS DE MADURACION | 50 |
| 3.14 LAGUNAS AIREADAS | 50 |
| 3.15 SISTEMAS CONVENCIONALES | 50 |
| 3.16 SISTEMAS NO CONVENCIONALES | 50 |
| 3.17 UNIDADES COMPLEMENTARIAS Y COMPONENTES DE LOS SISTEMAS | 50 |
| 3.18 GRADO DE TRATAMIENTO O EFICIENCIA DE TRATAMIENTO | 50 |
| 4 DESARROLLO DE LOS PROYECTOS HIDRAULICO SANITARIOS | 50 |
| 4.1 CONCEPCION DEL SISTEMA | 50 |
| 4.2 ELEMENTOS NECESARIOS | 50 |
| 4.3 ACTIVIDADES NECESARIAS | 51 |
| 5 DISEÑO DE SISTEMAS DE TRATAMIENTO | 52 |
| 5.1 PARAMETROS BASICOS | 52 |
| 5.1.1 Caudales y DBO | 52 |
| 5.1.2 Carga orgánica | 52 |
| 5.1.3 Unidades modulares | 52 |
| 5.1.4 Conductos de desvío | 52 |
| 5.1.5 Sistemas de compuertas | 52 |
| 5.1.6 Sistemas de medición | 52 |
| 5.1.7 Laboratorio de análisis | 53 |
| 5.1.8 Velocidades | 53 |
| 5.1.9 Ventilación e iluminación | 53 |
| 5.1.10 Memoria de cálculo | 53 |
| 6 CONDICIONES ESPECIFICAS | 54 |
| 6.1 TRATAMIENTO PRELIMINAR | 54 |
| 6.1.1 Rejas y canales afluentes | 54 |

| | | |
|---------|--|----|
| 6.1.2 | Desarenadores | 54 |
| 6.1.2.1 | Desarenadores de retención de arena por gravedad | 54 |
| 6.2 | TRATAMIENTOS PRIMARIOS | 55 |
| 6.2.1 | Sedimentadores primarios | 55 |
| 6.2.1.1 | Remoción del lodo y espuma | 55 |
| 6.2.1.2 | Relaciones dimensionales | 55 |
| 6.2.1.3 | Criterios de dimensionamiento | 55 |
| 6.2.2 | CAMARAS SEPTICAS | 56 |
| 6.2.2.1 | Dispositivos de ingreso y salida | 56 |
| 6.2.2.2 | Volumen del tanque | 56 |
| 6.2.2.3 | Tiempos de detención (T) | 56 |
| 6.2.2.4 | Contribución de lodo (L_f) | 56 |
| 6.2.2.5 | Tasa de acumulación del lodo (K) | 57 |
| 6.2.2.6 | Geometría de los tanques | 57 |
| 6.2.2.7 | Profundidades de los tanques sépticos | 57 |
| 6.2.2.8 | Tanques sépticos de cámaras en serie | 57 |
| 6.2.2.9 | Registros de inspección | 57 |
| 6.2.3 | TANQUES IMHOFF | 57 |
| 6.2.3.1 | Zona de Sedimentación | 57 |
| 6.2.3.2 | Zona de Digestión | 58 |
| 6.2.3.3 | Purga de lodos | 58 |
| 6.3 | TRATAMIENTOS SECUNDARIOS | 58 |
| 6.3.1 | LAGUNAS DE ESTABILIZACION | 58 |
| 6.3.1.1 | Carga orgánica máxima aplicable | 58 |
| 6.3.1.2 | Remoción de DBO y patógenos | 59 |
| 6.3.1.3 | Relaciones ancho-largo | 59 |
| 6.4 | FILTROS BIOLOGICOS | 59 |
| 6.4.1 | Cargas de Trabajo | 59 |
| 6.4.2 | Ventilación | 60 |
| 6.4.3 | Sistema de drenaje | 60 |
| 6.5 | REACTOR ANAEROBICO DE FLUJO ASCENDENTE TIPO RALF | 60 |
| 6.5.1 | Cargas orgánicas | 60 |
| 6.5.2 | Tiempos de retención | 61 |
| 6.5.3 | Velocidades ascensionales | 61 |
| 6.5.4 | Sistema de alimentación | 61 |
| 6.5.5 | Geometría del Reactor | 61 |
| 6.5.6 | Recolección del efluente | 61 |
| 6.5.7 | Drenaje de lodo | 62 |
| 6.6 | LECHOS DE SECADO | 62 |
| 6.7 | DESINFECCION | 63 |

CAPITULO VI
SISTEMAS DE ALCANTARILLADO PLUVIAL

| | | |
|----------|-----------------------------------|-----------|
| 1 | OBJETO | 64 |
| 2 | PRINCIPIOS GENERALES | 64 |
| 3 | TERMINOLOGIA | 65 |
| 3.1 | CAUDAL DE PROYECTO | 65 |
| 3.2 | CORDON DE ACERA | 65 |
| 3.3 | CUNETA | 65 |
| 3.4 | RASANTE | 65 |
| 3.5 | BOCA DE TORMENTA | 65 |

| | | |
|-----------|--|-----------|
| 3.6 | COLECTOR | 65 |
| 3.7 | TRAMO DE COLECTOR | 65 |
| 3.8 | COLECTOR PRINCIPAL | 65 |
| 3.9 | COLECTOR SECUNDARIO | 65 |
| 3.10 | CAMARA DE CONEXION | 65 |
| 3.11 | TUBERIA DE CONEXION | 65 |
| 3.12 | CAMARA DE INSPECCION | 66 |
| 3.13 | TIEMPO DE CONCENTRACION | 66 |
| 3.14 | TIEMPO DE ENTRADA | 66 |
| 3.15 | TIEMPO DE TRAYECTO | 66 |
| 4 | COMPONENTES DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL | 66 |
| 5 | PARAMETROS BASICOS DE DISEÑO | 66 |
| 5.1 | ECUACION DE LLUVIAS | 66 |
| 5.1.1 | Ecuacion intensidad - frecuencia - duración | 67 |
| 5.1.2 | Frecuencia de llluvias | 68 |
| 5.2 | AREAS DE APORTE | 68 |
| 5.3 | COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO | 68 |
| 6 | CRECIMIENTO DE LA URBANIZACION | 69 |
| 7 | ESTUDIO DEL DESTINO FINAL DE LAS AGUAS PLUVIALES CAPTADAS | 70 |
| 8 | TRAZADO DE LA RED DE COLECTORES DE AGUAS PLUVIALES | 70 |
| 8.1 | UBICACION DE BOCAS DE TORMENTA | 70 |
| 8.2 | CAMARAS DE CONEXION Y CAMARAS DE INSPECCION | 70 |
| 9 | METODOS DE CALCULO DE CAUDALES DE PROYECTO | 70 |
| 10 | REDUCCION DEL CAUDAL MAXIMO | 71 |
| 11 | EFFECTO DE ALMACENAMIENTO | 72 |
| 12 | COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO A ADOPTAR EN EL PROYECTO | 72 |
| 13 | TIEMPO DE CONCENTRACION | 72 |
| 14 | INTENSIDAD DE LLUVIA A ADOPTAR | 72 |
| 15 | AREAS DE LA CUENCA DE DRENAJE Y SUBCUENCAS CONTRIBUYENTES | 72 |
| 16 | CRITERIO PARA EL ESPACIAMIENTO DE LAS BOCAS DE TORMENTA | 73 |
| 17 | DIMENSIONAMIENTO DE COLECTORES DE AGUAS PLUVIALES | 73 |
| 17.1 | TIPOS DE SECCION ADMITIDOS | 73 |
| 17.2 | DIMENSIONES MINIMAS DE LOS COLECTORES | 73 |
| 17.3 | ALTURA DE TIRANTE DE AGUA A CONSIDERAR EN EL PROYECTO | 73 |
| 17.4 | RECUBRIMIENTO MINIMO SOBRE LOS COLECTORES | 73 |
| 17.5 | PROFUNDIDAD MAXIMA DE LOS COLECTORES | 73 |
| 17.6 | INTERCONEXION ENTRE TRAMOS DE COLECTORES | 74 |
| 17.7 | CRITERIO DE LA TENSION TRACTIVA | 74 |
| 17.8 | TENSION TRACTIVA ADMISIBLE | 74 |
| 17.8.1 | Determinación empírica de la tensión tractiva mínima | 74 |
| 17.9 | PENDIENTE MINIMA | 75 |
| 17.9.1 | Pendiente mínima admisible | 75 |
| 17.9.2 | Relaciones de caudal | 75 |
| 17.9.3 | Pendiente mínima admisible para diferentes relaciones de caudal | 76 |
| 17.10 | CALCULOS HIDRAULICOS | 77 |
| 17.11 | COEFICIENTE DE RUGOCIDAD | 77 |
| 18 | PRESENTACION DEL PROYECTO HIDRAULICO | 77 |
| 18.1 | FASE PRELIMINAR | 77 |
| 18.2 | FASE DEFINITIVA | 77 |
| 18.3 | PLANILLAS DE CALCULO | 78 |
| 18.4 | SECCIONES TIPICAS | 78 |

**CAPITULO VII
ESTRUCTURAS ESPECIALES**

| | |
|---|-----------|
| 1 OBJETO | 79 |
| 2 BOCAS DE TORMENTA | 79 |
| 3 CAMARAS DE INSPECCION | 79 |
| 4 CAMARAS CON CAIDA | 79 |
| 5 TRANSICION DE LOS COLECTORES | 79 |
| 6 DISEÑO DE RAPIDAS DE CAIDAS ESCALONADAS | 80 |
| 7 CANALES | 80 |
| 7.1 CANALES REVESTIDOS | 80 |
| 7.2 CANALES DE CONCRETO CON PENDIENTE MENOR O IGUAL AL 8,0%. | 80 |
| 7.3 CANALES DE CONCRETO CON PENDIENTE MAYOR AL 8%. | 80 |
| 8 AMORTIGUADORES DE ENERGIA | 80 |
| 8.1 AMORTIGUADORES POR IMPACTO | 80 |
| 8.2 AMORTIGUADORES CON RESALTO HIDRAULICO | 80 |
| 9 CANAL DE ENTREGA ENTRE EL AMORTIGUADOR Y LA DESCARGA | 81 |
| 10 SIFONES INVERTIDOS | 81 |
| 10.1 DIAMETRO MINIMO | 81 |
| 10.2 VELOCIDAD MINIMA | 81 |
| 10.3 SISTEMA DE LIMPIEZA | 81 |
| 11 CANALIZACION DE CAUCES | 81 |
| 12 CONTROL DE LA EROSION EN LA DESCARGA | 81 |
| 12.1 ALINEAMIENTO | 82 |
| 12.2 PENDIENTE | 82 |

**CAPITULO VIII
SEGURIDAD ESTRUCTURAL Y TIPOS DE APOYO**

| | |
|--|-----------|
| 1 OBJETO | 83 |
| 2 REFERENCIAS COMPLEMENTARIAS | 83 |
| 3 TERMINOLOGIA | 83 |
| 4 ACTIVIDADES NECESARIAS | 83 |
| 4.1 CARGA DEL TERRENO | 83 |
| 4.2 SOBRECARGAS MOVILES | 84 |
| 4.3 COEFICIENTE DE CONSTRUCCION | 84 |
| 4.4 COMPROBACION DE LA SEGURIDAD A LA ROTURA | 84 |
| ANEXO A | 91 |
| ANEXO B | 94 |
| ANEXO C | 98 |

CAPITULO I

MARCO CONCEPTUAL PARA LA ELABORACION DEL PROYECTO

1 OBJETO

El presente capítulo establece las condiciones que deben cumplir los estudios y concepción de los sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial. Ha sido preparado con el objetivo de guiar a los proyectistas y entidades responsables en la planificación, diseño y ejecución de sus componentes.

2 TERMINOLOGIA

2.1 MARCO CONCEPTUAL

Identificación de los diferentes componentes de un sistema organizado para formar un conjunto integrado y que deben ser cualitativa y cuantitativamente comparados entre sí para la selección de la concepción básica.

2.2 CONCEPCION BASICA

Opción seleccionada desde el punto de vista técnico, económico, financiero y social.

2.3 ALCANCE DE PROYECTO

Año previsto para que el sistema proyectado pase a operar con la utilización plena de su capacidad.

2.4 ETAPAS DE IMPLANTACION

Conjunto de obras del sistema que atiende los requerimientos de funcionamiento en cada uno de los intervalos del período de alcance de proyecto.

2.5 POBLACION SERVIDA

Población que contribuye al sistema existente.

2.6 POBLACION INICIAL

Población atendida en el año de inicio de operación.

2.7 POBLACION FINAL O FUTURA

Población atendida en el año de alcance de proyecto.

2.8 COSTO DE INVERSION

Suma de los montos necesarios para la implantación del sistema, comprende costos de inversión en obras, equipos, servicios de supervisión y desarrollo comunitario.

2.9 COSTOS DE OPERACION Y MANTENIMIENTO

Gastos en salarios del personal, materiales, consumo efectivo de energía eléctrica y equipos para la operación y mantenimiento de los componentes del sistema durante el período de alcance de proyecto.

3 ESTUDIOS BASICOS PARA LA ELABORACION DEL PROYECTO

3.1 DATOS GENERALES

- a) Nombre de la localidad o municipio.
- b) Ubicación geográfica.
- c) Datos demográficos.
- d) Actividad económica relacionada a industrias, agricultura, pecuaria y comercio.

3.2 CARACTERISTICAS FISICAS DE LA REGION EN ESTUDIO

3.2.1 Climatología

- a) Temperatura mínima, media y máxima.
- b) Dirección de vientos predominantes.
- c) Estadísticas de precipitación pluvial mínima, media y máxima.
- d) Altitud media.

3.3 ESTUDIOS DE SOPORTE

3.3.1 Estudio topográfico (véase anexo C)

3.3.2 Estudio de los recursos hídricos y calidad de agua para el consumo humano

- a) Estudio de las principales fuentes de abastecimiento de agua potable.
Se deberán realizar estudios hidrológicos e hidrogeológicos que permitan garantizar el abastecimiento de agua potable actual y futuro.
- b) Análisis físico-químico y bacteriológico del agua para consumo.
Se realizarán de acuerdo a las normas nacionales de calidad, incluyendo el informe y recomendaciones del laboratorio responsable.

3.3.3 Estudio geotécnico

Siguiendo el trazado de la red de alcantarillado sanitario, deberá contemplar el reconocimiento general del terreno y el estudio de suelos, tendiente a evaluar sus características, considerando los siguientes aspectos:

- a) Obtener muestras de suelo que serán sometidas a ensayos de identificación en laboratorio y elaborar un perfil estratigráfico.
- b) Determinar la agresividad del suelo, con indicadores de pH, conductividad, sulfatos y cloruros.
- c) Determinar la percolación y capacidad de absorción del terreno.

- d) Detectar la presencia de agua subterránea.
- e) Determinar la capacidad portante del suelo de fundación y su módulo de elasticidad correspondiente.
- f) En función de las características del suelo, clasificar las áreas de emplazamiento de obras como tanques, estaciones de bombeo, plantas de tratamiento, represas, canales, etc.

3.3.4 Cuerpos receptores existentes y probables

Describir los lugares de vertimiento de las aguas servidas, su estado y capacidad de asimilación del curso receptor.

El grado de tratamiento de las aguas residuales dependerá del uso actual y futuro del cuerpo receptor.

3.4 CARACTERISTICAS SOCIOECONOMICAS DE LA POBLACION EN ESTUDIO

3.4.1 Encuesta socioeconómica

Realizar una encuesta socioeconómica para establecer la línea base del proyecto, y además, obtener información para estimar estadísticamente la función de demanda de agua a nivel familiar, que permita definir la relación entre el precio del agua y su consumo. La curva de demanda será utilizada para el cálculo de beneficios del proyecto.

Para usuarios conectados al sistema, la encuesta estará dirigida solamente aquellas familias que tienen medidor y reciben agua sin restricción a la tarifa vigente.

Para los usuarios no conectados al sistema que serán incorporados con el proyecto, se investigará el precio marginal de auto-abastecimiento y la cantidad consumida correspondiente.

Además, la encuesta debe permitir obtener información que describa la condición socioeconómica de los habitantes de las ciudades, así como la cobertura, capacidad, operación y mantenimiento de los actuales sistemas.

Realizar la encuesta socioeconómica cumpliendo las siguientes actividades:

- a) Elaboración del formulario de encuesta para obtener datos sobre:
 - Actividad económica y nivel de ingreso de la familia.
 - Número de personas de la familia.
 - Forma de abastecerse de agua.
 - Hábitos en el uso del agua (alimentación, higiene personal, aseo de la vivienda, otros).
 - Número de puntos de agua en la vivienda.
 - Prácticas en la reinstalación del agua.
 - Instalaciones intradomiciliarias.
 - Volumen y precio marginal de abastecimiento de agua comprada del sistema público (sin incluir cargos fijos).
 - Para los casos de auto-abastecimiento de agua, determinar a través del costo de oportunidad del tiempo, y el costo marginal del agua.
 - Tipo de desagüe o descarga de aguas servidas de la vivienda.

- b) Determinación del tamaño de la muestra.
- c) Prueba del formulario de encuesta en el terreno y corrección del mismo de acuerdo a las circunstancias y condiciones particulares.
- d) Realización de encuestas definitivas en el terreno.
- e) Codificación de encuestas y realización de un archivo de datos en bruto, utilizando una base de datos.

3.5 ESTUDIO DEMOGRAFICO

El cálculo de la población y su distribución espacial, debe ser realizada con base en datos censales e información local y regional.

Deben ser determinadas, tanto para el inicio como para el final del proyecto, las densidades poblacionales en las zonas de ocupación homogénea, siguiendo las categorías: residencial, comercial, industrial y pública.

3.6 COMUNICACION LOCAL Y REGIONAL

Servicio telefónico local e internacional, correo, radio aficionados y similares.

3.7 VIAS DE ACCESO

- a) Carreteras de acceso, ferrocarriles, navegación aérea, fluvial y lacustre, distancias a los centros urbanos más accesibles.
- b) Facilidad de transporte de materiales y de los equipos necesarios para la ejecución de obras.

3.8 DISPONIBILIDAD DE MANO DE OBRA

3.8.1 Construcción civil

Disponibilidad de mano de obra calificada y no calificada para la construcción civil y salarios vigentes en la localidad.

3.8.2 Operación y mantenimiento

Disponibilidad local de personal técnico para la operación - mantenimiento y salarios vigentes en la localidad.

3.9 DISPONIBILIDAD DE MATERIALES DE CONSTRUCCION

- Disponibilidad local y regional.
- Capacidad de producción y calidad de los materiales fabricados por las industrias locales compatibles a la necesidad de las obras.

3.10 ENERGIA ELECTRICA

- Disponibilidad y confiabilidad de abastecimiento continuo.
- Características del sistema de distribución existente.
- Tensión, potencia y frecuencia.

- Evolución de las conexiones en los últimos años según categorías de consumo residencial, comercial, industrial y público.
- Tarifas de consumo por categorías.

3.11 PLAN MAESTRO DE DESARROLLO URBANO

- a) Planos directores existentes del área urbana (fechas, escalas, curvas de nivel).
- b) Planos vigentes de expansión urbana, tipo de ocupación prevista (residencial, comercial, industrial y pública).
- c) Aspectos de desarrollo socioeconómico.
 - Situación actual, tendencias y pronósticos.
 - Crecimiento y posibilidades de desarrollo industrial y comercial.

3.12 DESCRIPCION Y DIAGNOSTICO DEL SISTEMA EXISTENTE DE AGUA POTABLE

3.12.1 Entidad responsable del servicio

- a) Describir el tipo de administración y organización del concesionario del servicio.
 - Organigrama de la administración.
 - Número de funcionarios.

3.12.2 Condiciones del servicio

Descripción de la cobertura, continuidad, sistemas aislados y abastecimientos particulares.

3.12.3 Componentes del sistema

Descripción de las fuentes aprovechadas y componentes del sistema en: captación, conducción, estaciones de bombeo, plantas de tratamiento, tanques de almacenamiento, redes de distribución.

3.12.4 Número de conexiones domiciliarias

- Tarifa vigente.
- Dificultades de ejecución.
- Tipos de conexión.
- Materiales utilizados.
- Evolución del número de conexiones en los tres últimos años según categorías residencial, industrial y pública.
- Consumos unitarios conocidos o estimados.
- Población abastecida y su distribución espacial.

3.12.5 Volúmenes de producción y consumo

- Volúmenes medidos (producidos y efectivamente consumidos), según las categorías de usuarios.
- Determinación de pérdidas en el sistema.

3.12.6 Control de calidad del agua

Condiciones de potabilidad y legislación.

3.12.7 Principales deficiencias del servicio

Aspectos débiles del servicio que requieren una urgente solución con descripción de las obras más necesarias y su priorización.

3.13 DESCRIPCION Y DIAGNOSTICO DEL SISTEMA EXISTENTE DEL ALCANTARILLADO SANITARIO

3.13.1 Entidad responsable del servicio

- a) Tipo de administración y organización del prestador del servicio.

3.13.2 Condiciones del servicio

Descripción de la cobertura, número de predios catastrados, población servida, porcentaje de atención actual, formas de disposición de aguas residuales, cuantificación de caudales, tipo de tratamiento implementados.

3.13.3 Componentes del proyecto

Red colectora, interceptores, emisarios, estaciones de bombeo y sistema de tratamiento con descripción de los procesos unitarios.

3.13.4 Número de conexiones

- Tarifa vigente.
- Dificultades de ejecución.
- Tipos de conexión.
- Materiales utilizados.
- Evolución del número de conexiones en los tres últimos años según categoría de usuario.
- Población abastecida y su distribución espacial.

3.13.5 Descripción de las cuencas de drenaje

Delimitación del área para la cual debe ser proyectado el sistema en forma compatible con los planes de expansión urbana.

3.13.6 Descripción del cuerpo receptor

Descripción del cuerpo receptor para la disposición final de las aguas tratadas.

3.13.7 Principales deficiencias del servicio

Obras que requieren una solución urgente de implementación con descripción de las más necesarias y su priorización.

4 PROYECTO A NIVEL DE FACTIBILIDAD Y DISEÑO FINAL

Los estudios correspondientes se realizarán en atención a la normativa vigente en el país emitida por el órgano rector.

4.1 EVALUACION SOCIOECONOMICA Y FINANCIERA

Presentar la evaluación socioeconómica y financiera del proyecto, sobre la base de la normativa vigente en el país emitida por el órgano rector.

4.2 EVALUACION FINANCIERA INSTITUCIONAL

Presentar la evaluación financiera institucional de la entidad prestadora del servicio incluyendo los costos de inversión y explotación del proyecto.

En el caso de financiamiento de proyectos con recursos externos canalizados por entidades financieras, la evaluación se deberá realizar de acuerdo a sus guías vigentes de presentación de proyectos.

4.3 ASPECTOS TARIFARIOS

Presentar el estudio tarifario, sobre la base de la normativa vigente en el país emitida por el órgano rector.

4.4 IMPACTO AMBIENTAL

El análisis del impacto ambiental del proyecto, será ejecutado conforme a la reglamentación en actual vigencia emitida por el órgano rector.

4.5 ESTRATEGIA DE INTERVENCION SOCIAL

Todo proyecto de alcantarillado sanitario deberá contener una propuesta de intervención social de acuerdo a la normativa existente.

CAPITULO II

PROYECTO DE REDES DE ALCANTARILLADO SANITARIO

1 OBJETO

Este capítulo tiene por objeto definir las condiciones mínimas que deben ser observadas para la elaboración de proyectos de redes de alcantarillado sanitario, destinadas a la recolección y evacuación de aguas residuales.

2 CAMPO DE APLICACION

Es aplicable a proyectos hidráulicos y sanitarios de redes recolectoras de aguas residuales, con funcionamiento por gravedad.

3 TERMINOLOGIA

3.1 SISTEMA DE ALCANTARILLADO

Conducto de servicio público cerrado, destinado a recolectar y transportar aguas residuales o de lluvia que fluyen por gravedad libremente bajo condiciones normales.

3.2 SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO SEPARADO

Sistema de alcantarillado sanitario destinado a recolectar y transportar aguas residuales utilizando como unidad básica de conexión la vivienda o predio.

3.3 SISTEMA DE ALCANTARILLADO COMBINADO

Sistema de alcantarillado que recolecta y transporta conjuntamente aguas residuales y de lluvia.

3.4 SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO CONDOMINIAL

Sistema de alcantarillado sanitario destinado a recolectar y transportar aguas residuales utilizando el ramal condominial como unidad básica de conexión.

3.4.1 Ramal condominial

Tubería que recolecta aguas residuales de un conjunto de edificaciones que descarga a la red pública en un punto.

3.4.2 Red pública

Conjunto de tuberías que reciben las aguas residuales de ramales condominiales o conexiones domiciliarias.

3.5 AGUAS RESIDUALES

Desecho líquido constituido por aguas domésticas e industriales, aguas de infiltración y de contribución pluvial por malas conexiones.

3.6 AGUAS DOMESTICAS

Desecho líquido resultante de los hábitos higiénicos del hombre en actividades domésticas.

3.7 AGUAS INDUSTRIALES

Líquido residual resultante de procesos industriales, considerando los parámetros de lanzamiento establecidos.

3.8 CAUDAL POR INFILTRACION (Q_i)

Agua proveniente del subsuelo, indeseable para el sistema separado y que puede penetrar en las alcantarillas.

3.9 CAUDAL POR CONEXIONES ERRADAS (Q_e)

Contribución de caudal debido a la introducción ilegal de aguas pluviales en la red de alcantarillado sanitario.

3.10 CUENCA DE CONTRIBUCION

Conjunto de áreas contribuyentes, cuyas aguas residuales fluyen hacia un punto único de concentración.

3.11 CUERPO RECEPTOR

Cualquier curso de agua natural que recibe el lanzamiento del efluente final.

3.12 INSTALACION SANITARIA DOMICILIARIA

Conjunto de tuberías de agua potable, alcantarillado, accesorios y artefactos que se encuentran dentro de los límites de la propiedad.

3.13 CONEXION DOMICILIARIA

Es el colector de propiedad particular que conduce el agua residual de una edificación hasta la red colectora.

3.14 CANAL

Estructura hidráulica cubierta destinada al transporte de aguas residuales.

3.15 COLECTOR

Es una tubería que funcionando como conducto libre, recibe la contribución de aguas residuales en cualquier punto a lo largo de su longitud.

3.16 PROFUNDIDAD DEL COLECTOR

Diferencia de nivel, entre la superficie de la razante de la vía y la solera del colector.

3.17 ALTURA DE RECUBRIMIENTO DEL COLECTOR

Diferencia de nivel, entre la superficie del terreno y la clave del colector.

3.18 CAMARA DE INSPECCION O POZO DE VISITA

Cámara visitable a través de una abertura existente en su parte superior, destinada a permitir la reunión de dos o más colectores. Además, tiene la finalidad de permitir la inspección y el mantenimiento de los colectores.

3.19 TERMINAL DE LIMPIEZA (TL)

Prolongación del colector en forma vertical que permite efectuar la limpieza en los tramos de arranque de la red.

3.20 TUBO DE INSPECCION Y LIMPIEZA (TIL)

Tubo vertical conectado a los colectores que permite la inspección e introducción de los equipos de limpieza, instalado en cualquier punto de la red en sustitución de algunas cámaras de inspección.

3.21 CAJA DE PASO (CP)

Cámara sin acceso, localizada en puntos singulares por necesidad constructiva.

3.22 COLECTOR SECUNDARIO

Colector de diámetro menor (100 ó 150 mm) que se conecta a un colector principal.

3.23 COLECTOR PRINCIPAL TRONCAL

Colector que recibe las aguas provenientes de los colectores secundarios.

3.24 INTERCEPTOR

Colector que recibe la contribución de varios colectores principales, localizados en forma paralela a lo largo de las márgenes de quebradas y ríos o en la parte más baja de la cuenca.

3.25 EMISARIO

Colector que tiene como origen el punto más bajo del sistema y que conduce las aguas residuales al sitio donde se someterán a tratamiento. Se caracteriza porque a lo largo de su desarrollo no recibe contribución alguna.

3.26 RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO

Conjunto de colectores secundarios, principales, interceptores, emisarios, cámaras de inspección, terminales de limpieza y tubos de inspección y limpieza.

3.27 TRAMO DE COLECTOR

Longitud de colector comprendida entre dos cámaras de inspección o tubos de inspección y limpieza sucesivos.

3.28 CONTRIBUYENTE

Es el agente productor de aguas residuales.

3.29 SIFON INVERTIDO

Estructura construida con uno o más colectores que trabajan a presión. Es requerida para pasar por debajo de quebradas y ríos.

3.30 ESTACION DE BOMBEO

Componente del sistema utilizado para evacuar por bombeo aguas residuales.

3.31 AREA TRIBUTARIA

Superficie que drena hacia un tramo o punto determinado.

3.32 COEFICIENTE DE RETORNO O APORTE (C)

Relación entre el volumen de agua residual que llega a las alcantarillas y el volumen de agua abastecida.

3.33 COEFICIENTE DE PUNTA

Es la relación entre el caudal medio y el caudal máximo horario. Usualmente determinado por fórmulas en las cuales interviene la población y las características de consumo de agua.

3.34 CAUDALES DE APORTE

Son caudales de contribución medio, máximo y mínimo (l/s).

Deben ser considerados los coeficientes que intervienen en la determinación de estos caudales.

3.35 CAUDAL DE DISEÑO

Caudal máximo horario de contribución de aguas residuales, más los caudales adicionales por conexiones erradas e infiltración, se calcula para la etapa inicial y final de periodo de diseño.

4 ELEMENTOS DEL PROYECTO

4.1 INFORMACION BASICA

La información básica del proyecto será obtenida conforme lo indicado en el Capítulo I de la presente norma.

4.2 ACTIVIDADES NECESARIAS

- a) Delimitación de las cuencas y subcuencas de drenaje contenidas en el área considerada.
- b) Cálculo de las tasas de contribución de caudales inicial y final de conformidad a lo definido en el anexo A (1.7.2, 1.7.3).
- c) Trazado geométrico de la red y sus interconexiones con redes existentes, si los hubieran siempre que esté prevista su utilización.
- d) Ubicación de los componentes del sistema en relación al trazado de la red.
- e) Dimensionamiento hidráulico de la red con la elaboración de planillas de cálculo, conforme lo definido en el reglamento de la presente norma.
- f) Dibujo de colectores, interceptores y emisarios en planta con información detallada, así como los detalles demostrativos de las instalaciones complementarias del sistema.

4.3 PARAMETROS DEL PROYECTO

4.3.1 Períodos de diseño recomendados

a) En función a la población

- Localidades de 1 000 a 15 000 habitantes: 10 a 15 años.
- Localidades de 15 000 a 50 000 habitantes: 15 a 20 años.
- Localidades con más de 50 000 habitantes: 30 años, pero podrá ser mayor o menor siempre que el proyectista justifique el período de diseño elegido.

b) En función a los componentes

| <u>Componentes</u> | <u>Periodo (Años)</u> |
|---------------------------------------|-----------------------|
| Colectores secundarios y principales | 20 a 30 |
| Colectores, interceptores y emisarios | 30 a 50 |
| | |
| Equipos | |
| Mecánico | 5 a 10 |
| Combustión | 5 a 10 |
| Eléctrico | 10 a 15 |

4.3.2 Población de proyecto

La población de proyecto será determinada mediante el estudio demográfico indicado en el numeral 3.5 del capítulo I. Además se tomará en cuenta los métodos tradicionales y los establecidos por el Instituto Nacional de Estadística (INE), según las siguientes expresiones:

a) Crecimiento aritmético:
$$P_f = P_a + i t$$

b) Crecimiento geométrico:
$$P_f = P_a (1+i)^t$$

c) Crecimiento exponencial:
$$P_f = P_a e^{(i t)}$$

Donde:

- P_a = Población inicial.
- P_f = Población final.
- t = Período de tiempo considerado (años).
- i = Tasa de crecimiento (decimal).

En todos los casos se deberá presentar un gráfico con los resultados obtenidos de los métodos utilizados. El proyectista deberá evaluar las tendencias de crecimiento en función a las actividades económicas de la población y recomendar la más apropiada.

4.3.3 Tasas de crecimiento

Para determinar las tasas de crecimiento demográfico se acudirá a la información proporcionada por el INE.

4.3.4 Aporte de aguas domésticas

El aporte de aguas domésticas será adoptado como un porcentaje de la dotación de agua potable, determinado por el coeficiente de retorno o aporte (C).

4.3.5 Dotación de agua potable

Para los efectos de aplicación del inciso anterior, las dotaciones deberán ser obtenidas sobre la base de registros históricos medidos en la localidad; en caso de no contar con los registros indicados, se adoptarán valores de localidades similares.

La tabla II.1 presenta datos de dotación media en función a la zona geográfica y número de habitantes.

TABLA II.1: DOTACION MEDIA (l/hab/día) - POBLACION

| ZONA | Hasta 500 hab. | De 500 a 2 000 | De 2 000 a 5 000 | De 5 000 a 20 000 | De 20 000 a 100 000 | Más de 100 000 habitantes |
|--------------------|----------------------|----------------------|------------------------|-------------------------|---------------------------|---------------------------------|
| Altiplánica | 30-50 | 30-70 | 50-80 | 80-100 | 100-150 | 150-200 |
| Valles | 50-70 | 50-90 | 70-100 | 100-140 | 150-200 | 200-250 |
| Llanos | 70-90 | 70-110 | 90-120 | 120-180 | 200-250 | 250-350 |

Las dotaciones indicadas son referenciales y deben ajustarse sobre la base de estudios que identifiquen la demanda de agua, capacidad de la fuente de abastecimiento y las condiciones socioeconómicas de la localidad.

4.3.6 Coeficientes relacionados a la determinación de caudales

4.3.6.1 Coeficiente de retorno o aporte "C"

Según estudios estadísticos se adoptará un coeficiente de retorno o aporte del 60% al 80% de la dotación de agua potable.

4.3.6.2 Coeficiente de punta

El coeficiente de punta será obtenido mediante las siguientes ecuaciones:

a) Coeficiente de Harmon (adimensional)
$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}}$$

Donde:

P = población en miles de habitantes.

Su alcance está recomendado en el rango: $2 \leq M \leq 3,8$

b) Coeficientes K_1 y K_2

$$M = K_1 K_2$$

Donde:

- K_1 = Coeficiente de máximo caudal diario = 1,2
- K_2 = Coeficiente de máximo caudal horario = 1,5

c) Coeficientes de PÖPEL

TABLA II.2: VALORES DE COEFICIENTE PÖPEL

| Población en miles | Coeficiente M |
|--------------------|---------------|
| Menor a 5 | 2,4 - 2,0 |
| 5 - 10 | 2,0 - 1,85 |
| 10 - 50 | 1,85 - 1,60 |
| 50 - 250 | 1,60 - 1,33 |
| mayor a 250 | 1,33 |

4.3.7 Caudal por conexiones erradas

El caudal por conexiones erradas será del 5% al 10% del caudal máximo horario de aguas residuales.

4.3.8 Caudal por infiltración

El caudal de infiltración será determinado considerando los siguientes aspectos:

- a) La altura del nivel freático sobre el fondo del colector.
- b) Permeabilidad del suelo y cantidad de precipitación anual.
- c) Dimensiones, estado y tipo de alcantarillas, y cuidado en la construcción de cámaras de inspección.
- d) Material de la tubería y tipo de unión.

La tabla II.3 presenta valores de infiltración referenciales.

TABLA II.3: VALORES DE INFILTRACION EN TUBERIAS - Q_i (l/s/m)

| Unión | Tubo de cemento | | Tubo de arcilla | | Tubo de arcilla vitrificada | | Tubo de P.V.C. | |
|------------------|-----------------|--------|-----------------|--------|-----------------------------|--------|----------------|---------|
| | 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 |

Ref.: Ing. Waldo Peñaranda.

4.3.9 Cuantificación de caudales de aporte

Los caudales de aporte que concurren a las redes de alcantarillado sanitario, serán determinados para el inicio y fin del período de diseño, utilizando las siguientes ecuaciones:

$$a) \text{ Caudal medio diario} \quad Q_m = C \frac{P D}{86\,400}$$

Donde:

Q_m = Caudal medio diario (l/s)

C = Coeficiente de retorno

P = Población

D = Dotación (l/h/d)

$$b) \text{ Caudal máximo horario} \quad Q_{max} = M Q_m \quad (l/s)$$

Donde:

Q_m = Caudal medio diario (l/s)

M = Coeficiente de punta

4.3.10 Caudal de diseño

$$Q_d = Q_{max} + Q_i + Q_e$$

Donde:

Q_d = Caudal de diseño (l/s)

Q_{max} = Caudal máximo horario

Q_i = Caudal por infiltración

Q_e = Caudal por conexiones erradas

4.3.11 Aporte de aguas industriales

La contribución de aguas residuales industriales se evaluará en forma puntual y como descarga concentrada, de acuerdo al consumo de cada industria en sus diferentes operaciones de producción o como un % del consumo global de agua potable.

4.3.12 Aporte de aguas comerciales

Se justificará el consumo estimado por habitante en los sectores comerciales, la densidad en dichas zonas debe basarse en datos confiables para cálculos de caudal aportado en forma concentrada.

4.3.13 Aguas residuales de instituciones públicas

Se estudiarán los puntos de descarga concentrada, provenientes de instituciones públicas, hospitalarias, hoteles, colegios, cuarteles y otros similares.

4.4 CRITERIOS DE DISEÑO DE REDES DE ALCANTARILLADO

4.4.1 Fórmulas para diseño

La técnica de cálculo admite el escurrimiento en el régimen permanente y uniforme, donde el caudal y la velocidad media permanecen constantes en una determinada longitud de conducto.

Para los cálculos hidráulicos, podrán ser utilizadas las siguientes fórmulas:

4.4.1.1 Fórmula de Colebrook - White

Desarrollada a partir de la fórmula de Darcy - Weisbach con la siguiente expresión:

$$V = - 2,0 \log \left(\frac{2,51 \nu}{D \sqrt{2g D S}} + \frac{K/D}{3,71} \right) \sqrt{2g D S}$$

Donde :

- V = Velocidad (m/s)
- D = Diámetro (m)
- S = Pendiente (m/m)
- K/D= Rugosidad relativa de la pared de la tubería (m/m)
- n = Viscosidad cinemática (m²/s) (varía con la temperatura del líquido)
- g = Aceleración de la gravedad (m/s²)

4.4.1.2 Fórmula de Manning

Tiene la siguiente expresión:

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

Donde:

- V = Velocidad (m/s)
- n = Coeficiente de rugosidad (adimensional)
- R = Radio hidráulico (m)
- S = Pendiente (m/m)

Para tuberías con sección llena:

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

Continuidad: $Q = VA$

Donde:

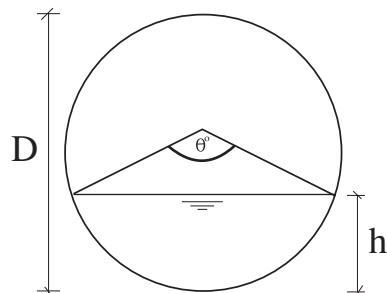
- Q = Caudal (m³/s)
- A = Area de la sección circular (m²)

Caudal: $Q = \frac{0,312}{n} D^{\frac{8}{3}} S^{\frac{1}{2}}$

Para tuberías con sección parcialmente llena:

- El ángulo central θ° (en grado sexagesimal):

$$\theta^\circ = 2 \arccos \left(1 - \frac{2h}{D} \right)$$



- Radio hidráulico:

$$R = \frac{D}{4} \left(1 - \frac{360 \operatorname{sen} \theta^\circ}{2\pi\theta^\circ} \right)$$

- Velocidad

$$V = \frac{0,397}{n} \frac{D^{\frac{2}{3}}}{\left(1 - \frac{360 \operatorname{sen} \theta^\circ}{2\pi\theta^\circ} \right)^{\frac{2}{3}}} S^{\frac{1}{2}}$$

- Caudal

$$Q = \frac{D^{\frac{8}{3}}}{7\,257,15 n \left(2\pi\theta^\circ \right)^{\frac{2}{3}}} \left(2\pi\theta^\circ - 360 \operatorname{sen} \theta^\circ \right)^{\frac{5}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

4.4.2 Coeficiente de rugosidad

El coeficiente de rugosidad "n" de la fórmula de Manning será de 0,013 en alcantarillas sanitarias, para cualquier tipo de material de tubería.

4.4.3 Criterio de la tensión tractiva

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

Pendiente para tuberías con sección llena:

$$S = \frac{\tau}{\rho g R}$$

Donde:

- S = Pendiente de la tubería (m/m)
- τ = Tensión tractiva o tensión de arrastre en Pascal (Pa)
- ρ = Densidad del agua = 1000 kg/m³
- g = Aceleración de la gravedad = 9,81m/s²
- R = Radio hidráulico (m)

Pendiente para tuberías con sección parcialmente llena:

$$S = \frac{\tau}{\rho g \frac{D}{4} \left(1 - \frac{360 \operatorname{sen} \theta^\circ}{2\pi\theta^\circ} \right)}$$

4.4.3.1 Tensión tractiva mínima

La tensión tractiva mínima para los sistemas de alcantarillado sanitario será:

$$\tau_{min} = 1 \text{ Pa}$$

En los tramos iniciales la verificación de la tensión tractiva mínima no podrá ser inferior a 0,6 Pa.

4.4.4 Pendiente mínima

La pendiente mínima será determinada para garantizar la condición de autolimpieza, desde la etapa inicial del proyecto, de acuerdo a la siguiente relación de caudales:

$$\frac{Q_{mi}}{Q_{ll}} = 0,10 \text{ a } 0,15 \quad (10\% \text{ a } 15\%)$$

Donde:

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

Q_{ll} = Capacidad de la tubería para conducir el caudal de diseño futuro (Q_d) (sección llena)

Otras relaciones de caudal deberán ser justificadas con información correspondiente a caudales de aporte presente y sus proyecciones.

4.4.5 Pendiente mínima admisible

La pendiente mínima admisible será determinada para las condiciones de flujo establecidas en el numeral 4.4.4 para una tensión tractiva media 1 Pa.

4.4.5.1 Relaciones de caudal

$$\frac{Q_{mi}}{Q_{ll}} = 0,10 \Rightarrow \frac{h}{D} = 0,2136; \quad \theta^\circ = 2 \arccos \left(1 - \frac{2h}{D} \right) = 110,11^\circ; \quad R_p = 0,1278 D$$

Pendiente mínima:

$$S_{min} = \frac{\tau_{min}}{\rho g R_p} = \frac{\tau_{min}}{\rho g 0,1278 D} \quad (m/m)$$

$$\frac{Q_{mi}}{Q_{ll}} = 0,15 \Rightarrow \frac{h}{D} = 0,2618; \quad \theta^\circ = 2 \arccos \left(1 - \frac{2h}{D} \right) = 123,10^\circ; \quad R_p = 0,1525 D$$

Pendiente mínima:

$$S_{min} = \frac{\tau_{min}}{\rho g R_p} = \frac{\tau_{min}}{\rho g 0,1525 D} \quad (m/m)$$

Utilizando las ecuaciones anteriores las pendientes mínimas admisibles se presentan en las tablas II.4 y II.5.

TABLA II.4
PENDIENTE MINIMA PARA $Q_{mi}/Q_{II} = 0,10$

| Diámetro | Pendiente (Smin) | Sección Llena | |
|----------|------------------|---------------|--------|
| | | Velocidad | Caudal |
| m | o/oo | m/s | l/s |
| 0,10 | 7,98 | 0,59 | 4,61 |
| 0,15 | 5,32 | 0,63 | 11,11 |
| 0,20 | 3,99 | 0,66 | 20,71 |
| 0,25 | 3,19 | 0,68 | 33,59 |
| 0,30 | 2,66 | 0,71 | 49,86 |
| 0,35 | 2,28 | 0,72 | 69,63 |
| 0,40 | 1,99 | 0,74 | 93,00 |
| 0,45 | 1,77 | 0,75 | 120,03 |
| 0,50 | 1,60 | 0,77 | 150,81 |
| 0,55 | 1,45 | 0,78 | 185,41 |
| 0,60 | 1,33 | 0,79 | 223,87 |
| 0,65 | 1,23 | 0,80 | 266,27 |
| 0,70 | 1,14 | 0,81 | 312,65 |
| 0,75 | 1,06 | 0,82 | 363,06 |
| 0,80 | 1,00 | 0,83 | 417,54 |
| 0,85 | 0,94 | 0,84 | 476,15 |
| 0,90 | 0,89 | 0,85 | 538,93 |
| 0,95 | 0,84 | 0,85 | 605,91 |
| 1,00 | 0,80 | 0,86 | 677,13 |

TABLA II.5
PENDIENTE MINIMA PARA $Q_{mi}/Q_{II} = 0,15$

| Diámetro | Pendiente (Smin) | Sección Llena | |
|----------|------------------|---------------|--------|
| | | Velocidad | Caudal |
| m | o/oo | m/s | 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 |
| 0,55 | 1,22 | 0,71 | 169,73 |
| 0,60 | 1,11 | 0,72 | 204,94 |
| 0,65 | 1,03 | 0,73 | 243,75 |
| 0,70 | 0,95 | 0,74 | 286,21 |
| 0,75 | 0,89 | 0,75 | 332,36 |
| 0,80 | 0,84 | 0,76 | 382,42 |
| 0,85 | 0,79 | 0,77 | 435,89 |
| 0,90 | 0,74 | 0,78 | 493,36 |
| 0,95 | 0,70 | 0,78 | 554,67 |
| 1,00 | 0,67 | 0,79 | 619,87 |

Las pendientes fueron obtenidas para los siguientes valores:

$$\tau_{min} = 1 \text{ Pa}; \quad \rho = 1\,000 \text{ kg/m}^3; \quad g = 9,81 \text{ m/s}^2; \quad n = 0,013$$

4.4.6 Pendiente mínima admisible para diferentes relaciones de caudal

Para otras relaciones de caudal presente y futuro (Q_{mi} / Q_{II}), la pendiente mínima para la etapa inicial podrá ser obtenida de la tabla II.6

TABLA II.6
PENDIENTE MINIMA, VELOCIDAD Y CAUDAL PARA DIFERENTES RELACIONES DE CAUDAL
(Para diámetros de 0,10 a 2,60 m) - n=0.013

| Criterios de diseño | | | | Pendiente mínima | Flujo a sección llena | |
|---------------------|--------|--------|---------------------------|--------------------------|----------------------------|---------------------------------|
| Q_{mi}/Q_{II} | h/D | R/D | $\tau_{min} \text{ (Pa)}$ | $S_{min} \text{ (o/oo)}$ | $V_{II} \text{ (m/s)}$ | $Q_{II} \text{ (m}^3\text{/s)}$ |
| 0,10 | 0,2136 | 0,1278 | 1,0 | 0,7976 D ⁻¹ | 0,8622 D ^{0,1667} | 0,6771 D ^{2,1667} |
| 0,15 | 0,2618 | 0,1525 | 1,0 | 0,6684 D ⁻¹ | 0,7892 D ^{0,1667} | 0,6199 D ^{2,1667} |
| 0,25 | 0,3408 | 0,1895 | 1,0 | 0,5379 D ⁻¹ | 0,7080 D ^{0,1667} | 0,5561 D ^{2,1667} |
| 0,35 | 0,4084 | 0,2175 | 1,0 | 0,4687 D ⁻¹ | 0,6609 D ^{0,1667} | 0,5190 D ^{2,1667} |

4.4.7 Diámetro mínimo

El diámetro mínimo de los colectores de alcantarillado sanitario será de 0,10 m (4").

4.4.8 Pendiente máxima admisible

La máxima pendiente admisible será para una velocidad final $V_f = 5$ m/s.

Cuando la velocidad final (V_f) sea superior a la velocidad crítica (V_c), la altura máxima de lámina líquida admisible debe ser 0,5 del diámetro del colector, asegurando la ventilación del tramo. La velocidad crítica es definida por:

$$V_c = 6 \sqrt{gR}$$

Donde:

V_c = Velocidad crítica (m/s)

g = Aceleración de la gravedad (m/s²)

R = Radio hidráulico (m)

4.4.9 Tirante de agua

Los tirantes de agua para colectores primarios, secundarios, interceptores y emisarios deben ser siempre calculados admitiendo que el escurrimiento sea en régimen uniforme y permanente, siendo su máximo valor para caudal de diseño (Q_d) correspondiente al fin del periodo de diseño, igual o inferior al 75% del diámetro interno del colector.

4.5 ESPECIFICACIONES CONSTRUCTIVAS

4.5.1 Profundidad mínima

La profundidad mínima de instalación de una tubería será definida en función de los siguientes aspectos:

4.5.1.1 Recubrimiento mínimo

La profundidad del recubrimiento será definida por el cálculo estructural de la tubería instalada en zanja, considerando que los esfuerzos a la que está sometida depende de las características del suelo, cargas de relleno y vehicular, tipo de material de la tubería, cama de asiento, ubicación y trazado en el terreno.

El cálculo estructural deberá cumplir con las recomendaciones de las normas bolivianas correspondientes al material empleado.

Se podrán utilizar diferentes tipos de materiales para tuberías y accesorios, siempre que cuenten con la certificación normativa del organismo competente autorizado en el país.

En caso de instalación de tubería de PVC rígido, la deformación diametral relativa máxima admisible a largo plazo será de 7,5% del diámetro.

4.5.1.2 Conexión de descargas domiciliarias

La profundidad mínima del colector deberá permitir la correcta conexión de las descargas domiciliarias a la red pública de alcantarillado. La norma vigente de instalaciones domiciliarias de alcantarillado, establece una pendiente mínima del 2% desde la cámara de inspección domiciliaria hasta la tubería de recolección.

4.5.2 Profundidad máxima

La profundidad máxima será aquella que no ofrezca dificultades constructivas, de acuerdo al tipo de suelo y que no obligue al tendido de alcantarillas auxiliares. La profundidad máxima admisible recomendada, será de 5,0 m.

4.5.3 Control de remanso

Para evitar la formación de remansos, el fondo de la cámara de inspección deberá tener una pendiente similar a la pendiente mayor de los conductos que llegan a ella.

4.5.4 Ubicación de cámaras de inspección

- En los arranques de la red, para servir a uno o más colectores. En algunos casos pueden ser sustituidas por los tubos de limpieza TL.
- En los cambios de dirección, ya que se asume que todos los tramos de la red son rectos.
- En los puntos donde se diseñan caídas en los colectores.
- En los puntos de concurrencia de más de dos colectores.
- En los cambios de pendiente o cambios de diámetro, en lugar de una cámara de inspección se pueden emplear transiciones de hormigón ciclópeo que quedan enterradas.
- En cada cámara de inspección se admite solamente una salida de colector.

4.5.5 Distancias máximas entre cámaras

Las distancias máximas entre cámaras de inspección y/o tubos TL o TIL, estarán en función de los equipos de limpieza previstos o disponibles, pero en ningún caso será mayor a 150 m para tuberías de hasta 0,30 m (12") de diámetro.

4.5.6 Dimensiones recomendables de zanja

Las dimensiones recomendables de zanjas para diferentes diámetros de colectores se indican en la tabla II.7.

TABLA II.7: DIMENSIONES RECOMENDABLES DE ZANJA

| Diámetro (mm) | Profundidad de excavación | | | | | |
|------------------|---------------------------|----------|------------|----------|------------|----------|
| | de 0 a 2 m | | de 2 a 4 m | | de 4 a 5 m | |
| | Anchos de zanja (m) | | | | | |
| | s/entib. | c/entib. | s/entib. | c/entib. | s/entib. | c/entib. |
| 100 | 0,50 | 0,60 | 0,65 | 0,75 | 0,75 | 0,95 |
| 150 | 0,60 | 0,70 | 0,70 | 0,80 | 0,80 | 1,00 |
| 200 | 0,65 | 0,75 | 0,75 | 0,85 | 0,85 | 1,05 |
| 250 | 0,70 | 0,80 | 0,80 | 0,90 | 0,90 | 1,10 |
| 300 | 0,80 | 0,90 | 0,90 | 1,00 | 1,00 | 1,20 |
| 400 | 0,90 | 1,00 | 1,00 | 1,10 | 1,10 | 1,30 |
| 450 | 0,95 | 1,05 | 1,05 | 1,15 | 1,15 | 1,35 |
| 500 | 1,00 | 1,10 | 1,10 | 1,20 | 1,20 | 1,40 |
| 550 | 1,10 | 1,20 | 1,20 | 1,30 | 1,30 | 1,50 |
| 600 | 1,15 | 1,25 | 1,25 | 1,40 | 1,35 | 1,60 |
| 700 | 1,25 | 1,35 | 1,35 | 1,50 | 1,45 | 1,70 |
| 800 | 1,35 | 1,45 | 1,45 | 1,60 | 1,55 | 1,80 |
| 900 | 1,50 | 1,60 | 1,60 | 1,75 | 1,70 | 1,95 |
| 1 000 | 1,60 | 1,70 | 1,70 | 1,85 | 1,80 | 2,05 |
| 1 100 | 1,80 | 1,90 | 1,90 | 2,05 | 2,00 | 2,25 |

4.5.7 Anchos de zanja para dos o más colectores

Para excavaciones donde se tenga que colocar dos o más colectores a la misma profundidad, el ancho de la zanja será igual a la distancia entre ejes de los colectores externos, más el sobreaño necesario para el trabajo de instalación y entibado fijado en los artículos que anteceden. La distancia entre ejes de colectores será variable en función de los diámetros correspondientes.

En el caso de tendido de dos colectores a diferente nivel, el ancho de la zanja común será igual a la distancia entre ejes de los colectores según la tabla anterior, más la suma de los radios exteriores extremos y la suma de los sobre anchos que resulten de la profundidad promedio de las zanjas, si fueran considerados separados.

4.5.8 Dimesiones de cámaras de inspección

El diámetro interno mínimo será de 1,20 m.

El diámetro mínimo de la boca de ingreso a la cámara de inspección será de 0,60 m.

4.5.9 Canaletas media caña

En el fondo de las cámaras de inspección, se construirán canaletas media caña, que permitan el escurrimiento del flujo en dirección aguas abajo. Su ejecución deberá evitar la turbulencia y la retención de material en suspensión.

Estas canaletas tendrán sus aristas superiores a nivel de las claves de los colectores a las que sirven.

4.5.10 Cámaras con caída

Para desniveles superiores a 0,75 m serán instaladas tuberías de caída que unan 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 para permitir la existencia de una ventana para una desobstrucción eventual.

Para diámetros mayores, se puede hacer una conexión directa (a 45°) con el fondo de la cámara.

En caso de existir un desnivel máximo de 0,40 m, éste puede ser salvado efectuando una canaleta rápida que una el colector con el fondo de la cámara.

CAPITULO III

PROYECTO DE INTERCEPTORES Y EMISARIOS DE AGUAS RESIDUALES

1 OBJETO

Este capítulo tiene por objeto, establecer los requisitos mínimos para la elaboración de proyectos de interceptores y emisarios de aguas residuales.

2 TERMINOLOGIA

Queda incorporada la terminología y definiciones de los capítulos I y II.

2.1 INTERCEPTOR

Es el conducto en el sistema de alcantarillado separado, cuya función principal es recibir el aporte de aguas residuales de los colectores principales.

3 DESARROLLO DEL PROYECTO

Los elementos necesarios para el desarrollo de proyectos de interceptores y emisarios, son los siguientes:

3.1 ESTUDIOS DE SOPORTE

- a) Marco conceptual para la elaboración del proyecto, elaborado conforme al capítulo I.
- b) Levantamiento topográfico planialtimétrico con curvas de nivel cada metro y puntos intermedios acotados, según lo establecido en el anexo C de la presente norma.
- c) Levantamiento catastral de posibles accidentes y obstáculos, tanto superficiales como subterráneos en los anchos de ubicación de los trazados probables de interceptores.
- d) Sondeos de reconocimiento a lo largo del trazado de profundidades mínimas de 5,0 metros espaciados para permitir el perfecto conocimiento del suelo donde se instalará el interceptor y/o emisario.

3.2 ACTIVIDADES NECESARIAS

Las actividades necesarias para la elaboración del proyecto de interceptores y emisarios de aguas residuales son:

- a) Cuantificación de caudales.
- b) Trazado de la directriz definitiva.
- c) Dimensionamiento.
- d) Obras de arte complementarias.
- e) Memoria descriptiva.

4 REGIMEN HIDRAULICO DE ESCURRIMIENTO

El escurrimiento en los interceptores y emisarios, se asume como flujo uniforme y permanente con las siguientes consideraciones hidráulicas:

- a) La pendiente mínima será determinada conforme a lo establecido en el numeral 4.4.5 del capítulo II de la presente norma.
- b) El control de remanso provocado por las contribuciones será logrado con el incremento de la sección de escurrimiento aguas abajo, del punto de contribución para reducir convenientemente el nivel de agua, siempre que no sea posible mantener la velocidad de dimensionamiento del tramo aguas arriba.
- c) A fin de reducir los efectos indeseables de agitación excesiva no serán admitidos incrementos excesivos, caídas y dispositivos especiales de disipación de energía.
- d) Los tramos de pendiente excesiva, con escurrimiento de tipo súper crítico deben ser interconectados a los de bajas velocidades (subcríticas) promedio de un segmento de transición con pendiente entera para los caudales iniciales de dimensionamiento.

5 TRAZADO DE DIRECTRICES

El trazado de las directrices de colectores tomará en cuenta las siguientes condiciones:

- a) Estarán constituidos por tramos rectos en planta y perfil.
- b) El ángulo máximo de deflexión de los tramos en planta será de 30°.
- c) Las directrices obedecerán al trazado original del proyecto en su concepción como sistema de alcantarillado.
- d) La directriz del interceptor y/o del emisario deberá ser desarrollada para evitar, dentro de lo razonable, la utilización de estaciones de bombeo de aguas residuales.
- e) A fin de reducir las pendientes del interceptor, la mayor contribución posible, debe ser encaminada preferencialmente para sus tramos aguas arriba.

6 OBRAS COMPLEMENTARIAS

- a) La distancia máxima entre cámaras de inspección no deberá exceder de 150 m.
- b) En las cámaras de inspección, el diámetro de la tapa de ingreso será de 0,60 m y el diámetro superior de la parte cilíndrica denominada chimenea, será de 0,90 m como mínimo.
- c) La conexión de un colector principal con un interceptor será efectuada por una cámara de intersección cuya pendiente tendrá la inclinación máxima de 45° y su directriz será en curva de transición con la dirección y el sentido de la corriente en el interceptor, para evitar la interferencia de las líneas de flujo.

- d) La cobertura de la cámara de intersección deberá ubicarse sobre la cota del nivel más elevado previsto para el interceptor en el sitio de la intersección.
- e) La cámara de intersección tendrá sección circular con base igual al diámetro del colector principal afluente.
- f) El lanzamiento del efluente deberá efectuarse, siempre que sea posible para no perjudicar las condiciones estático sanitarias de los cuerpos de agua urbanos y suficientemente alejados de balnearios.

CAPITULO IV

PROYECTO DE ESTACIONES DE BOMBEO

1 OBJETO

Este capítulo tiene por objeto establecer las condiciones mínimas para la elaboración de proyectos de sistemas de bombeo de aguas residuales sanitarias.

2 CAMPO DE APLICACION

Es aplicable a proyectos de sistemas de bombeo de aguas residuales, para cubrir todo el período de proyecto donde se haga necesaria la implementación de este componente.

3 TERMINOLOGIA

Para efectos de este capítulo se adopta la siguiente terminología:

3.1 ESTACIONES DE BOMBEO

Son instalaciones construidas y equipadas para transportar el agua residual del nivel de succión o de llegada a las unidades de tratamiento, al nivel superior o de salida de la misma.

3.2 VOLUMEN UTIL

Es el volumen del pozo de succión comprendido entre el nivel máximo y el nivel mínimo de operación.

3.3 VOLUMEN EFECTIVO

El volumen efectivo del pozo de succión para efectos de cálculo, es aquel comprendido entre el fondo de la estación y el nivel medio de operación de las bombas.

4 DESARROLLO DEL PROYECTO

4.1 ELEMENTOS NECESARIOS

El proyecto de sistemas de bombeo de aguas residuales presupone disponibles los siguientes datos:

4.1.1 Localización

La definición de selección de la ubicación del sitio adecuado para la estación de bombeo, será fruto de una decisión tomando en cuenta los siguientes factores:

- a) Menor nivel geométrico medio del punto de succión al punto de bombeo.
- b) Trayecto más corto de la tubería de bombeo.
- c) Cota de los locales de acceso superiores a las cotas máximas de inundación, caso contrario, con posibilidad de protección adecuada.

- d) Acceso ininterrumpido, no obstante inundaciones u otras dificultades, a través de medios prácticos de transporte, a no ser que en tales ocasiones sea permitido que la estación quede fuera de servicio.
- e) Las dimensiones del terreno deben satisfacer las necesidades presentes y la expansión futura.
- f) Facilidad de suministro de energía eléctrica.
- g) Facilidad de vertidos de aguas servidas en condiciones eventuales y paralización de los conjuntos elevatorios.
- h) Reacondicionamiento mínimo de interferencias.
- i) Menor movimiento de tierra.
- j) Integración de la obra con el ambiente circundante.
- k) Expropiación del terreno.

4.1.2 Parámetros básicos del proyecto

- a) Caudales de proyecto

Caudales previstos en la entrada. La definición de la selección de ubicación del sitio adecuado para la estación de bombeo, será fruto de una decisión tomando en cuenta los siguientes factores:

- Caudal final de dimensionamiento.
- Caudal mínimo al final del periodo del proyecto.
- Caudal máximo al final de cada etapa del periodo del proyecto.
- Caudal mínimo al final de cada etapa del periodo del proyecto.
- Caudal máximo en el inicio de la operación de la estación.
- Caudal mínimo en el inicio de la operación de la estación.

- b) Datos de colector interceptor o emisario afluente.

- Forma de la sección y dimensionamiento.
- Naturaleza de la sección y dimensionamiento.
- Naturaleza del material y espesor de la pared.
- Cota de la solera del conducto en el punto de entrada a la estación de bombeo.
- Cota de la solera del conducto en la salida de la última cámara de inspección.
- Cota de la lámina de agua máxima del sistema que contribuye a la estación de bombeo en proyecto.
- Desnivel geométrico entre el nivel de la succión y de descarga.

4.1.3 Tipo de estación y etapas del proyecto

- a) La magnitud y las variaciones de los caudales involucrados y los desniveles a ser vencidos, determinan la selección de los conjuntos motor bomba.
- b) Las variaciones de caudales máximos a lo largo del tiempo determinan las etapas de proyecto y el tipo de la instalación.
- c) Si se trata de pequeñas estaciones de bombeo, se permite la adopción de instalaciones simplificadas totalmente enterradas, con las bombas automatizadas en función de los niveles del pozo de succión.

Estas estaciones de bombeo pueden liberar la presencia constante de operadores e instalaciones de acabado fino.

4.2 ACTIVIDADES NECESARIAS

4.2.1 Ubicación de la estación de bombeo

En la determinación del sitio adecuado para la implementación de la estación de bombeo, se deben tomar en cuenta las siguientes precauciones:

- a) Inspección del área.
- b) Búsqueda de datos sobre los niveles de inundación.
- c) Información sobre facilidad de acceso, disponibilidad de energía eléctrica e interferencias existentes o proyectadas.
- d) Levantamiento topográfico, planimétrico y catastral del área, utilizando la referencia del nivel del sistema.
- e) Sondeos preliminares del área.

4.2.2 Predimensionamiento del pozo de succión

La profundidad del pozo a partir del nivel del terreno, será básicamente determinada por los siguientes factores:

- a) Cota de la solera del afluente.
- b) Distancia entre niveles máximos y mínimos. Este rango de operación es del orden de 1,0 m, admitiéndose 0,10 m, por encima y por debajo para activar la alarma cuando fuese necesaria. En pequeñas estaciones, se puede reducir este rango, hasta un mínimo de 0,60 m.
- c) Altura requerida para la instalación de la bomba y piezas especiales, manteniéndose el nivel mínimo y proporcionando las condiciones necesarias para que la bomba opere siempre ahogada (nivel de aguas servidas igual o superior al plano que pasa por el eje del rotor). Esta submergencia debe ser tal que la columna líquida sobre el eje de la toma de succión, sea como mínimo 2,5 veces el diámetro de la referida toma. En casos especiales, siempre que sean justificados, se puede admitir que solamente durante la partida la bomba quede sumergida.

4.2.3 Preselección de los equipos de bombeo

Las condiciones hidráulicas determinantes del tipo de bomba, son caudal y altura manométrica.

Otros aspectos que también tienen influencia son la naturaleza del proyecto, características del agua servida bombeada, volumen de la obra, uniformidad de equipos con otras estaciones existentes, economía y facilidad de operaciones, bombas disponibles en el mercado y etapas de proyecto.

4.2.3.1 Caudal de bombeo

Las bombas deberán cubrir las variaciones diarias del agua servida afluente mediante un caudal de bombeo adecuado, resultante de una selección de entrada en operación que puede ser variable o no, en las unidades instaladas.

4.2.3.2 Altura manométrica de la bomba

- a) Una aproximación inicial de la altura manométrica con posibilidad para la preselección de las bombas, puede ser estimada considerando el nivel máximo del pozo en la cota de la solera del conductor afluente y el nivel mínimo de salida en el conducto efluente.
- b) Para una estimación inicial de las pérdidas de carga en el trayecto de la tubería, se adoptan los siguientes valores:
 - Tuberías cortas - velocidades máximas permitidas.
 - Tubería de succión.
 - Tubería de bombeo.
 - Pérdidas de carga singulares en el tramo de succión y trayecto de bombeo.
 - Tuberías largas - velocidades de dimensionamiento deben permanecer alrededor de 0,6 m/s.
- c) Con estos datos preliminares se obtiene dos curvas características del sistema, correspondientes respectivamente a las alturas estáticas máxima y mínima.
- d) Las bombas preseleccionadas deben presentar las curvas características que satisfagan a las curvas particulares del sistema y presentar funcionamiento adecuado en los dos puntos extremos.
- e) El motor deberá tener una potencia algo mayor que la requerida para la mayor altura dinámica.

4.2.3.3 Número de conjuntos motor-bomba

- a) Puesto que el caudal máximo no se presentará en la etapa inicial, se deberán seleccionar bombas iguales que se irán instalando de acuerdo a requerimientos en las diferentes etapas.
- b) En el caso de elevatorias pequeñas se instalarán como mínimo dos (2) unidades, cada una con capacidad para bombear el caudal máximo, quedando la segunda como reserva.
- c) En estaciones mayores deberá ser prevista, además de las unidades necesarias para el caudal máximo, por lo menos una bomba con capacidad igual a la mayor de las bombas instaladas como reserva.
- d) En la selección de las unidades de bombeo, se deberá observar cuidadosamente, las recomendaciones de los fabricantes.

4.2.4 Dimensionamiento de las tuberías de succión y bombas

Será elaborado tomando en cuenta los siguientes criterios:

- a) Velocidad límite.

| | | | |
|-----------------------|------|--------|---------|
| • Tubería de Succión: | Vel. | Mínima | 0,6 m/s |
| | Vel. | Máxima | 1,5 m/s |
| | | Recom. | 1,0 m/s |

| | | |
|------------------------|-------------|---------|
| •Tubería de Impulsión: | Vel. Mínima | 0,6 m/s |
| | Vel. Máxima | 2,5 m/s |
| | Recom. | 1,5 m/s |

b) Comparación técnico-económica.

Será hecha una comparación de costos, considerando lo siguiente:

- Costo de adquisición e instalación de tubería y accesorios.
- Costo de los conjuntos motor-bomba.
- Costos de operación y mantenimiento y consumo de energía.

c) Variaciones de los caudales de bombeo y etapas del proyecto.

4.2.5 Determinación de las unidades complementarias

Las aguas servidas (afluente), antes de entrar en la estación de bombeo, deben pasar por una estructura con triple finalidad:

- a) Servir como cámara de visita para inspección.
- b) Permitir la instalación de compuertas para aislar la estación de bombeo y sirvan como desvío (by pass).
- c) Incluir un vertedor que desvíe el agua servida de la estación a un curso receptor próximo adecuado de descarga, cuando exista la necesidad.

Debe ser prevista una estructura de desvío mediante una compuerta aguas arriba, la misma que será utilizada en ocasión del mantenimiento.

Las estaciones de bombeo de pequeña capacidad, pueden omitir la estructura mencionada.

Los elementos como desvíos y compuertas deben ser convenientemente adaptados al pozo de succión. En estas estaciones, el colector afluente descarga directamente el agua residual en el pozo de succión.

En estaciones grandes de bombeo, el accionamiento de la compuerta debe ser mecanizado.

En estaciones de bombeo, cuyos niveles (pisos) de operación, debido a condiciones particulares están por debajo de las cotas de inundación, la compuerta de bloqueo deberá ser automatizada y regulada para cerrar en función de la cota "máxima maximórum" alcanzada por el agua residual en el pozo de succión o en ocasiones de corte de energía eléctrica, que provoque la inmediata paralización de los conjuntos motor-bomba que se encontraran en operación.

4.2.5.1 Sistema de medición del agua residual

En caso de que sea requerido, toda estación de bombeo deberá tener proyectado un sistema de medición de caudal, de costo compatible con sus dimensiones.

Si se trata de un canal PARSHALL o vertedor, se admitirán sensores o elementos primarios, los cuales transmitirán las variaciones a un panel de comando donde podrán ser leídos los caudales. Este panel podrá contener dispositivos que acumulen los valores de caudales a lo largo del tiempo.

El sensor deberá ser instalado en un pozo independiente, que comunique con el canal PARSHALL, el cual debe recibir agua limpia de fuente externa manteniendo el mismo nivel verificado en el canal PARSHALL impidiendo la entrada de aguas residuales.

En instalaciones medias y grandes, donde existe la posibilidad de presencia de sólidos grandes en suspensión, se debe proceder al cribado previo de los mismos.

Cuando se usen medidores de caudal de bombeo, se debe prever un sistema de registro del nivel de líquido en el pozo de succión, de modo que sea posible la obtención del hidrograma de entrada en la instalación.

4.2.5.2 Canales afluentes

En pequeñas estaciones de bombeo, el colector podrá descargar directamente en la cámara de succión por conductos convenientemente estudiados.

Debe existir un canal de reserva que pueda entrar en servicio sustituyendo al que esté paralizado por mantenimiento o limpieza.

Cuando sea construido, justificadamente un único canal, el mismo deberá tener características hidráulicas de modo que la velocidad o caudal mínimo previsto en el plan de utilización no sea inferior a 0,60 m/s y la velocidad o caudal pico de fin de proyecto no exceda de 1,40 m/s.

Cuando sea prevista más de una etapa de construcción, deberán ser previstos como mínimo 2 canales a ser construidos inicialmente.

En la primera etapa se empleará uno, en tanto que el segundo queda como reserva. Estos canales deberán tener compuertas de aislamiento en sus partes finales.

4.2.5.3 Instalaciones de cribado (rejas)

Los sólidos en suspensión en el agua residual afluente que puedan perjudicar al funcionamiento de las bombas deberán ser removidos antes de que las aguas servidas lleguen a la cámara de succión a través de rejas de cribado.

Las rejas serán instaladas al final de los canales afluentes, inmediatamente aguas arriba del pozo de succión.

En estaciones pequeñas el proceso de cribado puede realizarse a través de un asta removible por izamiento.

En estaciones pequeñas donde la necesidad de limpieza no sea continua, se optará por rejas de limpieza manual.

En estaciones de capacidad media, cuando el índice de sólidos en suspensión sea elevado, se recomienda instalar rejas con remoción de sólidos retenidos, preferentemente mecanizado que deberá depositar los sólidos en contenedores previamente dispuestos para este propósito.

En instalaciones de ese género, resulta imprescindible uno o más canales de reserva con capacidad para transportar el caudal máximo de proyecto equipados con trituradores o rejas.

Las rejas deben ser fijadas en soportes (guías) para facilitar su retiro y nunca ser ancladas en la estructura.

4.2.6 Criterios de dimensionamiento

4.2.6.1 Vertedor

- a) Deberá prever la posibilidad de verter el caudal final de dimensionamiento resultante del proyecto del interceptor o emisario.
- b) La cota de la solera deberá estar de 0,10 m a 0,15 m por encima de la cota máxima de operación de las bombas.
- c) El nivel de agua residual, en ocasión de verter el caudal máximo excedente, debe fijarse dentro de las posibilidades del proyecto en cuestión.
 - Como máximo igual al nivel de salida del interceptor o colector que contribuye a la estación, calculado para el mismo caudal de rebose.
 - Por debajo del nivel de inundación en la cámara de bombeo.

4.2.6.2 Canal Parshall

- a) Según las tablas presentadas en la literatura técnica se seleccionará aquel que atienda eficientemente las variaciones de caudales entre la mínima y la máxima prevista.
- b) El pozo para la instalación del sensor-transmisor deberá tener dimensiones tales que permitan la instalación de un tubo central, que comunique con el canal Parshall y posibilite el descenso de una persona para inspección y mantenimiento. En este pozo se deberá prever una dotación de agua limpia para el tubo central, independiente de la red de distribución de agua potable y además deberá contar con un punto de drenaje y ventilación adecuada.
- c) El tubo central de conexión entre el pozo y el canal Parshall debe tener como mínimo 5 cm de diámetro.

CAPITULO V

PROYECTO DE SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

1 OBJETO

Este capítulo tiene por objeto establecer los requisitos mínimos a ser exigidos en la elaboración de proyectos de sistemas de tratamiento de aguas residuales.

2 CAMPO DE APLICACION

Está dirigido a sistemas de tratamiento de aguas residuales y las consideraciones que deben tomar en cuenta para el diseño.

2.1 FASES Y PROCESOS DE TRATAMIENTO

El tratamiento de aguas residuales puede incluir varias fases técnicas, para garantizar un tratamiento compatible con las condiciones locales del cuerpo receptor.

Las diversas fases o grados de tratamiento se pueden clasificar de la siguiente forma:

2.1.1 Tratamientos preliminares

Destinados a la preparación de las aguas residuales para su disposición o tratamiento subsecuente.

Las unidades de tratamiento preliminar se pueden constituir en:

- a) Rejas.
- b) Desarenadores.
- c) Tanques desgrasadores.
- d) Aireación preliminar.

2.1.2 Tratamientos primarios

Los tratamientos primarios son complementarios a los preliminares y pueden incluir:

- a) Tanque séptico.
- b) Tanque Imhoff.
- c) Sedimentación simple (primaria).
- d) Precipitación química y sedimentación.
- e) Digestión de lodos.
- f) Lechos de secado.
- g) Desinfección.

2.1.3 Tratamientos secundarios

Complementa los tratamientos precedentes y debe incluir un proceso biológico adecuado y una sedimentación final (secundaria).

Se acostumbra calificar al tratamiento secundario como completo o tratamiento en ciclo completo.

2.1.3.1 Tratamientos biológicos aeróbios

a) Filtros percoladores (biológicos).

- De baja carga.
- De alta carga.

b) Lodos activados.

- De baja carga.
- De alta carga.
- Con aireación prolongada.

c) Sistemas de lagunas de estabilización

2.1.3.2 Tratamientos biológicos anaeróbios

a) Reactores anaeróbios de flujo ascendente.

b) Reactores anaeróbios de lecho fluidizado.

c) Filtros anaeróbios.

2.1.4 Tratamientos terciarios

Complementa los procesos anteriores siempre que las condiciones locales exijan eventualmente un grado más elevado de depuración o la remoción de nutrientes, para evitar la eutroficación en el cuerpo receptor.

Los procesos complementarios que pueden ser aplicados son:

a) Procesos físico-químicos.

b) Procesos físico-biológicos.

2.1.5 Desinfección

Cuando sea necesario, se realiza la cloración de las aguas residuales o de los efluentes de las estaciones de tratamiento.

3 TERMINOLOGIA

Para efectos de la interpretación del presente capítulo será adoptada la siguiente terminología.

3.1 PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES (P.T.A.R.)

Es la unidad o conjunto de unidades destinadas a mejorar la calidad del agua de tal forma que produzcan en los cuerpos receptores, efectos compatibles con las exigencias legales y/o con la utilización aguas abajo de la población.

3.2 AGUAS RESIDUALES

Deshecho líquido constituido por aguas domésticas e industriales, aguas de infiltración y de contribución pluvial por malas conexiones.

3.3 PROCESO DE TRATAMIENTO

Formas particulares de mejorar la calidad de aguas residuales mediante operaciones unitarias o procesos unitarios.

3.4 OPERACIONES UNITARIAS

Métodos de tratamiento en los cuales predomina la aplicación de fuerzas físicas (rejas, mezclas, floculación, sedimentación, flotación y filtración).

3.5 PROCESOS QUIMICOS UNITARIOS

Métodos de tratamiento en los cuales la remoción de contaminantes ocurre por la incorporación de productos químicos (precipitación, adsorción y desinfección).

3.6 PROCESOS BIOLÓGICOS UNITARIOS

Métodos de tratamiento en los cuales la remoción de contaminantes ocurre por medio de actividad biológica.

3.7 SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Está constituido por un proceso conjugado o conjunto de procesos de tratamiento que se verifican en una P.T.A.R.

3.8 CAMARA SEPTICA

Unidad de tratamiento primario consistente en un tanque donde se produce la sedimentación y eliminación de sólidos flotantes y la digestión anaeróbica del material sedimentado.

3.9 TANQUE IMHOFF

Unidad de tratamiento primario consistente en un tanque de dos pisos, en la cual la sedimentación se produce en el compartimiento superior y la digestión anaeróbica de los sólidos sedimentados en el inferior.

3.10 LAGUNAS ANAEROBIAS

Son aquellas unidades de tratamiento en las que la estabilización de la materia orgánica acontece sin el concurso de oxígeno disuelto en el agua. Ocurren principalmente fenómenos de digestión ácida y fermentación metánica como parte del proceso.

3.11 LAGUNAS FACULTATIVAS

Son unidades de tratamiento en las cuales suceden fenómenos de fermentación anaerobia (en el fondo), oxidación aeróbica y reducción fotosintética en las capas superiores.

3.12 LAGUNAS AEROBIAS

Unidades de tratamiento donde la oxidación y fotosíntesis están balanceadas al límite de producir una estabilización aeróbica con oxígeno disuelto en el agua.

3.13 LAGUNAS DE MADURACION

Lagunas de maduración o acabado, tienen por objetivo principal reducir la concentración de coliformes y patógenos.

3.14 LAGUNAS AIREADAS

Lagunas aereadas artificialmente mediante equipos mecánicos que suministran la cantidad necesaria de oxígeno.

3.15 SISTEMAS CONVENCIONALES

Son aquellos constituidos por procesos convencionales en secuencia que se describen a continuación:

- a) Tratamiento preliminar, comprende la remoción de sólidos groseros por cribado y remoción de arena por desarenación.
- b) Tratamiento primario, comprende la remoción de sólidos por proceso de sedimentación, el tratamiento o acondicionamiento del lodo por digestión anaerobia o aerobia y su remoción de humedad por espesamiento, por gravedad, secado natural o disposición en lagunas.
- c) Tratamiento secundario, comprende la remoción de materia orgánica por actividad biológica.

3.16 SISTEMAS NO CONVENCIONALES

Son aquellos constituidos por procesos no convencionales como ser lagunas de estabilización y reactores anaeróbicos.

3.17 UNIDADES COMPLEMENTARIAS Y COMPONENTES DE LOS SISTEMAS

Unidades cuyo fin es transportar, desviar o elevar el agua residual para interconectar y/o efectuar el control de la operación de la P.T.A.R.

3.18 GRADO DE TRATAMIENTO O EFICIENCIA DE TRATAMIENTO

Es la relación expresada en porcentaje entre la reducción de los valores de los parámetros característicos del agua residual en relación del valor inicial.

4 DESARROLLO DE LOS PROYECTOS HIDRAULICO SANITARIOS

4.1 CONCEPCION DEL SISTEMA

El grado de tratamiento de las aguas residuales estará en función del impacto ambiental que establece la clasificación del curso receptor donde se verterán estos efluentes y de acuerdo a la reglamentación de la Ley de Medio Ambiente.

Cada caso debe ser estudiado cuidadosamente por el proyectista sobre la base del análisis y selección del tratamiento más apropiado y económico.

4.2 ELEMENTOS NECESARIOS

Para el desarrollo de los proyectos hidráulicos sanitarios de las P.T.A.R. se considera esencial el conocimiento

de un cierto número de elementos al inicio del proyecto y su estimación para las fases posteriores. Tales elementos se describen a continuación:

- a) La información básica de concepción de los sistemas de aguas residuales del área de proyecto, enfatizando la evaluación del impacto ambiental.
- b) La población contribuyente de la P.T.A.R. en el inicio y fin del proyecto, y en etapas intermedias.
- c) Los caudales de aguas residuales de la población contribuyente a la P.T.A.R. para las varias etapas del proyecto.
- d) Los caudales de aguas residuales industriales para las diversas fases del proyecto.
- e) Las características previstas de agua residual afluyente a la P.T.A.R. para las varias fases del proyecto.
- f) Las exigencias legales referentes al destino final del agua residual tratada según, los usos posibles de agua del cuerpo receptor establecidos en la reglamentación de la Ley del Medio Ambiente.
- g) Los puntos de lanzamiento y los respectivos cuerpos receptores definidos en la información básica.
- h) La clasificación de los usos de agua en la región susceptible de ser afectada por el lanzamiento de aguas residuales.
- i) Las características del cuerpo receptor, que son alteradas por el lanzamiento de aguas residuales y que puedan interferir con los usos del agua.
- j) El régimen de escurrimiento y/o variación de caudales del cuerpo receptor.
- k) Las áreas disponibles para la construcción de la P.T.A.R.
- l) Sondeos geológicos de reconocimiento del subsuelo en el área de la P.T.A.R.
- m) El levantamiento topográfico del área disponible de acuerdo a lo señalado en el capítulo I.
- n) Nivel de inundación de la máxima avenida del cuerpo receptor o régimen de variación de nivel de mismo receptor.

4.3 ACTIVIDADES NECESARIAS

Para el desarrollo de proyectos hidráulico sanitarios de la P.T.A.R. son consideradas importantes las siguientes actividades:

- a) Seleccionar e interpretar los elementos disponibles para el proyecto.
- b) Fijar los grados de tratamiento necesario.
- c) Definir las alternativas de procesos de tratamiento para la fase líquida y fase sólida.
- d) Seleccionar los parámetros de dimensionamiento de la P.T.A.R. y establecer sus valores.
- e) Predimensionar las unidades de los procesos definidos.
- f) Elaborar una distribución en un esquema general "lay out" de las diversas unidades.
- g) Elaborar el perfil hidráulico preliminar para las diversas unidades y otros componentes.
- h) Evaluar los costos totales para las diversas alternativas.
- i) Efectuar la comparación técnico-económica de las unidades seleccionadas y escoger la alternativa más conveniente.
- j) Efectuar un predimensionamiento de las diversas unidades complementarias y otros componentes.
- k) Escoger los equipos y especificar las características que acompañan el proyecto hidráulico sanitario.
- l) Distribuir las unidades de tratamiento tomando en cuenta la circulación de personas y vehículos para efectos de mantenimiento, además de buscar una estética arquitectónica y paisajística.
- m) Elaborar el perfil hidráulico en función de la distribución definitiva.

5 DISEÑO DE SISTEMAS DE TRATAMIENTO

El proyecto hidráulico sanitario de la P.T.A.R. solo se desarrollará con la existencia previa de la información del marco conceptual para la elaboración del proyecto.

5.1 PARAMETROS BASICOS

5.1.1 Caudales y DBO

En el dimensionamiento de las unidades de tratamiento y accesorios complementarios así como otros componentes, serán tomados en cuenta entre los elementos obtenidos, los siguientes "Parámetros Básicos": El caudal máximo, medio y mínimo, la demanda bioquímica de oxígeno (DBO 5 días y 20 °C) y materia en suspensión (en mg/l) y los sólidos sedimentables (ml/l), temperatura, pH, DBO sedimentable.

Se podrán utilizar los diferentes caudales (máximo, medio y mínimo) para el dimensionamiento o verificación de funcionamiento de las diferentes unidades de tratamiento, según sus características.

5.1.2 Carga orgánica

El parámetro de carga orgánica a ser asumido tiene un valor de DBO igual a 54 gr/hab/día. Pudiendo ser admitido valores diferentes en casos en que haya determinación directa.

5.1.3 Unidades modulares

En la distribución de las unidades de la P.T.A.R. debe ser prevista la posibilidad de implementación por módulos correspondientes a las distintas fases de proyecto; la modulación debe ser prevista tomando en cuenta la uniformidad y la estandarización de los equipamientos de la P.T.A.R. y la facilidad de ampliación sin perder de vista el aspecto de economía de escala, que se puede tener con unidades de tratamiento de tamaño mayor.

5.1.4 Conductos de desvío

Las P.T.A.R. deben ser dotadas de conductos de desvío (by pass), tomando en cuenta las siguientes condiciones.

- a) La existencia, imprescindible de un desvío "by pass" principal en la entrada de la P.T.A.R. que permita la total exclusión de la misma. En este caso se debe dotar al mismo de una reja de barras de espaciamiento igual o inferior a 25,0 mm, siendo prevista la posibilidad de remoción del material retenido.
- b) Existencia de un desvío para cada conjunto de unidades de la P.T.A.R. que componen una misma operación unitaria con capacidad justificada.

5.1.5 Sistemas de compuertas

Las unidades de tratamiento de la P.T.A.R. deberán poseer sistemas de compuertas de aislación que permitan la suspensión momentánea del funcionamiento para atender las inspecciones de mantenimiento. En este caso el agua residual afluyente, será convenientemente encausada al desvío del conjunto de unidades o a una segunda unidad del conjunto.

5.1.6 Sistemas de medición

En cualquier proyecto de estación de tratamiento debe ser incluido un sistema de medición de caudal, compatible con la dimensión de la propia P.T.A.R., este sistema comprenderá:

- a) Medición de caudal afluente y/o efluente de las aguas residuales.
- b) Medición del caudal de lodo activado recirculado y en exceso, en el caso de proceso de lodos activados, excluyendo los sistemas conjugados de tratamiento.
- c) Medición del caudal de lodo a ser tratado por procesos biológicos, químicos o térmicos.

5.1.7 Laboratorio de análisis

Además del control de caudal, debe ser provista la posibilidad de un control adecuado de operación, sea por la instalación de sensores indicativos de algunos parámetros de control, o por la provisión de un laboratorio de análisis compatible con la dimensión de la P.T.A.R.

5.1.8 Velocidades

Siempre que no sea indicado directamente en las condiciones específicas de esta Norma, las velocidades en los ductos y canales entre unidades serán:

- Superiores a 1,00 m/s en el caudal máximo.
- Superiores a 0,60 m/s en el caudal medio.
- Superiores a 0,45 m/s en el caudal mínimo.

5.1.9 Ventilación e iluminación

En cualquier unidad de la P.T.A.R. el acceso del operador debe ser fácil y adecuado a las condiciones de seguridad, ventilación e iluminación. El acceso a cualquier unidad a través de "escaleras de tipo marinero" no es permitido.

En casos donde exista condiciones favorables al desprendimiento de gases, debe ser previsto:

- Instalaciones eléctricas a prueba de explosión.
- Ventilación forzada, en particular en los ambientes confinados.

5.1.10 Memoria de cálculo

La memoria de cálculo del proyecto hidráulico sanitario de la P.T.A.R., debe ser completa incluyendo las justificaciones, cálculos hidráulicos, detalles y otros. Se deberá incluir, especificaciones técnicas y presupuesto estimativo.

Además se deberán presentar:

- a) Flujograma del proceso con descripción o representación esquemática de las unidades de tratamiento, accesorios complementarios y otros componentes.
- b) Perfil hidráulico de la fase líquida y de la fase sólida aceptado y referido al banco de nivel (Bench Mark) del proyecto, a partir de los niveles de agua en el cuerpo receptor.
- c) Plano de ubicación de la P.T.A.R. en relación al área de proyecto y del cuerpo receptor.

- d) Plano de ubicación de las unidades.
- e) Plano de excavaciones y rellenos necesarios para la nivelación.

6 CONDICIONES ESPECIFICAS

El consultor/proyectista debe evaluar en forma previa y prioritaria la aplicación de "métodos no convencionales de tratamiento de aguas residuales" en especial aquellos no mecanizados con tecnología apropiada.

6.1 TRATAMIENTO PRELIMINAR

6.1.1 Rejas y canales afluentes

El diseño de lagunas debe ser precedido por el tratamiento preliminar con rejas y desarenadores.

Las observaciones pertinentes a la normalización de rejas para estaciones de bombeo son válidas para el caso de rejas en estaciones de tratamiento. Deben ser también observados los preceptos relativos a canales afluentes.

6.1.2 Desarenadores

Esta norma comprende solamente los desarenadores por gravedad y de movimiento helicoidal ("Desarenadores aireados"), desarenadores de otros tipos con patente de fabricación, no son objeto de esta norma.

Los desarenadores deben ser proyectados para la remoción de partículas con más del 95% en peso y con diámetro de sedimentación igual o superior a 0,2 mm y peso específico igual a 2,65 kgf/m³, excepto que por determinación de análisis exista la conveniencia de remoción de partículas de otros diámetros.

Los desarenadores deberán ser proyectados para el caudal máximo de proyecto.

6.1.2.1 Desarenadores de retención de arena por gravedad

Deberán cumplir los siguientes aspectos:

- a) La sección de escurrimiento deberá ser tal que con cualquier caudal la velocidad media de flujo de 0,30 m/s, como mínimo de 0,20 m/s y máximo de 0,40 m/s. Es obligatorio el uso de un dispositivo de control de velocidad aguas abajo.
- b) En el fondo del desarenador deberá ser previsto un espacio para la acumulación de material sedimentado con una altura mínima de 0,20 m y a lo largo de todo el canal.
- c) En instalaciones de tratamiento con caudales máximos inferiores a 50 l/s, los desarenadores por gravedad serán de limpieza manual, para caudales máximos superiores de limpieza mecanizada. Se justificará en cada caso la solución adoptada.
- d) En el caso de proyectos con un solo desarenador por ser suficiente, debe ser prevista una unidad adicional para situaciones de emergencia, el desarenador adicional puede ser de limpieza manual.

6.2 TRATAMIENTOS PRIMARIOS

6.2.1 Sedimentadores primarios

Queda a criterio del proyectista la utilización de decantadores de planta rectangular o circular, de flujo predominantemente horizontal o vertical, así como la forma de remoción de lodo retenido, sea mecanizada o no. En cualquier caso la elección deberá ser justificada.

6.2.1.1 Remoción del lodo y espuma

Decantadores con capacidad de 500 m³, pueden ser proyectados con o sin remoción mecanizada de lodo, para capacidades mayores de 500 m³ es obligatoria la remoción de lodo en forma mecanizada.

Los decantadores deben tener un dispositivo para interceptar la espuma flotante sobre la superficie del líquido a fin de no ser transportado con el efluente; en el caso de los decantadores con remoción mecanizada de lodo, la remoción de la espuma también debe ser mecanizada.

El equipamiento mecanizado para la remoción de lodo del fondo de los decantadores, deberá tener una velocidad inferior a 10 mm/s.

6.2.1.2 Relaciones dimensionales

Las dimensiones de decantadores con capacidad inferior a 100 m³; deben obedecer a las unidades compactas (tanque sépticos e Imhoff).

Las dimensiones de los decantadores con capacidad superior a 100 m³; deben cumplir lo siguiente:

- a) En el caso de decantadores rectangulares la relación longitud/ancho, deberá ser superior a 4:1 y la relación ancho/profundidad, deberá ser superior a 2:1.
- b) En el caso de decantadores de remoción manual de lodo o por carga hidrostática, la profundidad mínima será de 1,50 m. En el caso de decantadores de remoción mecanizada de lodo la profundidad mínima será de 2,00 m.
- c) Los pozos de acumulación y espesamiento de lodo deberán tener paredes con inclinación de por lo menos 1,5:1,0 y su volumen no deberá ser considerado en la determinación de la capacidad del decantador.
- d) Los pozos de acumulación y adensamiento de lodo deben tener paredes con inclinación de por lo menos 1,5:1,0.
- e) Las tuberías de descarga de lodo deberán tener un diámetro mínimo de 150 mm, las tuberías de transporte por gravedad deberán tener una pendiente mínima 0,03 m/m y velocidad de flujo de 1,80 m/s previendo cajas de paso e inspección en la descarga del lodo para permitir su observación.

6.2.1.3 Criterios de dimensionamiento

Los decantadores primarios deben ser dimensionados para el caudal máximo.

- a) En el caso de decantadores primarios no seguidos, de tratamiento biológico, la tasa de aplicación por unidad de superficie deberá estar en el rango de 1 - 1,5 m³/m²/h.

- b) En el caso de decantadores primarios que preceden a unidades de filtro biológico o de lodos activados, la tasa de aplicación por unidad de superficie debe estar en el rango de 1 - 1,5 m³/m²/h.

La velocidad horizontal junto al fondo de los decantadores primarios no debe superar los 10 mm/s.

La tasa de flujo a través de los vertederos de salida, no debe superar los 30 m³/h por metro de vertedor, siendo recomendado para la misma, valores por debajo de 10 m³/h/m. Los valores superiores deben ser verificados experimentalmente.

La utilización de un solo decantador, sólo es admitido para caudales máximos inferiores a 250 L/s.

6.2.2 CAMARAS SEPTICAS

Esta unidad de tratamiento primario conjunciona los procesos de sedimentación, digestión y almacenamiento de sólidos en suspensión que contienen las aguas residuales, puede estar conformada de uno ó más compartimientos.

6.2.2.1 Dispositivos de ingreso y salida

Mediante conexión en Te, o cortina, la generatriz inferior de la tubería de ingreso deberá estar como mínimo 5 cm por encima de la superficie del líquido en el interior del tanque.

En el ingreso la parte inferior de la Te o cortina, deberá estar sumergida a más de 10 cm respecto a la superficie del líquido en el interior del tanque, a la salida la sumergencia de la Te o cortina será 1/3 de la altura de agua del tanque.

6.2.2.2 Volumen del tanque

Las cámaras sépticas deben dimensionarse teniendo en cuenta un volumen destinado a la sedimentación y un volumen para la acumulación del lodo, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$V = 1000 + N (D T + L_f K)$$

Donde:

- V = Volumen útil (l)
- N = Número de personas ó unidades de contribución (habitantes ó unidades)
- T = Tiempo de detención
- L_f = Contribución de lodo fresco (l/h/d)
- K = Tasa de acumulación de lodo (d)
- D = Dotación per cápita (l/h/d)

6.2.2.3 Tiempos de detención (T)

Los tiempos de retención van desde las 24 horas para tanques de 1 500 litros hasta las 12 horas para tanques mayores a 9 000 litros de capacidad.

6.2.2.4 Contribución de lodo (L_f)

Se tomará como contribución de lodo fresco per cápita L_f = 1 l/h.día

6.2.2.5 Tasa de acumulación del lodo (K)

| Intervalo entre limpieza del tanque séptico (años) | Valores de K en días | | |
|--|-------------------------------------|--|----------------------------------|
| | $t \leq 10 \text{ } ^\circ\text{C}$ | $10 < t \leq 20 \text{ } ^\circ\text{C}$ | $T > 20 \text{ } ^\circ\text{C}$ |
| 1 | 94 | 65 | 57 |
| 2 | 134 | 105 | 97 |
| 3 | 174 | 145 | 137 |

6.2.2.6 Geometría de los tanques

Pueden ser cilíndricos o prismáticos rectangulares, en caso de tanques cilíndricos considerar un diámetro interno mínimo de 1,10.

En rectangulares la relación largo/ancho: mínimo 2:1 y máximo 4:1.

Las profundidades útiles varían de un mínimo de 1,20 m a un máximo de 2,80 m.

6.2.2.7 Profundidades de los tanques sépticos

La profundidad útil mínima de los tanques sépticos deberá ser 1,20 m y la máxima 2,80 m.

6.2.2.8 Tanques sépticos de cámaras en serie

Para tanques cilíndricos adoptar tres cámaras en serie, siendo el volumen de la primera cámara igual a $V/2$ y de las dos cámaras siguientes iguales a $V/4$.

Para tanques prismáticos rectangulares adoptar dos cámaras en serie, siendo el volumen de la primera cámara igual a $2/3 V$ y de la segunda $1/3V$.

La intercomunicación entre cámaras será mediante aberturas con un área equivalente al 5% de la sección vertical útil del plano de separación del tanque.

Distancia vertical mínima entre el extremo superior de la abertura y la lámina de agua debe ser 30 cm.

Distancia vertical mínima entre el extremo inferior de la abertura y el fondo del tanque.

- 1/2 de la altura útil del tanque para periodos de limpieza hasta 3 años.
- 1/3 de la altura útil del tanque para periodos de limpieza mayores a 3 años.

6.2.2.9 Registros de inspección

Los registros deben estar ubicados de forma tal que posibiliten la limpieza del tanque séptico, deberán tener aberturas de 0,60 m.

6.2.3 TANQUES IMHOFF

6.2.3.1 Zona de Sedimentación

Para el diseño de la zona de sedimentación se utilizará los siguientes criterios:

- El área requerida se determinará con una carga superficial de 1 a 1,5 $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{h}$, calculada en base al caudal máximo horario.

- El periodo de retención estará entre 2 y 4 horas. La profundidad será el producto de la carga superficial por el periodo de retención.
- El fondo del tanque será de sección transversal en forma de V y la pendiente de los lados, con respecto al eje horizontal tendrá entre 50° y 60°.
- En la arista central para el paso de los sólidos sedimentados, se dejará una abertura de 0,15 a 0,30 m.
- El bordo libre hasta el nivel de fangos tendrá un tirante entre 0.30 y 0.90 m.
- Las estructuras de entrada y salida, así como otros parámetros de diseño, serán los mismos que para sedimentadores rectangulares convencionales.

6.2.3.2 Zona de Digestión

Para el diseño de la zona de digestión (compartimiento de almacenamiento y digestión de lodos) se utilizarán los siguientes criterios:

- El volúmen se calculará en base a una tasa per cápita de acumulación entre 50 y 100 l/habitante (para periodos de acumulación de lodos de 6 meses).
- El fondo del tanque tendrá forma tronco de pirámide, con paredes inclinadas entre 30° y 45° respecto a la horizontal.
- La superficie total libre para la ventilación de los gases deberá estar entre el 20 a 30% de la superficie total del tanque.

6.2.3.3 Purga de Lodos

El diámetro mínimo de la tubería para la remoción de lodos será de 200 mm y deberá estar ubicada 15 cms por encima del fondo del tanque. Para la remoción se requiere una carga hidráulica mínima de 1,80 m.

6.3 TRATAMIENTOS SECUNDARIOS

6.3.1 LAGUNAS DE ESTABILIZACION

Para el diseño de lagunas de estabilización deberán considerarse los siguientes parámetros:

- a) Altura sobre el nivel del mar.
- b) Temperatura media del agua en la laguna.
- c) Saturación de oxígeno disuelto.
- d) Radiación solar.
- e) Carga orgánica máxima aplicable.
- f) Tiempos de retención.
- g) Profundidad.

6.3.1.1 Carga orgánica máxima aplicable

Según el tipo de laguna y la altura sobre el nivel del mar, en el cuadro N° 1 se presentan los valores recomendados para la carga orgánica máxima aplicable y otros parámetros de diseño que deberán ser utilizados.

Cuadro N°1

| Zona | Altura (msnm) | Carga máxima aplicable | | Temperatura promedio del agua (°C) | Saturación de oxígeno disuelto (mg/l) | Radiación solar (Cal/cm ² /día) |
|--------------------|---------------|--|-----------------------------|------------------------------------|---------------------------------------|--|
| | | Anaeróbica (g DBO/m ³ /día) | Facultativa (kg/DBO/Ha/día) | | | |
| Altiplánica | 4000 | 100 | 100 | 9 | 6,8 | 550 |
| Valles | 2500 | 200 | 200 | 21 | 7,0 | 300 |
| Llanos | 400 | 400 | 250 | 24 | 8,4 | 200 |

Nota: En caso de temperaturas promedio del agua menores a 8 °C, no se recomienda el diseño de lagunas anaeróbicas.

Los valores indicados son referenciales y deben ajustarse a las características de la zona mediante estudios correspondientes.

6.3.1.2 Remoción de DBO y patógenos

Para cada zona debe determinarse si la prioridad del sistema de tratamiento será remoción de DBO, remoción de patógenos, o remoción de ambos. En casos de contaminantes especiales como metales pesados y detergentes no biodegradables estos deben ser tomados en cuenta para un tratamiento específico.

6.3.1.3 Relaciones ancho-largo

Es recomendable diseñar lagunas alargadas, con el fin de evitar corto circuitos.

- Para lagunas anaeróbicas 2:1
- Para lagunas facultativas y de maduración 3:1

Se deben ubicar entradas y salidas en los extremos de las lagunas y no utilizar tiempos de retención menores a 5 días en las lagunas de maduración.

6.4 FILTROS BIOLÓGICOS

Los filtros biológicos podrán tener medio de soporte constituido de material natural, carrizo o bambú, piedra chancada, escoria de alto horno o de material artificial, como los fabricados en plástico. En el caso de material natural, la dimensión media deberá ser de 50 a 100 mm y tan uniforme cuanto sea posible evitando piezas planas o con caras horizontales. En el caso de uso del material artificial, el material empleado deberá ser previamente probado en instalación piloto o en su caso haber sido previamente utilizado.

Los filtros biológicos tendrán forma circular en planta, y la aplicación del agua residual a tratar se debe distribuir uniformemente sobre la superficie del medio de soporte por medio de distribuidores relativos accionados por la reacción de los chorros. Un distribuidor parado, debe ser proyectado para dar partida con una carga hidrostática de hasta 0,60 m y debe continuar en movimiento con una carga de 0,20 m.

Los filtros serán dimensionados considerando el caudal medio.

6.4.1 Cargas de trabajo

La utilización de filtros en serie debe ser justificada y la solución propuesta comparada con otras opciones sobre el aspecto técnico-económico.

La utilización de filtros cubiertos no es permitida, a menos que existan condiciones extremas que así lo obliguen, en este caso debe ser presentada una justificación técnica y económica de la solución.

Cuando los efluentes del tratamiento no necesitan presentar valores de DBO inferiores a 40 mg/l, se puede utilizar filtros biológicos de baja capacidad, sin recirculación, los cuales deben ser dimensionados para una tasa de aplicación orgánica expresada en DBO por unidad de volumen entre 200 y 400 gr/m³/día, la tasa de aplicación hidráulica entre 0,80 y 2,20 m³/m²/día, salvo algún justificativo razonable. Cuando sea necesario un grado de tratamiento más elevado o cuando la carga hidráulica mínima no fuese excesiva, se debe recircular parte del efluente, justificando la relación del porcentaje de recirculación adoptado. En estos casos en que se utilizan filtros de alta capacidad, las tasas de aplicación orgánica e hidráulica se deben mantener respectivamente entre 500 y 1.800 gr de DBO/m³/día o superior a 20 m³/m²/día, previa justificación, en aquellos casos en que el medio sea plástico, las tasas deben ser fruto de experiencias típicas para el material a ser usado. En cualquier caso, para el medio de soporte de tipo natural, la altura de ésta debe ser entre 1,50 m y 3,50 m salvo justificación en contrario.

6.4.2 Ventilación

El fondo de los filtros debe ser conformado para garantizar un mínimo de 30% de vacíos para la circulación del aire en las paredes, ésta debe tener en su parte inferior aberturas de paso de aire, totalizando un área de por lo menos 1% del área horizontal ocupada por el filtro.

Los filtros cubiertos deben tener dispositivos de ventilación que garanticen un movimiento vertical de aire con velocidad mínima de 0,30 m/m. La ventilación artificial no tiene influencia sobre la eficiencia del filtro considerado descubierto.

6.4.3 Sistema de drenaje

El sistema de drenaje de aguas residuales debe ser dispuesto para cubrir toda el área del piso del filtro.

Los drenes deberán tener una pendiente mínima de 1% y las canaletas del efluente deben asegurar una velocidad superior a 0,60 m/s.

El sistema de drenaje y las canaletas del efluente deben ser dimensionados de forma tal que su sección mojada no sea superior al 50% de su sección transversal, permitiendo así la libre circulación de aire.

Se debe prever la posibilidad de efectuar la limpieza del sistema de drenaje.

La concepción o posibilidad de efectuar la inundación del filtro con el propósito de controlar el crecimiento de larvas de moscas en los filtros. El proyectista deberá justificar la metodología de control.

6.5 REACTOR ANAEROBICO DE FLUJO ASCENDENTE TIPO RALF

En los procesos anaeróbicos de tratamiento de aguas residuales mediante reactores de manto de lodo, es de gran importancia desarrollar y mantener lodo de elevada actividad y con excelentes características de sedimentación.

Los reactores anaeróbicos de manto de lodo deberán ser utilizados en climas cálidos con temperaturas promedias $\geq 15^{\circ}\text{C}$ en el mes más frío.

En reactores que tratan aguas residuales domésticas deberán observarse los siguientes criterios.

6.5.1 Cargas orgánicas

La carga orgánica volumétrica como cantidad de (masa) de materia orgánica aplicada diariamente al reactor por unidad de volumen para efluentes domésticos deberá estar entre 2,5 y 3,5 kg DQO/m³/día.

La carga biológica (carga de lodo) referida a la cantidad (masa) de materia orgánica aplicada diariamente al reactor por unidad de biomasa, deberá ser del orden de:

- 0,05 a 0,15 kg DQO/kg SVT en fase inicial o partida del reactor
- $\leq 2,0$ kg DQO/kg SVT en régimen permanente o de operación

6.5.2 Tiempos de retención

El tiempo de retención hidráulica para aguas residuales domésticas tratadas a temperaturas próximas a los 20 °C, deberá ser del orden de 8 a 10 horas para caudal medio; a caudal máximo horario el tiempo de retención no deberá ser inferior a 4 horas y los picos de caudal máximo no deberán prolongarse por más de 4 a 6 horas.

6.5.3 Velocidades ascensionales

Las velocidades ascensionales deben ser del orden de 0,5 a 0,7 m/h, siendo tolerados picos temporarios durante 2 horas de 1,5 a 2,0 m/h

Las velocidades que posibilitan el paso de las aguas residuales al decantador deben ser:

- 2,0 - 2,3 m/h para caudal medio
- 4,0 - 4,2 m/h para caudal máximo
- 5,5 - 6,0 m/h para caudales pico con duración de 2 a 4 horas

6.5.4 Sistema de alimentación

La partición de los caudales de ingreso al fondo del reactor, debe ser efectuada de forma tal que el agua sea distribuida en cada uno de los tubos difusores en proporciones iguales.

La distribución en el fondo del reactor será efectuada a través de los tubos difusores, con alimentación regular de flujo, evitando cortos circuitos o zonas muertas, se recomienda 1 difusor para cada 2 a 4 m² de la superficie del fondo.

La velocidad descendente del agua en los tubos difusores no debe ser inferior a 0,20 m/s, se recomienda que los tubos tengan diámetros de 75 a 100 mm.

El flujo deberá ser dirigido de forma de obtener un movimiento ascendente contra el manto de lodos, eliminándose zonas muertas ó cortos circuitos.

6.5.5 Geometría del Reactor

Los reactores podrán tener forma cilíndrica o rectangular, adecuándose esta última conformación al caso de utilizarse varias unidades formando una batería de tratamiento.

La profundidad del reactor debe estar entre 4,5 y 6,0 m y será la suma de de la altura del compartimiento de sedimentación, del compartimiento de digestión y del bordo libre.

La inclinación de las paredes en la zona del manto de lodo y de decantación, deberá ser superior a los 45°, respecto a la horizontal.

6.5.6 Recolección del efluente

Deberá ser efectuada en la parte superior del reactor junto al compartimiento de sedimentación, los dispositivos usuales utilizados para la recolección del efluente serán vertederos triangulares, o mediante tubos perforados sumergidos.

6.5.7 Drenaje de lodo

Para el descarte periódico de lodos y el material inerte que eventualmente puede depositarse al fondo del reactor, se debe prever por lo menos 2 puntos de drenaje, uno junto al fondo y el otro aproximadamente a 1,0 a 1,5 m arriba del fondo.

6.6 LECHOS DE SECADO

Los lechos de secado son generalmente el método más simple y económico de deshidratar los lodos estabilizados.

Previo al dimensionamiento de los lechos se calculará el volumen de lodos estabilizados. El peso específico de los lodos digeridos varía entre 1,03 y 1,04; si bien el contenido de sólidos en el lodo digerido depende del tipo de lodo, los siguientes valores se dan como guía:

- Para lodo primario digerido de 8 a 12% de sólidos.
- Para lodo digerido de procesos biológicos 6 a 10% de sólidos.

El área de los lechos de secado se determinan adoptando una profundidad de aplicación entre 20 y 40 cms y calculando el número de aplicaciones por año. Para el efecto se deben tener en cuenta los siguientes periodos de operación:

- Periodo de aplicación de 4 a 6 horas.
- Periodos de secado entre 3 y 4 semanas para climas cálidos y entre 4 y 8 semanas para climas fríos.
- Periodos de remoción del lodo seco entre 1 y 2 semanas, efectuada en forma manual y periodos de 1 a 2 días si se efectúa en forma mecanizada.

Adicionalmente se comprobarán los requerimientos de área teniendo en cuenta las siguientes recomendaciones:

| Tipo de lodo digerido | kg sólidos / m ² año |
|---------------------------------|---------------------------------|
| Primario | 120 - 146 |
| Primario y filtros percoladores | 90 - 120 |
| Primario y lodos activados | 60 - 100 |

Para el diseño de los lechos de secado se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

Pueden ser construidos de mampostería, de hormigón ó tierra, con profundidad útil de 50 a 60 cm y ancho variable entre 3 y 10 m.

El fondo estará conformado por ladrillos separados entre 2 y 3 cm, colocados sobre el medio filtrante que es una capa de arena 15 cm con tamaño efectivo de 0,3 a 1,3 mm y coeficiente de uniformidad inferior a 5.

Debajo de la arena se colocará un estrato de grava graduada entre 1,6 y 50 mm, de 30 a 40 cm de espesor.

El drenaje estará conformado por tuberías de 100 mm de diámetro, instaladas debajo de la grava.

Alternativamente se pueden construir lechos pavimentados, utilizando losas prefabricadas de hormigón con pendiente de 1,5% hacía canales centrales de drenaje.

Para cada lecho se debe instalar una tubería de descarga con su respectiva válvula de compuerta.

6.7 DESINFECCION

Solamente en el caso que el cuerpo receptor demande una alta calidad bacteriológica, se considerará la desinfección intermitente o continua de efluentes que previamente hayan recibido tratamiento mediante procesos secundarios o terciarios. La desinfección de desechos crudos o efluentes primarios no es aceptable.

Para el diseño de instalaciones de cloración, el proyectista deberá sustentar los siguientes aspectos:

- Dosis de cloro aplicada.
- Tiempo de contacto y el diseño de la cámara correspondiente.
- Detalles de las instalaciones de dosificación, inyección, almacenamiento y dispositivos de seguridad.

La utilización de otros procesos de desinfección como ser radiación ultravioleta, ozono y otros deberán sustentarse con base en estudios de factibilidad.

CAPITULO VI

SISTEMAS DE ALCANTARILLADO PLUVIAL

1 OBJETO

Esta norma tiene por objeto establecer las bases fundamentales para la elaboración y presentación del proyecto de sistemas de alcantarillado pluvial en áreas urbanas.

En el estudio de los problemas de capitación y evacuación de aguas pluviales en áreas urbanas deberán considerarse los siguientes factores:

- a) Tráfico peatonal y vehicular.
- b) Valor de las propiedades sujetas a daños por inundaciones.
- c) Elección entre soluciones con canales abiertos o conductos enterrados.
- d) Profundidad de los colectores.

Es obligatorio en la elaboración del proyecto hidráulico de sistemas de alcantarillado pluvial, la consideración de la economía. Con esta finalidad, la elección del periodo de retorno (frecuencia) a adoptar en el proyecto será realizada adecuadamente en función de la probabilidad de ocurrencia de lluvias, empleando un factor de riesgo técnica y económicamente admisible. Será necesario, además un balance económico entre el costo de estructuras y los costos directos e indirectos debido a perjuicios a propiedades públicas o privadas.

Se deberá considerar también el efecto de crecimiento de la urbanización, de ejecución de planes urbanísticos y hasta de cambios de opinión con relación al mejoramiento del drenaje.

La elaboración de los proyectos deberá ser precedida por estudios de los regímenes locales de precipitación de las lluvias intensas de la región.

La elaboración y la presentación de los proyectos de sistemas de alcantarillado pluvial deberá incluir, además del dimensionamiento de los colectores, un estudio de captación de aguas pluviales superficiales, esto es, la localización de bocas de tormenta en función de sus capacidades de evacuación, el estudio de los caudales que escurren por las cunetas en función de sus características hidráulicas y el estudio hidráulico de las tuberías de conexiones de las bocas de tormenta con el sistema de alcantarillado.

2 PRINCIPIOS GENERALES

Las estructuras hidráulicas destinadas a la captación y evacuación de las aguas pluviales deben ser proyectadas y construidas para:

- a) Permitir una rápida evacuación del agua pluvial de vías públicas.
- b) Evitar la formación de caudales excesivos en las calzadas.
- c) Evitar la invasión de aguas pluviales a propiedades públicas y privadas.
- d) Evitar el estancamiento de aguas en vías de circulación.
- e) Evitar la paralización del tráfico tanto vehicular como peatonal durante una precipitación pluvial intensa.
- f) Evitar la interconexión con los sistemas de evacuación de aguas residuales.

3 TERMINOLOGIA

3.1 CAUDAL DE PROYECTO

Es el máximo caudal que ocurriría bajo las condiciones físicas de la cuenca de drenaje, debido a una lluvia de una frecuencia dada y varias duraciones, incluyendo la contribución de la napa freática.

3.2 CORDON DE ACERA

Pieza de granito u hormigón destinada a separar la calzada de la acera, conformando de esta manera la cuneta longitudinalmente.

3.3 CUNETA

Canal de sección triangular que se forma entre el cordón y la calzada, destinada a conducir las aguas superficiales hacia las bocas de tormenta.

3.4 RASANTE

Perfil del eje longitudinal de la superficie de pavimentación de la vía pública.

3.5 BOCA DE TORMENTA

Estructura hidráulica destinada a captar las aguas superficiales, consistente en una cámara de mampostería de piedra u hormigón, ubicada bajo la acera o bajo la cuneta.

3.6 COLECTOR

Conducto destinado a transportar las aguas pluviales desde el punto de captación hasta la disposición final. Puede tener sección transversal circular, rectangular, oval u otra forma.

3.7 TRAMO DE COLECTOR

Porción o fracción de colector ubicado entre dos cámaras de inspección consecutivas.

3.8 COLECTOR PRINCIPAL

Tubería que conduce la contribución del curso principal de agua y que queda ubicada en el fondo del valle principal de la cuenca de drenaje.

3.9 COLECTOR SECUNDARIO

Tubería que conduce la contribución del curso de agua afluyente y queda ubicada en el fondo de un valle secundario de la cuenca de drenaje.

3.10 CAMARA DE CONEXION

Cámara de mampostería de piedra u hormigón que recibe las aguas pluviales captadas por la rejilla de la boca de tormenta.

3.11 TUBERIA DE CONEXION

Aquella destinada a conectar la boca de tormenta con una cámara de inspección.

3.12 CAMARA DE INSPECCION

Cámara de mampostería de piedra o concreto que une los diferentes tramos de colectores o recibe las tuberías de conexión de las bocas de tormenta.

3.13 TIEMPO DE CONCENTRACION

Tiempo en minutos que tarda la gota teórica de agua para ir del punto más alejado de la cuenca de drenaje hasta el punto de concentración considerado. Es la suma de los tiempos de entrada y de trayecto en las alcantarillas.

3.14 TIEMPO DE ENTRADA

Tiempo en minutos que tarda la gota teórica de agua para alcanzar la extremidad superior del colector.

3.15 TIEMPO DE TRAYECTO

Tiempo en minutos que tarda la gota teórica de agua desde la entrada de la misma en una sección considerada hasta otra sección, este tiempo debe ser rigurosamente calculado tomando la velocidad media de flujo en la alcantarilla.

4 COMPONENTES DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL

Son componentes de un sistema de alcantarillado pluvial los siguientes:

- a) Conjunto cordón-cuneta.
- b) Boca de tormenta.
- c) Cámara de conexión.
- d) Tubería de conexión.
- e) Cámara de inspección.
- f) Colectores secundarios.
- g) Colector principal.

5 PARAMETROS BASICOS DE DISEÑO

Para la elaboración de proyectos de alcantarillado pluvial en áreas urbanas, son determinantes los siguientes parámetros básicos: Ecuación de Lluvias (intensidad, tiempo de duración y frecuencia), el tamaño y características de la cuenca o cuencas tributarias y el coeficiente de escorrentía.

5.1 ECUACION DE LLUVIAS

En las precipitaciones, la intensidad de lluvia en general no permanece constante durante un período considerable de tiempo, sino que es variable.

El tiempo de duración de las precipitaciones será aquel que transcurra desde la iniciación de la lluvia hasta que toda el área esté contribuyendo.

La frecuencia de las precipitaciones es el tiempo en años en que una lluvia de cierta intensidad y duración se repite con las mismas características.

La ecuación de lluvias a emplear en la elaboración de los proyectos, deberá ajustarse a las condiciones de cada localidad. En el caso de centros urbanos importantes, la entidad competente deberá suministrar la mencionada ecuación.

5.1.1 Ecuacion intensidad - frecuencia - duración

La ecuación intensidad, frecuencia duración en forma generalizada, tiene la expresión siguiente:

$$I = \frac{c f^m}{t^n}$$

Donde los valores de **c**, **m** y **n** corresponden a las características regionales de la precipitación.

A continuación como referencia se presentan las ecuaciones de las intensidades de lluvia desarrollados para las ciudades de El Alto, La Paz, Sucre y Oruro.

$$\text{El Alto} \quad I = \frac{101,3006 f^{0,2897}}{t^{0,6670}} \quad (\text{mm/h})$$

Para frecuencia menor a 2 años, tiempo de concentración inicial 10 min.

$$I = \frac{113 f^{0,6655}}{t^{0,8371}} \quad (\text{mm/h})$$

Para frecuencia mayor a 2 años.

$$\text{La Paz} \quad I = \frac{48,9213 f^{0,1055}}{t^{0,2822}} \quad (\text{mm/h})$$

$$F \geq 5$$

Tiempo de concentración $t \geq 5$ min

$$t \leq 45 \text{ min}$$

$$I = \frac{113,2362 f^{0,6655}}{t^{0,8371}} \quad (\text{mm/h})$$

$$F \leq 5 \text{ años } t_i > 5 \text{ min}$$

$$\text{Sucre} \quad I = \frac{180,2457 f^{0,33096}}{t^{0,70310}} \quad (\text{mm/h})$$

$$\text{Oruro} \quad I = \frac{81,3954 f^{0,31156}}{t^{0,68496}} \quad (\text{mm/h})$$

$$\text{Trinidad} \quad I = \frac{209,80 f^{0,504}}{t^{0,637}} \quad (\text{mm/h})$$

$$\text{Santa Cruz} \quad I = \frac{393,70 f^{0,3556}}{t^{0,7016}} \quad (\text{mm/h})$$

5.1.2 Frecuencia de lluvias

La frecuencia es un factor determinante en la capacidad de redes de alcantarillado pluvial en su relación con la prevención de inundaciones en vías, áreas urbanas y plazas, por los riesgos y daños con la propiedad, daños personales y al tráfico vehicular. La elección de los periodos de retorno de una precipitación se refiere en función a las características de protección e importancia del área en estudio.

a) Frecuencias de 1-2 años

Se utilizan para redes de áreas urbanas y suburbanas.

b) Frecuencias de 2-5 años

Se utilizan para redes de áreas urbanas residenciales y comerciales.

c) Frecuencias de 10 años

Para colectores de 2do. orden como canalización de riachuelos.

d) Frecuencias de 20 a 50 años

Se adoptan para el diseño de obras especiales como emisarios (canalizaciones de 1er. orden).

e) Frecuencias de 100 años

Se utilizan para ríos principales que constituyen el sistema de drenaje global de la cuenca.

En general la frecuencia de las precipitaciones debe ser balanceada entre inversión y riesgo. En este sentido, es necesario decidir con criterio las frecuencias elegidas, muchas veces dejando que los sistemas pluviales se sobrecarguen en precipitaciones excepcionales, permitiendo así viabilizar su necesidad y financiamiento.

5.2 AREAS DE APORTE

Las áreas de aporte serán determinadas por medición directa, su delimitación debe seguir las líneas de drenaje. El trabajo será realizado en un plano topográfico escala 1:5 000 y curvas de nivel cada 5,0 m denominado "plano de la cuenca" cuando se trate de una cuenca de área mayor a las 5 Ha, en casos de cuencas menores se podrá emplear una escala mayor.

5.3 COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO

El coeficiente de escurrimiento C es la relación entre los volúmenes totales de escurrimiento superficial y los volúmenes de precipitación durante el periodo de lluvia. En su determinación se deben considerar las pérdidas por infiltración en el suelo y otros efectos retardadores.

La determinación de este coeficiente C, debería hacerse mediante ensayos directos, ante la imposibilidad, su composición podrá obtenerse de los valores de la tabla N° 1 empleando la siguiente fórmula:

$$C = \frac{\sum C_i A_i}{A}$$

Donde:

- C_i = Coeficiente de escurrimiento superficial de cada sector
- A_i = Area de cada sector en Ha
- A = Area total de la cuenca de drenaje en Ha

Se recomienda en poblaciones rurales, adoptar para C, valores entre 0,40 y 0,60.

TABLA N°1

COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL

| Características generales de la cuenca receptora. | Valores C |
|--|-------------|
| a) Partes centrales, densamente construidas con calles y vías pavimentadas | 0,70 a 0,90 |
| b) Partes adyacentes al centro, de menor densidad de habitación con calles y vías pavimentadas | 0,70 |
| c) Zonas residenciales de construcciones cerradas y vías pavimentadas | 0,65 |
| d) Zonas residenciales medianamente habitadas | 0,55 a 0,65 |
| e) Zonas residenciales de pequeña densidad | 0,35 a 0,55 |
| f) Barrios con jardines y vías empedradas | 0,30 |
| g) Superficies arborizadas, parques, jardines y campos deportivos con pavimento | 0,10 a 0,20 |

6 CRECIMIENTO DE LA URBANIZACION

El coeficiente de escurrimiento superficial C para el proyecto será elegido considerando: el efecto de urbanización creciente, la posibilidad de realización de planes urbanísticos municipales y la legislación local referente al uso del suelo, así mismo, serán calculados los valores de C para la situación actual y para la situación futura al final de T años.

TABLA N° 2

COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL

| Características detalladas de la superficie | Valores C |
|--|-------------|
| a) Superficie de tejados (cubiertas) | 0,70 a 0,95 |
| b) Vías empedradas | 0,25 a 0,40 |
| c) Pavimentos | 0,40 a 0,50 |
| d) Vías y paseos enripiados | 0,15 a 0,30 |
| e) Superficies no pavimentadas, lotes vacíos | 0,10 a 0,30 |
| f) Parqueos, jardines, gramados, dependiendo de la pendiente de los mismos | 0,00 a 0,25 |

7 ESTUDIO DEL DESTINO FINAL DE LAS AGUAS PLUVIALES CAPTADAS

Aún en la fase inicial de análisis de los parámetros básicos para la elaboración de proyectos de alcantarillado pluvial en áreas urbanas, serán estudiadas las condiciones del cuerpo receptor (curso de agua o lago) que recibirá el lanzamiento de las aguas pluviales. Para este fin deben ser obtenidas de las entidades competentes mediante certificación oficial: las latitudes máxima, mínima, media y normal del cuerpo receptor.

8 TRAZADO DE LA RED DE COLECTORES DE AGUAS PLUVIALES

En fase de anteproyecto serán trazadas en planta los colectores de agua pluvial formando una red ramificada, teniendo como colector principal la tubería trazada por la parte más baja del área considerada o por el fondo de la cuenca a drenar y los colectores ramales o secundarios por valles secundarios.

En el caso de áreas urbanizadas, con los fondos de los valles ocupados por edificaciones, los trazos de los colectores podrán ser desviados hacia vías públicas, analizando caso por caso la forma de evacuación de estos puntos bajos, no servidos por colectores, llegándose por último a emplear sistemas de elevación mediante equipos de bombeo, de tipo bomba tornillo.

8.1 UBICACION DE BOCAS DE TORMENTA

Las bocas de tormenta serán ubicadas en los puntos de captación de aguas superficiales, en los puntos bajos de las cunetas y en cualquier otro lugar donde se verifique la acumulación de aguas superficiales.

8.2 CAMARAS DE CONEXION Y CAMARAS DE INSPECCION

La cámara de conexión será instalada para recibir las conexiones de las bocas de tormenta. Cuando no hubiera posibilidad de limpieza y desobstrucción a través de los colectores y de las bocas de tormenta, será obligatoria la instalación de cámaras de inspección.

Es recomendable la instalación de cámaras de inspección en las redes de alcantarillado pluvial, además de lo señalado anteriormente, en los siguientes casos:

- a) Cambio de dirección.
- b) Cambio de pendiente.
- c) Cambio de diámetro.
- d) En la convergencia de mas de dos colectores.
- e) En puntos de caída de los colectores.

La distancia máxima entre cámaras será como en el caso del alcantarillado sanitario, función de los equipos de limpieza que se disponen o proyectan ser usados a la misma distancia que el sanitario.

9 METODOS DE CALCULO DE CAUDALES DE PROYECTO

El método de cálculo recomendado es el método racional cuya ecuación tiene la siguiente expresión:

$$Q = C i A$$

Donde:

Q = Caudal que escurre superficialmente en l/s ó m³/s

C = Coeficiente adimensional de escurrimiento superficial que depende de las características físicas de la cuenca

- i = Intensidad media de la lluvia en l/s/Ha
 A = Area de la cuenca en Ha

El método racional tiene como concepto básico que el caudal máximo Q (caudal de proyecto) para una pequeña cuenca de drenaje, ocurre cuando toda la cuenca está contribuyendo y que éste es una fracción de la precipitación media, bajo las siguientes hipótesis:

- El caudal máximo Q en cualquier punto, es una función directa de la intensidad media de la lluvia i , durante el tiempo de concentración para aquel punto.
- La frecuencia del caudal máximo es la misma que la frecuencia media de la lluvia.
- El tiempo de concentración T_c está implícito en la determinación de la intensidad media de la lluvia i en vista de la estipulación antes mencionada "cuando toda la cuenca está contribuyendo", así el tiempo de concentración se iguala al tiempo de duración de la lluvia.

10 REDUCCION DEL CAUDAL MAXIMO

Considerando una retardacion del caudal debido a que la intensidad no es constante, en el caso de áreas urbanas mayores a 300 Ha se deberá emplear el método racional detallado, dividiendo la cuenca de drenaje total en subcuencas con áreas similares o menores a 300 Ha, y se determinará para cada una de ellas el caudal por la ecuación racional.

El caudal de la tubería colectora de estos aportes considerará además, un factor I_r en el segundo miembro de la ecuación racional, denominado factor de retardamiento, que tendrá los valores dados por la siguiente fórmula:

$$I_r = 5,5 L^{-1/n} \text{ (L en m)}$$

donde los valores de $1/n$ son, respectivamente, para:

- Pendientes bajas (menores que 0,005 m/m)
 $1/n = 0,40$
- Pendientes medias (entre 0,005 a 0,01 m/m)
 $1/n = 0,33$
- Pendientes fuertes (entre 0,01 a 0,02 m/m)
 $1/n = 0,28$
- Pendientes muy fuertes (mayores que 0,02 m/m)
 $1/n = 0,23$

Debido a lo variable de las precipitaciones, en cuencas mayores a 300 Ha se podrá considerar el retardamiento, a juicio del proyectista, mediante el empleo de la formula de Fruhling, dada por la siguiente expresión:

$$I_r = 1 - 0,009 L^{1/2} \text{ (L en m)}$$

Autores americanos que realizaron ensayos en California, recomiendan los valores constantes de la tabla N° 3.

TABLA N° 3

PORCENTAJE DE ESCORRENTIA EN FUNCION DEL AREA DE LA CUENCA DE DRENAJE Y DE LA DURACION DE LAS LLUVIAS EN AREAS URBANAS

| duración 30 min. | | duración 45 min. | | duración 60 min. | |
|------------------|----|------------------|----|------------------|----|
| área (Ha) | % | área (Ha) | % | área (Ha) | % |
| 50 a 100 | 99 | 100 a 200 | 95 | 200 a 400 | 96 |
| 100 a 200 | 95 | 200 a 400 | 92 | 400 a 800 | 92 |
| 200 a 400 | 92 | 400 a 800 | 89 | 800 a 1600 | 88 |

11 EFECTO DE ALMACENAMIENTO

Cuando en algún caso, a juicio del proyectista, se deba considerar el efecto de almacenamiento de aguas pluviales en colectores durante el proceso de llenado, para verificar el dimensionamiento, se puede emplear la fórmula italiana, dada por la siguiente expresión:

$$te = 2,3 m V/Q \log(r/(r-q/Q))$$

Donde:

- r = C i A / Q (relación mayor que la unidad)
- m = 1 + 0,025/(r-1,05) (factor correctivo) (formula válida para r ≥ 1,10)
- q = Caudal de escorrentía en el colector a una profundidad parcial, en m³/s
- Q = Caudal de los colectores a sección plena, en m³/s
- V = Volumen de colectores a sección plena, en m³
- te = Tiempo en minutos transcurrido hasta el llenado del colector

Llamando tc al tiempo de concentración, se hará la siguiente verificación:

- tc mayor que te: el colector es insuficiente, por que se llenará antes del tiempo de concentración; y
- tc menor que te: el colector tiene un caudal mayor del necesario.

12 COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO A ADOPTAR EN EL PROYECTO

El coeficiente de escurrimiento será calculado empleando los conceptos dados anteriormente en el artículo 5.1.3.

13 TIEMPO DE CONCENTRACION

El tiempo de concentración tc es la suma de entrada t y el tiempo de trayecto tp.

$$tc = te + tp$$

14 INTENSIDAD DE LLUVIA A ADOPTAR

La intensidad de lluvia a adoptar en el cálculo del caudal en el proyecto, se determinará con el tc. Los valores de intensidad se obtienen en función al tc de la curva de lluvia calculada para la localidad.

15 AREAS DE LA CUENCA DE DRENAJE Y SUBCUENCAS CONTRIBUYENTES

Las áreas de la cuenca de drenaje y subcuencas contribuyentes del sistema colector de aguas pluviales serán obtenidas por procesos indicados anteriormente.

En el proceso detallado, se dividirá el área de la cuenca de drenaje en subcuencas, cada una de ellas correspondiendo a la contribución de un tramo del colector. Se podrán adoptar subáreas de una o más cuadras.

16 CRITERIO PARA EL ESPACIAMIENTO DE LAS BOCAS DE TORMENTA

Las bocas de tormenta serán generalmente ubicadas antes de los pasos peatonales (cebras), también en puntos intermedios según la necesidad de captación de aguas superficiales. El proyectista deberá referirse al Reglamento correspondiente.

17 DIMENSIONAMIENTO DE COLECTORES DE AGUAS PLUVIALES

17.1 TIPOS DE SECCION ADMITIDOS

Para conductos de dimensión interna hasta 1,20 m es recomendable el empleo de una sección circular, sin embargo, si la entidad competente lo juzga conveniente podrá empelar esta sección hasta un diámetro de 2,0 m.

Para conductos de dimensiones internas mayores a 1,20 m, las uniones rectangulares son las más recomendables pudiendo ser adoptada con preferencia la sección cuadrada. Se debe cuidar que los lados verticales de la secciones rectangulares no sobrepasen los 3,00 m.

Los conductos de secciones circulares deben ser únicos, en cambio se pueden adoptar secciones múltiples en el caso de conductos con secciones rectangulares. En este caso para equilibrar las alturas de láminas de agua, entre las secciones se dispondrán vertederos espaciados como máximo cada 50 m.

En las áreas urbanas no se admitirán canalizaciones abiertas.

17.2 DIMENSIONES MINIMAS DE LOS COLECTORES

El diámetro nominal mínimo permitido en redes de sistemas de recolección y evacuación de aguas de lluvia es de 200 mm. Sin embargo, en casos especiales, y con plena justificación por parte del proyectista, puede reducirse en los tramos iniciales a 150 mm.

17.3 ALTURA DE TIRANTE DE AGUA A CONSIDERAR EN EL PROYECTO

La altura de tirante de agua a considerar en el dimensionamiento de conductos circulares, será la correspondiente a sección plena. Las tuberías serán normalmente dimensionadas para funcionar como conductos libres sin presión.

En caso de secciones rectangulares, el funcionamiento de los colectores a sección plena será siempre como conductos libres, previendo un colchón de aire de 0,10 m de altura, encima del nivel máximo de la lámina de agua.

17.4 RECUBRIMIENTO MINIMO SOBRE LOS COLECTORES

El recubrimiento mínimo deberá ser de 1,00 m pudiéndose aceptar, por requerimientos de proyecto hasta 0,50 m. Esta situación deberá ser debidamente justificada.

17.5 PROFUNDIDAD MAXIMA DE LOS COLECTORES

La profundidad de las zanjas en que se instalarán los colectores no podrá exceder los 6,00 m, desde el nivel de terreno hasta el nivel inferior de la base de apoyo del colector.

17.6 INTERCONEXION ENTRE TRAMOS DE COLECTORES

La interconexión entre tramos de colectores se hará siempre mediante la instalación de una cámara de inspección, bajo las siguientes condiciones:

- Las dimensiones de los colectores no deben disminuir en la dirección aguas abajo.
- En la unión de colectores de diámetros diferentes, las claves deben mantener el mismo nivel.
- La caída máxima aceptable en una cámara de inspección no debe exceder de 2,5 m.
- En caso de que sea necesaria la adopción de una caída mayor a 2,50 m de altura, se deberá estudiar la disipación de energía existente.

17.7 CRITERIO DE LA TENSION TRACTIVA

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

Pendiente para tuberías con sección llena:

$$S = \frac{\tau}{\rho g R}$$

Donde:

- S = Pendiente de la tubería (m/m)
- τ = Tensión tractiva o tensión de arrastre en Pascal (Pa)
- ρ = Densidad del agua = 1000 kg/m³
- g = Aceleración de la gravedad = 9,81m/s²
- R = Radio hidráulico (m)

Pendiente para tuberías con sección parcialmente llena:

$$S = \frac{\tau}{\rho g \frac{D}{4} \left(1 - \frac{360 \text{ sen } \theta^\circ}{2\pi\theta^\circ} \right)}$$

17.8 TENSION TRACTIVA ADMISIBLE

La fuerza tractiva debe ser suficiente para transportar el 95% del material granular que se estima entra al sistema de alcantarillado pluvial.

Con objeto de permitir la auto limpieza de colectores, la tensión tractiva mínima admisible para sistemas de alcantarillado pluvial será de 1,5 Pa. Valores superiores deberán ser justificados, según se indica a continuación.

17.8.1 Determinación empírica de la tensión tractiva mínima

Para cumplir con la condición de autolimpieza, los colectores de alcantarillado deben ser diseñados con una tensión tractiva mínima. Cuando por el requerimiento del transporte de arena sea necesario diseñar tuberías con pendientes mayores, se recomienda determinar la tensión tractiva mínima en forma empírica mediante análisis granulométrico del material sedimentable y luego aplicar la fórmula de Shields que tiene la siguiente expresión:

$$\tau = f (\gamma_a - \gamma_w) d_{90-95\%}$$

Donde:

- τ = Resistencia del sedimento al movimiento (tensión tractiva) Pa
- f = Constante = 0,06 (adimensional)
- γ_a = Peso específico del material de fondo (arena saturada) N/m³
- γ_w = Peso específico del agua 9 810 N/m³
- $d_{90-95\%}$ = Diámetro en metros, del 90 al 95% de las partículas que deben ser transportadas. Este valor será obtenido de la frecuencia de distribución de un análisis granulométrico del material de fondo (arena) que ingresa al sistema de alcantarillado. En el colector quedarían retenidas partículas de un diámetro mayor al porcentaje indicado.

17.9 PENDIENTE MINIMA

La pendiente mínima será determinada para garantizar la condición de autolimpieza, desde la etapa inicial del proyecto, de acuerdo a la siguiente relación de caudales:

$$\frac{Q_{mi}}{Q_{ll}} = 0,10 \quad (10\%)$$

Donde:

- Q_{mi} = Caudal de aporte medio en la etapa inicial (sección parcialmente llena)
- Q_{ll} = Capacidad de la tubería para conducir el caudal de diseño futuro (Q_d) (sección llena)

Otras relaciones de caudal deberán ser justificadas con información correspondiente a caudales de aporte presente y sus proyecciones.

17.9.1 Pendiente mínima admisible

La pendiente mínima admisible será determinada para las condiciones de flujo establecidas en el numeral 17.9 para una tensión tractiva media 1,5 Pa.

17.9.2 Relaciones de caudal (Conductos de sección circular)

$$\frac{Q_{mi}}{Q_{ll}} = 0,10 \Rightarrow \frac{h}{D} = 0,2136; \quad \theta^\circ = 2 \arccos \left(1 - \frac{2h}{D} \right) = 110,11^\circ; \quad R_p = 0,1278 D$$

Las relaciones de caudal para canales diferentes a la sección circular serán obtenidas mediante las propiedades hidráulicas correspondientes.

Pendiente mínima:

$$S_{min} = \frac{\tau_{min}}{\rho g R_p} = \frac{\tau_{min}}{\rho g 0,1278 D} \quad (m/m)$$

Utilizando las ecuaciones anteriores las pendientes mínimas admisibles se presentan en la tabla N° 4.

TABLA N° 4
PENDIENTE MINIMA PARA $Q_{mi}/Q_{II} = 0,10$

| Diámetro | Pendiente (Smin) | Sección Llena | |
|----------|---------------------|---------------|--------|
| | | Velocidad | Caudal |
| m | o/oo | m/s | l/s |
| 0,15 | 5,32 | 0,63 | 11,11 |
| 0,20 | 3,99 | 0,66 | 20,71 |
| 0,25 | 3,19 | 0,68 | 33,59 |
| 0,30 | 2,66 | 0,71 | 49,86 |
| 0,35 | 2,28 | 0,72 | 69,63 |
| 0,40 | 1,99 | 0,74 | 93,00 |
| 0,45 | 1,77 | 0,75 | 120,03 |
| 0,50 | 1,60 | 0,77 | 150,81 |
| 0,55 | 1,45 | 0,78 | 185,41 |
| 0,60 | 1,33 | 0,79 | 223,87 |
| 0,65 | 1,23 | 0,80 | 266,27 |
| 0,70 | 1,14 | 0,81 | 312,65 |
| 0,75 | 1,06 | 0,82 | 363,06 |
| 0,80 | 1,00 | 0,83 | 417,54 |
| 0,85 | 0,94 | 0,84 | 476,15 |
| 0,90 | 0,89 | 0,85 | 538,93 |
| 0,95 | 0,84 | 0,85 | 605,91 |
| 1,00 | 0,80 | 0,86 | 677,13 |

Las pendientes fueron obtenidas para los siguientes valores:

$$\tau_{min} = 1,5 \text{ Pa}; \quad \rho = 1\,000 \text{ kg/m}^3; \quad g = 9,81 \text{ m/s}^2; \quad n = 0,013$$

La pendiente de los colectores, siempre que sea posible, deberá ser igual a la pendiente del terreno. No obstante, para emplear secciones de menores dimensiones, pueden ser adoptadas inclinaciones mayores que la del terreno, justificándose en este caso la conveniencia de aumentar los volúmenes de excavación.

17.9.3 Pendiente mínima admisible para diferentes relaciones de caudal

Para otras relaciones de caudal presente y futuro (Q_{mi} / Q_{II}), la pendiente mínima para la etapa inicial podrá ser obtenida de la tabla N° 5.

TABLA N° 5
PENDIENTE MINIMA, VELOCIDAD Y CAUDAL PARA DIFERENTES RELACIONES DE CAUDAL
(Para diámetros de 0,10 a 2,60 m) - n=0,013

| Criterios de diseño | | | | Pendiente mínima | Flujo a sección llena | |
|---------------------|--------|--------|-------------------|------------------------|----------------------------|------------------------------|
| Q_m/Q_{II} | h/D | R/D | τ_{min} (Pa) | S_{min} (o/oo) | V_{II} (m/s) | Q_{II} (m ³ /s) |
| 0,10 | 0,2136 | 0,1278 | 1,5 | 1,1964 D ⁻¹ | 1,0559 D ^{0,1667} | 0,8293 D ^{2,1667} |
| 0,15 | 0,2618 | 0,1525 | 1,5 | 1,0027 D ⁻¹ | 0,9666 D ^{0,1667} | 0,7592 D ^{2,1667} |
| 0,25 | 0,3408 | 0,1895 | 1,5 | 0,8069 D ⁻¹ | 0,8671 D ^{0,1667} | 0,6811 D ^{2,1667} |
| 0,35 | 0,4084 | 0,2175 | 1,5 | 0,7030 D ⁻¹ | 0,8094 D ^{0,1667} | 0,6357 D ^{2,1667} |

17.10 CALCULOS HIDRAULICOS

Para realizar los cálculos hidráulicos de dimensionamiento de colectores se empleará las formulas indicadas en el numeral 4.4.1 del capítulo II de la presente norma.

17.11 COEFICIENTE DE RUGOSIDAD

El coeficiente de rugosidad n de la fórmula de Manning será de 0,013 en alcantarillas pluviales, para cualquier tipo de material de tubería y/o canal.

18 PRESENTACION DEL PROYECTO HIDRAULICO

El proyecto hidráulico del sistema de captación y evacuación de aguas pluviales en áreas urbanas, será ejecutado en dos fases, a saber:

18.1 FASE PRELIMINAR

En esta fase, el proyectista analizará la información técnica en la que reunirá, considerará y justificará todos los parámetros básicos especificados en el capítulo I y que serán adoptados en el proyecto.

En la misma información, el proyectista presentará el plano de planimetría a la escala de 1:1 000 o 1:500, levantada especialmente para el proyecto en elaboración, siendo admitido a juicio por la entidad competente, el aprovechamiento o complementación de planos levantados para otras finalidades. El levantamiento se realizará tomando en cuenta las especificaciones propias de la entidad competente para levantamientos topográficos.

Una vez realizados los levantamientos y el diseño de los planos, referidos en el párrafo anterior, el proyectista realizará un trazado preliminar de las redes de colectores de aguas pluviales, de acuerdo con las exigencias establecidas en esta Norma.

Además del trazado preliminar, también deberá elaborarse un predimensionamiento de diámetros, elaborado de acuerdo con las exigencias establecidas en esta Norma, indicando en el respectivo plano, las dimensiones y profundidad de los colectores, así como la ubicación de las bocas de tormenta, cámaras de conexión y cámaras de inspección.

En casos especiales, podrá ser exigido por la entidad competente, en esta fase, una relación de calicatas de reconocimiento hasta la profundidad necesaria.

18.2 FASE DEFINITIVA

En la fase definitiva, el proyectista presentará la información que constituirá la Memoria descriptiva y la justificación del proyecto.

En esta información serán descritos y justificados todos los parámetros básicos adoptados en el proyecto, se presentará el plano definitivo del proyecto con el trazado de los colectores, figurando todas las tuberías, cunetas, bocas de tormenta, cámaras de visita y cámaras de conexión con las respectivas dimensiones, profundidades y longitudes.

Además del plano en planta, también serán presentados los diseños de los perfiles longitudinales de los colectores, en papel milimetrado, con escala horizontal de 1:1.000 y vertical de 1:100, o de 1:500 y 1:50 respectivamente, si el plano del proyecto fuese en la escala 1:500, en el mismo deberán ser indicadas las longitudes de los tramos entre cámaras de visita, diámetros de los colectores, pendientes, cotas del terreno, cotas del proyecto y profundidades de corte. En los perfiles, cuando fuera el caso, se podrá indicar la naturaleza del suelo sólo para fines de trabajos de compactación.

18.3 PLANILLAS DE CALCULO

Deben ser presentadas las planillas de cálculo relativas al proyecto de redes.

18.4 SECCIONES TIPICAS

Se presentarán además, las secciones típicas adoptadas para cámaras de visita, bocas de tormenta y otros detalles que fueran necesarios para la ejecución completa del sistema.

CAPITULO VII

ESTRUCTURAS ESPECIALES

1 OBJETO

Especificar aspectos constructivos de las estructuras complementarias de los sistemas de alcantarillado: bocas de tormenta, cámaras de inspección, sumideros, transiciones de los colectores, aliviaderos, desarenadores, canales, amortiguadores de energía, sifones invertidos y estructuras relacionadas con la condición de caudales.

2 BOCAS DE TORMENTA

Se debe justificar la ubicación, el número y tipo de bocas de tormenta que se emplearán de acuerdo con las características de la zona, de tal manera que se garantice que el agua no rebase las mismas.

Se conectará directamente la boca de tormenta con la cámara de inspección. El diámetro mínimo de los tubos de descarga de los sumideros será de 200 mm (8").

3 CAMARAS DE INSPECCION

Las cámaras de inspección, en general serán de sección circular y se construirán en mampostería de piedra, hormigón ciclópeo, in-situ o prefabricado cuyo diámetro interior no será menor a 1,0 m y rematarán en una sección de 0,60 m de acuerdo a condiciones locales.

El diámetro de la boca de la cámara no será menor de 0,60 m. Para colectores muy grandes la cámara podrá ubicarse desplazada del eje del colector con el fin de permitir un acceso más fácil.

Las tapas de las cámaras podrán ser de hierro fundido y hormigón armado de acuerdo a condiciones locales.

4 CAMARAS CON CAIDA

Deberán proyectarse cámaras de caída cuando haya una diferencia de nivel mayor de 0,75 m entre el fondo de la media caña y la solera de la tubería de entrada.

La tubería de entrada se unirá con el fondo de la cámara con un tubo bajante que estará colocado fuera de la misma. La tubería se prolongará además con su pendiente original hasta la parte interior de la cámara, con objeto de facilitar la inspección y limpieza del conducto.

El diámetro del tubo bajante debe ser del mismo diámetro que el tubo de entrada, pero en ningún caso menor de 200 mm (8").

Si la tubería de entrada tiene un diámetro mayor de 900 mm (36") en lugar de tubo de bajada se diseñará una transición escalonada entre el tubo y la cámara.

5 TRANSICION DE LOS COLECTORES

Se deben diseñar estructuras de unión y de transición cuando un conducto descarga a otro de diferente sección y en los casos que se justifiquen dichas estructuras. En el diseño de las transiciones se tendrán en cuenta las pérdidas de carga en uniones y cambios de sección.

No se permitirán transiciones de los canales bajo puentes o pasos elevados.

6 DISEÑO DE RAPIDAS DE CAIDAS ESCALONADAS

Se deberá estudiar el régimen hidráulico en las rápidas o caídas escalonadas de los colectores o alcantarillas a fin de estimar la velocidad máxima y controlarla para evitar la erosión.

La calidad de los materiales, debe estar claramente especificada para evitar la erosión en todas las partes que integran la estructura.

7 CANALES

El diseño de canales se hará en general utilizando la formula de Manning.

Se deberá justificar el valor del coeficiente de rugosidad adoptado y cuando el canal trabaje mojando materiales diferentes, se calculará el coeficiente para cada uno de ellos.

Si inicialmente el canal va a trabajar sin revestimiento, se deberá verificar la tensión tractiva con el caudal de diseño.

7.1 CANALES REVESTIDOS

Los canales revestidos se deben diseñar de tal manera que los colectores marginales, descarguen por encima de las aguas máximas del canal y los aliviaderos trabajen libremente.

La velocidad máxima del agua no debe exceder de 8,0 m/s. Si la pendiente natural es elevada, se deben escalonar los canales de tal manera que se disminuya la energía cinética a un nivel aceptable.

7.2 CANALES DE CONCRETO CON PENDIENTE MENOR O IGUAL AL 8,0%

Estos canales se diseñarán conservando un borde libre no inferior al 30% del tirante máximo del agua en el canal. Si en una etapa posterior, va a trabajar como conducto cerrado, se dimensionará previendo que el tirante máximo no exceda del 90% con relación a la altura total del conducto.

En curvas horizontales se debe prever el peralte necesario en la losa del canal, debidamente justificado. La velocidad máxima debe cumplir lo especificado en el diseño del alcantarillado pluvial.

7.3 CANALES DE CONCRETO CON PENDIENTE MAYOR AL 8%

Se debe justificar la sección adoptada, previendo además su posible adecuamiento futuro como conducto.

8 AMORTIGUADORES DE ENERGIA

8.1 AMORTIGUADORES POR IMPACTO

Para caudales hasta $5,0 \text{ m}^3/\text{s}$ se proyectarán estructuras de amortiguación de la energía por impacto, en el extremo de los canales o conductos.

8.2 AMORTIGUADORES CON RESALTO HIDRAULICO

Si el caudal excede en $5,0 \text{ m}^3/\text{s}$, para el control adecuado de la energía específica, se proyectarán amortiguadores con resalto hidráulico. Este resalto hidráulico se debe formar dentro del tanque amortiguador y la velocidad aguas abajo no debe exceder de 1,5 m/s.

9 CANAL DE ENTREGA ENTRE EL AMORTIGUADOR Y LA DESCARGA

El canal de entrega entre el amortiguador y la descarga se deberá revestir en su tramo inicial con piedra o concreto en una longitud de 20 m además se debe diseñar para mantener la continuidad del flujo, previendo un borde libre del orden del 30% de la altura máxima del tirante del canal. El ángulo de intersección entre el canal y la quebrada, no debe ser menor a 45°.

El canal y el cause de la quebrada receptora, se debe proteger en una distancia de 50 m aguas arriba y abajo de la entrega.

10 SIFONES INVERTIDOS

Se diseñarán sifones invertidos cuando no sea posible hacer pasos superiores.

10.1 DIAMETRO MINIMO

El diámetro mínimo en tuberías que son parte de un sifón invertido será de 200 mm (8").

10.2 VELOCIDAD MINIMA

La velocidad en las tuberías deberá ser mayor que la velocidad de autolimpieza determinada por la tensión tractiva. En algunos casos se podrá adoptar la solución por bombeo cuando la pendiente sea muy pequeña.

10.3 SISTEMA DE LIMPIEZA

Se deben prever y proyectar cámaras de inspección por las cuales pueda hacerse una limpieza fácil y eficiente.

11 CANALIZACION DE CAUCES

Se deben analizar los diversos factores que intervengan en la regularización adecuada de las quebradas, analizando con especial atención los siguientes aspectos:

- a) Caudal de diseño de las quebradas será igual a la suma de los caudales producidos por la cuenca y las áreas afluentes del desarrollo urbano.
- b) El caudal producido por el escurrimiento de una cuenca natural y que por sus características topográficas no sea urbanizable, se calculará con la fórmula racional asumiendo una frecuencia mínima de cinco años. En el cálculo se debe considerar el área total de la cuenca hasta el punto en estudio.
- c) El caudal aportado por un área urbanizada o por urbanizar se calculará de acuerdo con los criterios generales para el diseño de un sistema de alcantarillado pluvial.

12 CONTROL DE LA EROSION EN LA DESCARGA

Para evitar la erosión de las quebradas en los lugares donde fluyan canales de entrega o colectores, es necesario proteger el lecho y los taludes con materiales adecuados en una longitud de 50 m.

La sección revestida debe trabajar con un borde libre no inferior al 30% del tirante correspondiente a la descarga máxima.

En las zonas de las quebradas donde haya tendencia o formación de meandros que puedan disminuir su área útil o para la protección de áreas o instalaciones de gran valor, se deben proyectar revestimientos o protecciones especiales.

12.1 ALINEAMIENTO

Se deberán rectificar los cauces naturales procurando mantener en cuanto sea posible su sección y alineamiento naturales.

12.2 PENDIENTE

En las quebradas canalizadas no se deben tener pendientes mayores de (cuatro) 4% y a objeto de lograrla se utilizarán estructuras de caída provistas de amortiguadores adecuados.

CAPITULO VIII

SEGURIDAD ESTRUCTURAL Y TIPOS DE APOYO

1 OBJETO

Establecer las cargas que inciden en tuberías de hormigón simple y/o armado enterradas, debido al peso del material de relleno por encima de la tubería y a las cargas producidas por la sobrecarga debido al tránsito vehicular.

2 REFERENCIAS COMPLEMENTARIAS

En la aplicación de esta norma es necesario consultar las siguientes normas:

- Norma boliviana para tubos de hormigón simple.
- Norma boliviana para tubos de hormigón armado.

3 TERMINOLOGIA

La terminología relacionada a este capítulo tiene relación con lo indicado anteriormente.

4 ACTIVIDADES NECESARIAS

4.1 CARGA DEL TERRENO

Carga de tierra P , existente a la altura del plano horizontal de la clave del tubo a lo ancho de la zanja puede calcularse según:

$$P = A \gamma b t$$

Donde:

- A = Factor de reducción por rozamiento de las paredes de la zanja (por efecto de suelo)
- γ = Peso específico del relleno (Kgf/m^3)
- b = Ancho de zanja a la altura de la clave del terreno (m)
- t = Altura del recubrimiento (m)

Los valores del factor de reducción A dependen de la relación t/b , del tipo de suelo y pueden ser tomados del gráfico correspondiente adjunto en anexos.

Si la compactación del terreno en la zona de la alcantarilla se la efectúa de acuerdo a las prescripciones usuales para la compactación del terreno a ambos lados del tubo, la fricción entre la pared del relleno y el terreno in-situ participa también en la resistencia de las cargas reduciendo la carga el valor P_0 .

$$P_1 = \frac{d_e + b}{2b} P$$

Donde:

d_e = Diámetro exterior del tubo.

El cálculo de la carga P_1 para distintos diámetros de tubería, diferentes profundidades de instalación y con los anchos de zanja correspondientes se hallan indicados en los cuadros 1 y 2 para tubos de hormigón simple y hormigón armado respectivamente que se incluyen en la presente norma.

4.2 SOBRECARGAS MOVILES

La carga sobre los tubos debido a la circulación de vehículos puede ser determinada por:

$$PV = \emptyset P_v d_e$$

Donde:

PV = Sobrecarga móvil en el tubo debido al tráfico

\emptyset = Coeficiente de impacto y de concentración

P_v = Presión en la clave del tubo, debido a la sobrecarga móvil referida a la planta aparente del tubo

d_e = Diámetro exterior del tubo

El coeficiente de impacto viene determinado en función del espesor del relleno de acuerdo a:

- Para sobrecarga de caminos $\emptyset = 1 + \frac{0,3}{t} 0,6$
- Para sobrecarga de ferrocarriles y aviones $\emptyset = \frac{H^{0,6}}{t}$

Los valores de presión por sobrecarga móvil pueden ser tomadas para diferentes vehículos del gráfico N° 1.

En los gráficos 1 y 2 indicados se muestran los resultados de la carga sobre tubos debido a la sobrecarga móvil para un vehículo clase 45, con carga 7,5 t por rueda.

4.3 COEFICIENTE DE CONSTRUCCION

La valorización numérica de las condiciones normales en la construcción de alcantarillas se la puede efectuar por medio de los coeficientes de construcción o factor de carga E_z , indicados en el gráfico N° 2.

Los coeficientes E_z , indican cuántas veces, de acuerdo a su colocación, la resistencia del tubo es mayor a la correspondiente al ensayo de carga de los tres apoyos.

4.4 COMPROBACION DE LA SEGURIDAD A LA ROTURA

La carga del ensayo de tres apoyos es utilizada como medida de comparación de la seguridad a la rotura de los tubos instalados, para ello se debe cumplir con la condición.

$$E_z P_s \geq n_1 P_1 + n_2 PV$$

Donde:

E_z = Factor de seguridad a la rotura

P_s = Carga de prueba de los tubos en la clave (método de los tres apoyos)

n_1 = Coeficiente de seguridad para carga estática

n_2 = Coeficiente de seguridad para carga dinámica

Como valores de los coeficientes de seguridad se recomiendan:

n_1 = 1,5 para condiciones favorables de suelo

n_1 = 1,8 para condiciones desfavorables de suelo

n_2 = 1,5 para espesores con relleno $\geq 1,0$ m

n_2 = 1,5 a 2,0 para espesores de relleno de 1,0 a 0,5 m

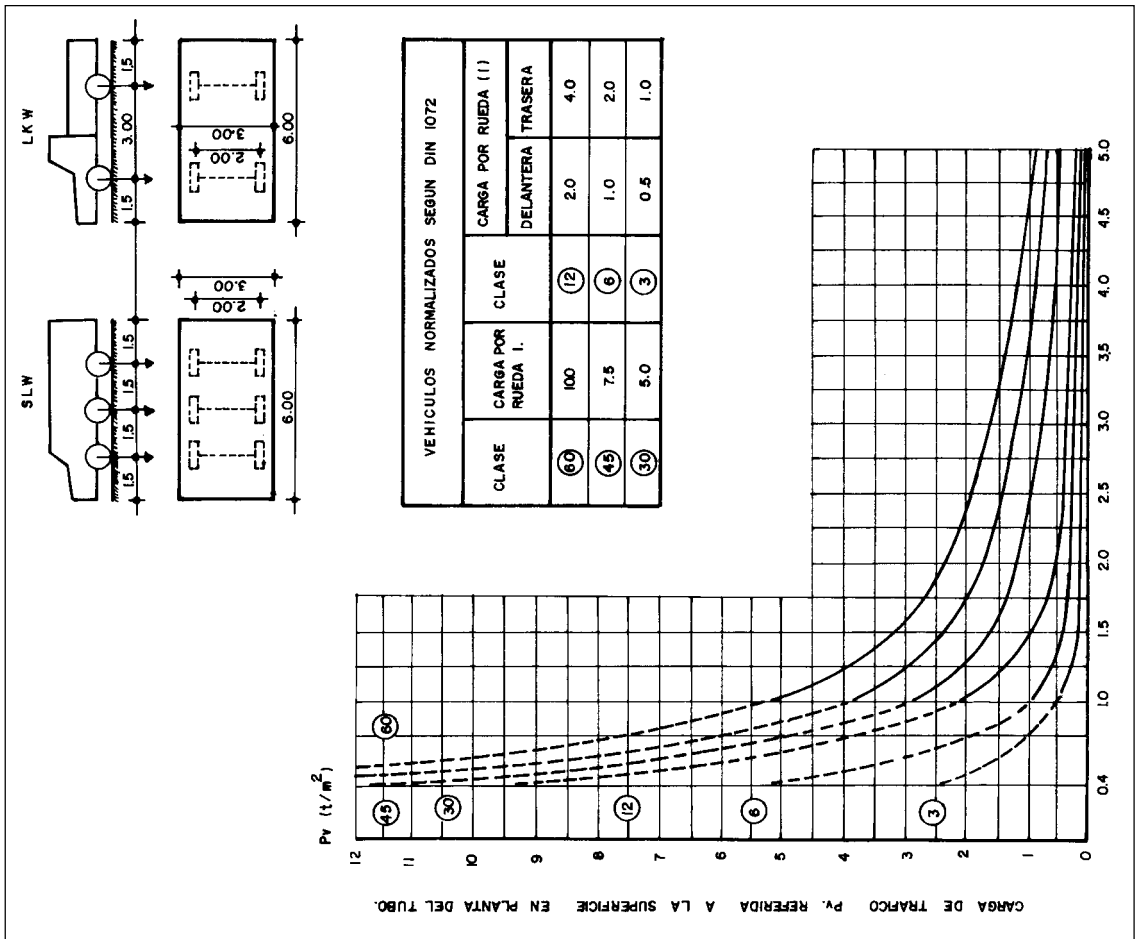
En los gráficos 1 y 2 se muestran las cargas de rotura para tubos de hormigón simple - clase I (según ASTM-C14M-81) y para tubos de hormigón armado clase III (según ASTM-C76 M-81) respectivamente, así como los valores requeridos del coeficiente de construcción, para contar con coeficientes de seguridad.

$$n_1 = n_2 = 1,5$$

Como resultado del cálculo efectuado se han elegido los tipos de apoyo para cada diámetro de tubería y profundidad de instalación. Los tipos adoptados se hallan indicado en los gráficos 1 y 2.

GRAFICO N°1

PRESION EN LA CLAVE DEL TUBO, DEBIDO A LA SOBRE-CARGA MOVIL



FACTOR A CARGAS DE TERRENO
FACTOR A0 CARGAS SOBRE EL TERRENO

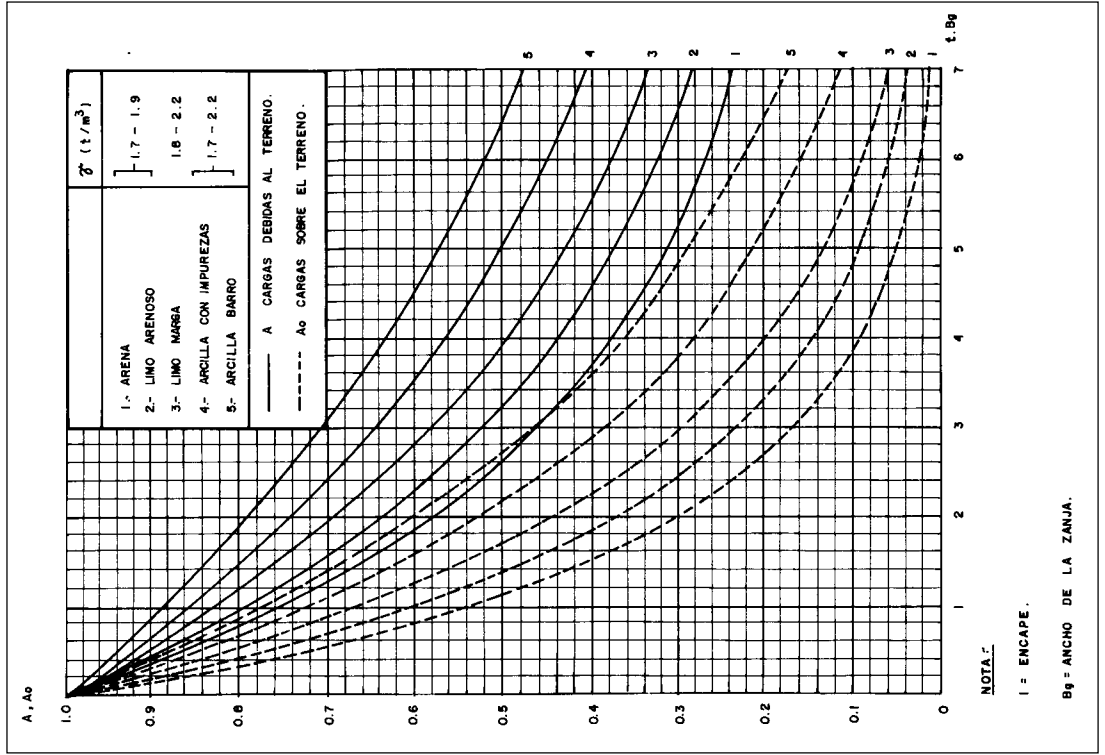
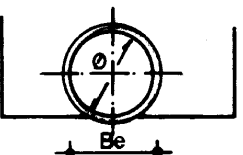

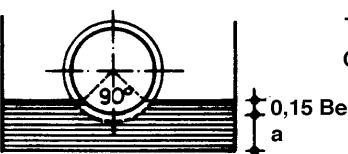
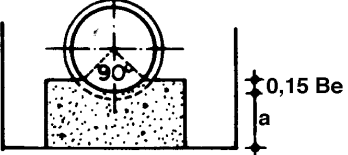
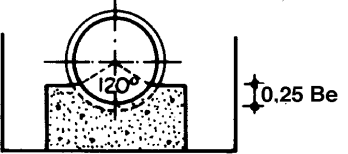
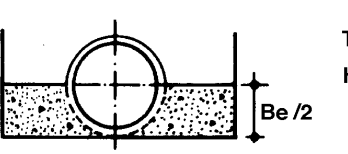
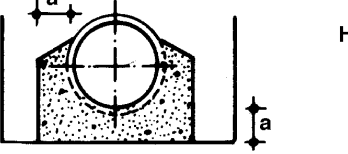
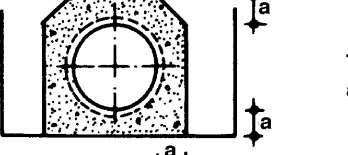


GRAFICO N° 2

TIPOS DE APOYO

| N° | TIPOS DE APOYO | Ez |
|----|--|-------|
| 1 |  <p>TUBO COLOCADO EN EL FONDO DE LA ZANJA CON ALOJAMIENTO PARA CAMPANA COLOCACION INADMISIBLE</p> | 1.1 |
| 2 |  <p>FONDO DE ZANJA PREFORMADO A 90° CON ALOJAMIENTO PARA CAMPANA</p> | 1.5 |
| 3 |  <p>TUBO SOBRE RELLENO APISONADO DE GRAVA Y CON ALOJAMIENTO DE CAMPANA</p> <p>$a = 0,15 Be$ $a = 5 \text{ cm} + 1/10 \text{ } \varnothing$ MIN = 10 cm</p> | 1.5 |
| 4 |  <p>TUBO SOBRE CAMA DE HORMIGON H15</p> <p>$A = 90^\circ$ $b = Be$ $a = 5 \text{ cm} + 1/10 \text{ } \varnothing$ MIN = 10 cm</p> | 1.8 |
| 5 |  <p>TUBO SOBRE CAMA DE HORMIGON A 120° EL RESTO DE LA SOLERA DE H° (H 15) COMO EN 4</p> <p>$a = 0,25 Be$</p> | 2.0 |
| 6 |  <p>TUBO EN ZANJA RELLENA DE HORMIGON H 15 APISONADO HASTA RIÑONES</p> <p>$a = Be / 2$</p> | 2.0 |
| 7 |  <p>HORMIGONADO POR ENCIMA DE RIÑONES</p> <p>$a = 1/4 \text{ } \varnothing$, MINIMO 10 cm Ez = 3 (H 15) Ez = 4 (H 17,5)</p> | 3 - 4 |
| 8 |  <p>TUBO ENVUELTO DE HORMIGON H 17,5 $a = 1/4 \text{ } \varnothing$, MINIMO 10 cm</p> | 6.0 |

Ez = FACTOR DE SEGURIDAD A LA ROTURA

ANEXOS

ANEXO A
REFERENCIAS Y NOTACIONES

| ITEM | NOMBRE | SIMBOLO | UNIDADES |
|--------------|--|---------|-----------|
| 1 | POBLACION Y REFERENCIAS POBLACIONALES. | | |
| 1.1 | Densidad poblacional de inicio de proyecto. - Valor verificado por muestreo en el área de proyecto en ocasión del estudio del capítulo I. | d_f | hab/Ha |
| 1.2 | Densidad poblacional de fin de periodo de Proyecto. - Valor estimado en función de proyecciones demográficas. | d_f | hab/Ha |
| 1.3 | Población de inicio de periodo de Proyecto. | P_i | hab |
| 1.4 | Población de fin de periodo de Proyecto. | P_f | hab |
| 1.5 | Coeficientes Relacionados a la Determinación de Caudales. | | |
| 1.5.1 | Coeficiente de Retorno de Agua Potable como Aguas Residuales. | C | |
| 1.5.2 | Coeficiente de Caudal Máximo Diario. | K_1 | |
| 1.5.3 | Coeficiente de Caudal Máximo Horario. | K_2 | |
| 1.5.4 | Dotación de Agua per cápita en el inicio del periodo del proyecto. | D_i | l/hab/día |
| 1.5.5 | Dotación de Agua per cápita en el fin del periodo del proyecto. | D_f | l/hab/día |
| 1.6 | Areas y Longitudes | | |
| 1.6.1 | Area colectada en el inicio del periodo del proyecto. | A_i | Ha |
| 1.6.2 | Area colectada en el fin del periodo del proyecto. | A_f | Ha |
| 1.6.3 | Longitud de calles. | l | km |

1.7 Caudales y Contribuciones.

1.7.1 Caudal de Infiltración. Q_i l/s

1.7.2 Caudal medio de aguas residuales en el inicio del periodo del proyecto.

$$Q_{mi} = \frac{C A_i D_i d_i}{86\ 400} \quad Q_{mi} \quad \text{l/s}$$

1.7.3 Contribución media de aguas residuales en el final del periodo del proyecto.

$$Q_f = \frac{C A_f D_f d_f}{86\ 400} \quad Q_{mf} \quad \text{l/s}$$

1.7.4 Caudal concentrado en un punto de la red inicial. Q_{ci} l/s

1.7.5 Caudal concentrado en un punto de la red final. Q_{ct} l/s

1.8 Tasas de Cálculo.

1.8.1 Tasa de contribución por superficie servida inicial.

$$T_{ai} = \frac{Q_i}{A_i} \quad T_{ai} \quad \text{l/s/Ha}$$

1.8.2 Tasa de contribución por superficie servida final.

$$T_{af} = \frac{Q_f}{A_f} \quad T_{af} \quad \text{l/s/Ha}$$

1.8.3 Tasa de contribución lineal para un área servida de ocupación homogénea inicial.

$$T_{xi} = \frac{Q_i}{l} \quad T_{xi} \quad \text{l/s/km}$$

Se está suponiendo la tasa definida solamente en relación a contribuciones uniformemente distribuidas, el valor de Q indicado en la expresión, no incluye las contribuciones comentadas.

1.8.4 Tasa de contribución lineal, para un área drenada de ocupación homogénea final.

$$T_{xf} = \frac{Q_f}{l} \quad T_{xf} \quad \text{l/s/km}$$

1.8.5 Tasa de contribución de infiltración. T_i l/s/km

2 DIMENSIONES GEOMETRICAS DE LA SECCION - DIMENSIONES Y NOTACION

2.1 Diámetro del colector. D m

2.2 Area mojada de escurrimiento inicial. A_i m²

| | | | |
|-----|---|-------|-------|
| 2.3 | Area mojada de escurrimiento final | A_f | m^2 |
| 2.4 | Perímetro mojado | P | m |
| 2.5 | Altura del tirante | h | m |
| 3 | DIMENSIONES UTILIZADAS EN EL DIMENSIONAMIENTO HIDRAULICO | | |
| 3.1 | $R = \frac{A}{P}$ <i>Radio hidráulico</i> | R | m |
| 3.2 | Pendiente de fondo | s | m/m |

ANEXO B

EVALUACION DE AREAS EDIFICADAS. UTILIZACION PARA PROYECTO

La metodología de cálculo de caudales máximos se basa en la correlación verificada entre éstas y sus respectivas áreas edificadas contribuyentes.

EVALUACION DE AREAS EDIFICADAS

La estimación de caudales en su cuantificación se apoya en la precisión con que se evalúan las áreas edificadas contribuyentes.

La determinación de éstas, es indispensable que se efectúe con la mayor aproximación posible, principalmente cuando se trata de áreas que contribuyen en la época actual.

Según la técnica expuesta, por ejemplo, la estimación del área edificada mediante datos obtenidos por muestreo con levantamientos en áreas características de las cuencas o desagües.

Su procedimiento, aún expedito y práctico, como requiere la facilidad en los cálculos del proyecto, siempre ofrece valores dentro de una aproximación satisfactoria.

MUESTREO

Después de separadas las cuencas principales de la región en proyecto, el paso siguiente será dividir cada cuenca en el menor número posible de zonas típicas, o sea que presenten aproximadamente la misma densidad y el mismo tipo de ocupación.

Se toman muestras en fracciones representativas de cada una de las zonas típicas, a fin de determinar los valores respectivos probables de las tasas unitarias de áreas edificadas por extensión o contribuyente, esto es, los caudales máximos por Km de calle, sea para la época actual o para la futura.

Estas tasas sólo podrán ser empleadas, como es obvio, para el proyecto de redes que drenan la zona por ella caracterizada.

También es necesario no olvidar que una zona típica para la época actual, puede no ser para la época de saturación urbanística, por ejemplo, la magnitud prevista en la saturación, puede sufrir discontinuidad en la zona típica actual.

El ideal entonces, es que las mínimas zonas típicas puedan ser escogidas de forma a servir para el muestreo de ambas épocas.

El ejemplo práctico siguiente presenta un cálculo detallado de muestra representativa de una zona exclusivamente residencial.

En los casos que exista necesidad de elaborar los hidrogramas de la cuenca, es necesario computar por separado mediante la misma técnica la totalidad de las áreas edificadas, industriales y comerciales que eventualmente integran la cuenca contribuyente en estudio, definiendo así su distribución característica de su naturaleza de ocupación.

NUMERO PROMEDIO DE PISOS

- a) Para la época actual se cuenta en el lugar, el número de predios existentes, separándolos de acuerdo con el número de pisos que contengan.

No es raro, en casos de predios altos, que un edificio ocupe terreno con áreas más extensas que el promedio de la región. Para que el número promedio final de pisos no sea falseado, es preciso que un predio así, sea desdoblado en la proporción de su padrón.

Así, tomando como padrón medio unitario la distancia de 12 m, y un predio que ocupa 18 m de frente, deberá ser contado 1,5 veces.

En la práctica, no es necesario medir los padrones en el sitio (región), cuando no se dispone de un plano catastral para el conteo del número de predios con el mismo padrón. La evaluación o conteo de predios, ofrece suficiente precisión en las grandes cantidades.

Así, si en un sector representativo de la zona en estudio fueron contados 815 predios unitarios de 1 piso, 65 con dos y 6 con tres pisos,

$$Pa = \frac{815*1 + 65* 2 + 6* 3}{815 + 65 + 6} = 1,09 \text{ Epoca Actual}$$

- b) Para la época de saturación urbanística, se adoptará:

$$Ps = 4$$

Que es el número máximo de pisos permitidos por el uso del suelo municipal, según legislación para la zona.

TASA VIRTUAL MEDIA DE OCUPACION

Puede ser calculada mediante la ecuación resultante de ajuste lineal de datos de muestreo representativos obtenidos en 15 zonas residenciales, cuyo error, padrón de estimación fue solamente 5,6% del valor t.

$$t \% = 49,4 + 2,4 P$$

- a) Para la época actual:

$$t = 52 \%$$

- b) Para la época de saturación:

$$t = 59 \%$$

EXTENSION CONTRIBUYENTE

La suma de las longitudes de los ejes de las calles, sin considerar los cruces, en los trechos en que habrá red en la época actual de saturación, es:

- a) Epoca actual: 1 170 m

- b) Epoca de saturación: 1 360 m

Para las áreas de futura expansión urbanística debe adoptarse como en el ejemplo, una extensión de calles equivalente a 100 m por hectárea.

AREA VIRTUAL TOTAL DE LOS TERRENOS

Los terrenos se separan por sus profundidades, conforme estos se aproximen a 20 m, 25 m y 30 m, en tres clases.

La suma de las áreas virtuales de las tres clases es el valor del área virtual de los terrenos.

Para la epoca actual

Se computan solamente los lotes actualmente ocupados por predios.

El área virtual total de los terrenos en el sector de la zona estudiada será:

$$Area = (142m \ 20m) + (20m \ 25m) + (480m \ 30m) = 17 \ 740,00 \ m^2.$$

Para la epoca de saturacion

Se toman todos los lotes existentes más los previstos en la futura expansión urbanística de la zona, para la cual se adopta una longitud padrón total de 200 m /Ha y a una profundidad de 30 m para las cotas.

$$Area = (360m \ 20m) + (20m \ 25m) + (1.256m \ 30m) = 44 \ 360,00 \ m^2.$$

PROBABLE AREA TOTAL EDIFICADA

Equivalente al producto del área virtual total de los terrenos por la tasa total de ocupación y por el número promedio de pisos.

$$Ae = Af * t * p$$

La experiencia demostró que el valor **Ae** así calculado difiere poco de aquel obtenido por la suma de las áreas edificadas de cada tipo de profundidad, calculadas mediante los A_t , t y p , respectivamente para cada profundidad virtual.

En las áreas de expansión de las zonas industriales, se puede adoptar.

$$Ae = 0,6 \ Au \ (\text{Au, Area bruta urbanización})$$

a) Epoca actual:

El sector representativo de la zona en estudio ofrece al área edificada.

$$Area = 17 \ 740,00 * 52\% * 1,09 = 10 \ 055,00 \ m^2$$

b) Epoca de saturación:

$$Area = 44 \ 360,00 * 59\% * 4 = 104 \ 689,60 \ m^2$$

EVALUACION DEL CAUDAL MAXIMO

Siendo la cuenca 100% residencial, se empleará la ecuación:

$$qmx = 23 * 10^{-5} \text{ l/s/m}^2$$

En las cuencas 100 % comerciales o industriales.

$$qmx = 16 * 10^{-5} \text{ l/s - m}^2$$

a) Epoca actual:

$$qi \text{ max} = \frac{10\ 055 * 23 * 10^{-5}}{1\ 170 \text{ km.}} = 2 \text{ l/s/km}$$

b) Epoca de saturación:

$$qi \text{ max} = \frac{104\ 689,60 * 23 * 10^{-5}}{1\ 360 \text{ km.}} = 18 \text{ l/s/km}$$

La justificación teórica del método, se encuentra en las siguientes publicaciones:

- a) "Cálculo del escurrimiento en la red de aguas residuales del sistema separador absoluto".
- b) "Estimación del caudal máximo de aguas residuales del sistema separador absoluto en función del área edificada contribuyente".
- c) "Previsión racional del área edificada de saturación urbanística en función de sus soportes económicos".

Estos trabajos son del autor Ing. Eugenio Silveira de Macedo.

ANEXO C

LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO

1 INTRODUCCION

Los trabajos topográficos destinados a diseño y elaboración de proyectos de agua potable y alcantarillado, deberán satisfacer y regirse en la presente Norma.

Para realizar trabajos de levantamientos topográficos en zonas donde se implementaran proyectos de agua potable y alcantarillado, se deberá recabar previamente, la información básica al respecto, de instituciones públicas y privadas (Alcaldías, Prefecturas, Subprefecturas y otras), como son planimetrías, nivelaciones, aerofotogrametría, planos reguladores, catastrales y demás información.

Cuando se cuenten con levantamientos y restituciones aerofotogramétricos se utilizará esta información, para la cual se establecerán y confirmarán los puntos de control utilizados en la elaboración de los mismos.

Todo trabajo de topografía se iniciará con referencia a un Bench Mark (BM) del Instituto Geográfico Militar. Las estaciones topográficas del proyecto, deberán tener cotas de elevación obtenidas obligatoriamente por nivelación, arrastrado desde el BM.

En caso de no existir un BM en la zona del proyecto, o el BM esté a una distancia tal que impida un fácil acceso y/o arrastre, o sea incompatible con la magnitud del proyecto, se iniciará el trabajo definiendo y ubicando un punto fijo y permanente, cuya cota y coordenadas serán asumidas en concordancia a la información básica y/o determinados en campo (utilizando un altímetro por ejemplo). Este punto (Ec) será la estación de partida y podrá ubicarse en sitios difíciles de remover o deteriorar (Puentes vehiculares, la base de una estatua, plazas, edificios públicos y similares).

Los estudios preliminares y elaboración de proyectos para poblaciones dispersas menores a 5.000 habitantes, podrán ser realizados sobre información topográfica básica o en levantamientos topográficos de menor precisión, cuyos requerimientos se indican en los puntos 5.a, 5.b y/o 5.c y en el Manual de diseño N.B. 000-95. Para poblaciones concentradas menores a 5.000 habitantes, deberán seguir las indicaciones de la presente Norma.

Para representar en un plano, la configuración física de sitios geográficos, se deberá emplear un método de levantamiento topográfico y equipos apropiados al proyecto (Poligonación, triangulación, trilateración, nivelación, irradiación taquimétrica, métodos combinados y otros).

Toda información y levantamientos topográficos deberán ser necesariamente verificados en el terreno.

Para el replanteo posterior del proyecto, el responsable dejará en la localidad, BMs auxiliares y/o estaciones de la polígona básica, en lugares fijos o mojones permanentes de hormigón (con mezcla de dosificación 1:3:6), de forma cilíndrica de una altura total de 40 cm y diámetro de 15 cm enterrados una profundidad mínima de 25 cm y que sobresalga 15 cm. En el centro de la cara superior se insertará un elemento metálico (clavo) para señalar el punto de la estación.

Se seguirá la anterior indicación para poligonales que abarquen los componentes principales del proyecto.

En poligonales secundarias, las estaciones pueden ser también estacas de madera resistente, cubiertas con pintura y convenientemente protegidas.

Los mojones y estacas deberán ser identificados y localizados con pintura al aceite de color que contraste con el medio (amarillo, verde, rojo u otros). Se deberán señalar las marcas con letras legibles y seguida del número correspondiente a la estación (por ejemplo E-30), en dimensiones de 50 x 50 cm y en un lugar visible; la numeración no deberá repetirse en el mismo proyecto.

1.1 Planimetría

- a) Se definirá una o más poligonales básicas cerradas, de acuerdo a la extensión del área del proyecto, con estación de partida, en un BM o un punto de cota conocida (indicado en 1) y cerrando con doble lectura, en el siguiente BM si existiera en la zona, en una estación de la poligonal básica, una estación auxiliar o en el BM de arranque.
- b) La línea poligonal básica deberá ser medida en estaciones de alineación de 10 m en 10 m para terrenos ondulados, o ligeramente accidentados y de 20 m en 20 m para terrenos planos o de escasa ondulación. Para terrenos accidentados, o para detalles sobre la alineación poligonal, debe disminuirse la distancia entre estaciones a juicio del responsable.
- c) En levantamientos que abarquen terrenos con todas las características enumeradas, la poligonal deberá realizarse atendiendo a lo señalado en los párrafos precedentes a) y b).
- d) En los casos que se requiera realizar una poligonal cerrada para obtener la representación del poblado, ésta deberá estar en el perímetro exterior de la zona urbanizada y anexa a las áreas de expansión, las restantes poligonales se ubicarán de acuerdo al criterio del proyectista; deberá tomar los ángulos por doble lectura y utilizará el promedio para fines de verificación y dibujo; se deberán cerrar las poligonales con la tolerancia indicada en 5.
- e) En las poligonales deberá anotarse los rumbos o azimutes magnéticos de todas las líneas para la correspondiente comprobación y cálculo por coordenadas.
- f) En poligonales abiertas, deberán levantarse fajas laterales con un ancho no menor a 50 m a cada lado en zonas no urbanizadas y poblaciones dispersas; en regiones urbanizadas, el ancho de faja será hasta los límites de los predios.

1.2 Altimetría

- a) La cota de partida para las nivelaciones necesarias, se tomará con referencia a un BM del IGM
- b) La nivelación será cerrada y directa, arrastrando la cota del BM de partida hasta el siguiente o hasta un punto de la poligonal básica.
- c) La nivelación se realizará con nivel de ingeniero u otro instrumento similar, si las condiciones técnicas lo exigen, de lo contrario, el perfil se determinará con los datos del levantamiento taquimétrico, las lecturas dobles asegurarán la precisión requerida.

- d) La nivelación de precisión de la línea poligonal básica y poligonales abiertas, cumplirá el requerimiento del acápite 3er; deberán definirse puntos o estaciones de referencia de elevación conocida, a distancias intermedias de aproximadamente 500 m, de modo que haya 2 por cada kilómetro de poligonal, usando de preferencia y de ser posible, sitios de carácter permanente y localizándolos con respecto a la poligonal básica.
- e) Para proyectos de alcantarillado, se ubicará un punto fijo de nivelación cada 1.000 metros como máximo en terrenos llanos, disminuyendo esta distancia cuando el relieve topográfico sea accidentado.
- f) Se efectuará nivelación de ida y vuelta en los ejes de los colectores principales y nivelación cerrada en colectores secundarios, con tolerancias de cierre según 5e y 5d, respectivamente.
- g) Los puntos de nivelación se ubicarán en las cámaras de inspección, cambios de dirección, de pendiente y a distancias no mayores a 50 m.
- h) En plantas de tratamiento se deberá efectuar nivelaciones a los largo y ancho del área proyectada, levantando perfiles transversales cada 50 m.
- i) Se levantará un perfil transversal cada 100 m o cada cuadra en zonas urbanizadas.

1.3 Taquimetría

- a) El método taquimétrico deberá emplearse para levantar los puntos, de manera tal, que sirvan para obtener la mejor representación de los detalles necesarios para la elaboración de los proyectos. Para este efecto partiendo de la poligonal básica, se efectuará el levantamiento tomando los puntos más representativos, por ejemplo: esquinas de los manzanos, cambios de dirección de vías y similares.
- b) El número generador de todos los puntos deberá ser calculado previa anotación de la lectura estadimétrica. Todos los puntos representativos de características físicas de la zona deben ser identificados en la primera casilla de la libreta.
- c) En localidades con calles definidas, los cruces se tomarán tantas veces como calles concurran a éstos, mediante poligonales taquimétricas abiertas, que partan desde una estación de la poligonal básica y enlacen a otra estación de la misma; debiéndose efectuar estos enlaces por medio de los correspondientes ángulos horizontales extremos. Las cotas de nivel del terreno serán las de intersección de ejes.
- d) En caso de usar poligonales taquimétricas abiertas para levantamientos de sectores periféricos salientes o complementarios, éstos se deberán enlazar a la poligonal base, se efectuarán lecturas directa e inversa.
- e) En caso de emplear el método de taquimetría por irradiación, se realizará con lecturas angulares a partir de estaciones de las poligonales, deberá anotarse simple o doble lectura, según precisión requerida, para los ángulos horizontales propios, utilizando el promedio así como también tomar los generadores en sentido directo e inverso y tomar los rumbos o azimutes magnéticos de cada línea para fines de verificación y/o dibujo de las mismas.

- f) Los puntos visados deberán estar a distancias no mayores a 200 m del instrumento.

2 LIBRETA DE CAMPO

- a) En la libreta de campo se dibujarán croquis explicativos lo más ajustados a la realidad. En caso de ser necesario detallar estructuras dentro de las áreas a levantarse, deben hacerse croquis aparte, obtenidos por medición directa con auxilio de cinta métrica, miras y/o jalones. Es de rigor efectuar anotaciones acerca del tipo y/o calidad del terreno en cada zona, debiéndose también indicar los límites de predios o parcelas, señalando si se trata de muros, cercas de alambre, de púas y otros.
- b) Las anotaciones que resulten incorrectas, en el momento de realizar los levantamientos, no deben ser borradas sino tachadas solamente, anotando nuevamente la correcta. En caso de que toda la página o un sector del trabajo se encuentre incorrecto, éste se tachará completamente, indicándose además con la palabra NULO o ANULADO y comenzando a renglón seguido a anotar el trabajo correcto; si esto ocurre, se indicará con la nota correspondiente y se señalará en el índice de la misma.
- c) Deberán emplearse para las anotaciones, libretas de nivelación marcadas con un número ordinal en la tapa, nombre y título del proyecto, nombre del proyectista y topógrafo, fecha y aparato utilizado e información adicional, además, todas las páginas deberán estar numeradas. Cada libreta llevará en sus primeras páginas un índice del contenido de las mismas así como la numeración completa de éste.
- d) Todos los puntos representativos de características físicas de la zona deberán ser identificados en la primera casilla de la libreta.

3 PRECISION REQUERIDA

La precisión de los levantamientos topográficos debe ajustarse a los siguientes límites:

- a) Error angular permisible para cierre de poligonales:

$$E_a = \sqrt{N}$$

E_a = Error admisible en minutos
 N = Número de ángulos en el polígono

- b) Error longitudinal permisible para cierre de poligonales:

$$E_l = 0,03 \sqrt{L}$$

E_l = Error longitudinal permisible en metros
 L = Longitud de la poligonal expresada en kilómetros

- c) Error longitudinal permisible para poligonales abiertas:

$$E_p = 0,05 \sqrt{L}$$

E_p = Error permisible de la poligonal taquimétrica en metros
 L = Longitud de la poligonal expresada en kilómetros

d) Error permisible de nivelación común:

$$\begin{aligned} \text{Enc} &= 15 \sqrt{L} \\ \text{Enc} &= \text{Error permisible en nivelación común, expresado en minutos} \\ L &= \text{Longitud nivelada expresada en kilómetros} \end{aligned}$$

e) Error permisible de nivelación de precisión:

$$\begin{aligned} \text{Enp} &= 3 \sqrt{L} \\ \text{Enp} &= \text{Error permisible en nivelación de precisión, expresado en minutos} \\ L &= \text{Longitud nivelada expresada en kilómetros} \end{aligned}$$

4 INSTRUCCIONES GENERALES

- a) El equipo a utilizar deberá estar convenientemente calibrado y en buen estado de mantenimiento.
- b) El topógrafo deberá hacer el levantamiento de acuerdo con las instrucciones emanadas de la superioridad, siendo éstas las que indicarán cuáles son las fuentes de abastecimiento y sitios de captación, posibles líneas de aducción e impulsión, redes de distribución y/o colectores, con sus alternativas de ubicación y lugares adecuados.
- c) Los sitios de toma o de captación de las posibles fuentes de suministro y/o planta de tratamiento se levantarán detalladamente, de manera que se pueda permitir el dibujo del terreno, conocer su ubicación y configuración con relativa precisión, con poligonales cuyas tolerancias de cierre se indican en 5a y 5b.
- d) Las posibles líneas de aducción e impulsión deberán ser levantadas por medio de poligonales abiertas, ligándolas a la poligonal básica del poblado, tomando puntos intermedios que indiquen los desniveles o perfiles del terreno.
- e) De acuerdo con la apreciación o instrucciones superiores, en el lugar donde pudiese convenir ubicar un tanque de regulación, deberá procederse a realizar el levantamiento de una zona de cierta amplitud que permita el dibujo de curvas de nivel con bastante precisión y la elección de la cota definitiva.
- f) El trazado de redes de agua y alcantarillado, se realizará con preferencia por vías públicas, evitando expropiaciones y servidumbres de paso en propiedades privadas. En caso de no poder evitar estos pasos, se deberá medir la zona afectada (señalando los vértices con estacas o mojonnes), rigiéndose a disposiciones legales de la Alcaldía del lugar.
- g) Las variantes de vías públicas, se justificarán cuando existan pasos inaccesibles (infraestructura existente, ríos y cauces profundos), evitando cruces directos con obras demasiado costosas.
- h) En caso de cruce de cursos de agua, se obtendrán secciones transversales, cada 20 m en 50 m de longitud del río, determinando el nivel de agua y registrando la fecha.
- i) En sistemas de alcantarillado, las variantes deberán evitar el paso por zonas conflictivas o de aguas freáticas muy superficiales.

- j) Deberá obtenerse detalles planialtimétricos (perfiles transversales y/o longitudinales) de cruces de vías públicas, donde existan puentes vehiculares y peatonales, canales, ductos y otras obras civiles, que puedan utilizarse para el paso de la tubería proyectada.
- k) Se completarán los trabajos, midiendo con cinta métrica el ancho de vías, caminos, calles, avenidas y otros puntos representativos.
- l) Relevamiento de redes existentes.

Cuando se considere aprovechable infraestructura existente en uno o varios componentes, se deberá efectuar un relevamiento.

Para redes de agua potable, se obtendrán datos sobre los ejes de tubería, profundidad de la solera, puntos de ubicación de cambios de dirección o pendiente, válvulas en general, material, longitud, diámetro y estado de tuberías.

Para redes de alcantarillado, los datos serán de dirección y sentido, de flujo de los ejes de la red de colectores, profundidad de soleras, ubicación de cámaras de inspección (con/sin caída), material, longitud, diámetro y estado de los mismos y otros datos que se consideren importantes.

5 CALCULOS TOPOGRAFICOS

- a) El número generador de los puntos, será calculado previa anotación de la lectura estadimétrica.
- b) Todo cálculo topográfico se iniciará verificando que la poligonal levantada en el campo, esté dentro de los límites de errores señalados con las fórmulas ya expresadas, referidas a cierres de ángulos, distancias y altimetría. Si la poligonal es abierta, se hará la revisión de los azimutes, comparando el de arrastre o conservación con el determinado por el BM en una estación dada.
- c) Si con los valores anotados en la libreta no se pueden cumplir las condiciones anteriormente indicadas, deberá procederse a rehacer el levantamiento en forma total o parcial según el caso.
- d) Se procederá al cálculo de las coordenadas de acuerdo con las normas topográficas.
- e) Los ángulos registrados en la libreta, serán comparados con los ángulos resultantes de los cálculos, determinados a partir de las coordenadas de las estaciones de la poligonal básica; la planilla de cálculo de coordenadas, deberá ser presentada adjunto al proyecto, indicando el método de cálculo y nombre del responsable.

Este Libro se termino de
imprimir el 15 de Diciembre de 2001
en los Talleres Gráficos de
Génesis Publicidad e Impresión

AGRADECIMIENTO

El Ministerio de Vivienda y Servicios Básicos, agradece en forma especial, por su contribución en la elaboración de la presente norma:

Cármén Arévalo
Directora Regional del Programa de Agua y Saneamiento del Banco Mundial (PAS)

Joseph Narkevic
Coordinador Nacional (PAS)

Bo Westman
Consejero y Jefe de Cooperación. Embajada de Suecia

