

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA AMBIENTAL**



**ESTUDIO INTEGRAL DE AGUA POTABLE  
ALCANTARILLADO Y DRENAJE PLUVIAL DE LA  
CIUDAD DE TARMA**

**TESIS**

BACHILLER Y GRADO

**INGENIERO SANITARIO**

PRESENTADO POR:

**URBALDO RAMOS SAAVEDRA**

**JULIAN YANAVILCA VARGAS**

**EDGAR VARGAS VARGAS**

LIMA-PERÚ

1968



1. AFORO EN LA INTERSECCION  
DE LOS RIOS TARAMA Y  
COYANA QUE UNIDOS TO-  
MAN EL NOMBRE DE RIO  
TARMA

2. RIO TARMA CANALIZADO EN  
LA AV. FRANCISCO DE PAULA  
Y OTERO





3.-AFORANDO EN LA DESCARGA  
DEL EMISOR DE DESAGUES  
AL RIO TARMA.

4.- INSPECCION DE BU-  
ZONES DE LA RED  
DE DESAGUES





5.- CANAL DE DRENAJE PLUVIAL  
NOTESE SU ESTADO

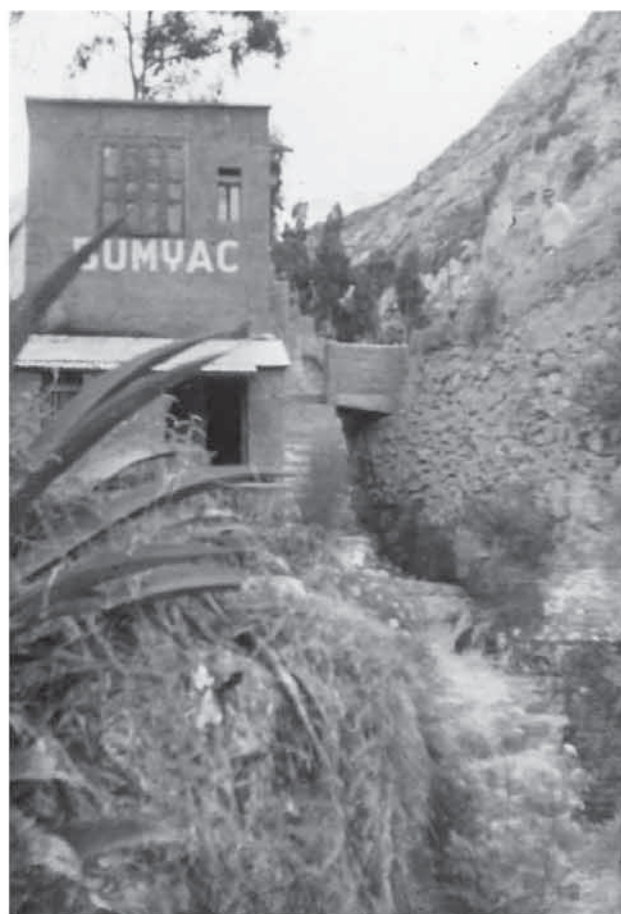
6.- CANALIZACION DEL RIO  
TARAMA EN EL CENTRO  
DE LA CIUDAD.





7.- VISTA DE UNA DE LAS  
ZONAS ALTAS DE LA  
POBLACION.

8.- VISTA DEL MANANTIAL DE LA  
ZONA DE BUMYAC.



PROYECTO DE GRADO

AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DE EVACUACION  
DE AGUAS SERVIDAS, E INSTALACION DEL SISTEMA DE-  
DRENAJE PLUVIAL, PARA LA CIUDAD DE TARMA.

- C A P I T U L O - I -

1.- GENERALIDADES.-

1.2.- SITUACION GEOGRAFICA.

Límites

División Política

Clima

Topografía

Sub-Suelo

1.3.- CARACTERISTICAS DE LA POBLACION.

1.3.1.- ASPECTO SOCIAL

Etnología y Lingüística

Idioma

Demografía

Migración

Organización Social

Alimentación

Vivienda  
Vestidos  
Educación

1.3.2.- ASPECTO ECONOMICO

Ocupación  
Comercio  
Agricultura  
Industria

1.3.3.- FACILIDADES URBANAS

Sistema Arterial  
Transportes  
Energía Eléctrica  
Teléfonos  
Locales Públicos  
Drenaje  
Recreación

1.3.4.- FACILIDADES SANITARIAS.

Agua Potable  
Alcantarillado  
Hospitales y Clínicas

//..

- C A P I T U L O   I I -

2.- ESTADO ACTUAL DE LOS SERVICIOS.-

2.1.- ORIGEN Y EVOLUCION DE LOS SERVICIOS

2.2.- ESTADO ACTUAL DEL SERVICIO DE AGUA POTABLE

2.2.1.- CAPTACION.-

2.2.2.- LINEA DE CONDUCCION

2.2.3.- ALMACENAMIENTO

2.2.4.- RED DE DISTRIBUCION

2.3.- DESAGUE DOMESTICO - ESTADO ACTUAL.-

2.4.- DESAGUE PLUVIAL

- C A P I T U L O   I I I -

3.- DATOS BASICOS DE DISEÑO

3.1.- ZONIFICACION ACTUAL

3.2.- DENSIDAD POR ZONAS

3.3.- POBLACION ACTUAL

3.4.- ESTUDIO DEL PROBABLE DESARROLLO DE LA CIUDAD DE  
TARMA POR METODOS ANALITICOS.-

//..



3.5.- ZONIFICACION FUTURA

3.6.- DENSIDAD FUTURA

3.7.- POBLACION FUTURA

- C A P I T U L O   I V -

4.- FACTORES BASICOS DE DISEÑO

4.1.- ETAPAS DEL PROYECTO

4.2.- VARIACIONES DE CONSUMO

4.3.- DOTACION

4.4.- ALMACENAMIENTO

Reserva

Incendio

Consumo

4.5.- PRESIONES DE SERVICIO

4.6.- DESAGUE PLUVIAL

- C A P I T U L O   V -

5.- SISTEMA PROYECTADO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

//..

5.1.- FUENTES UTILIZABLES

5.2.- SOLUCION ESCOGIDA

5.3.- DESCRIPCION DEL PROYECTO

6.- SISTEMA PROYECTADO DE ALCANTARILLADO.-

6.1.- GENERALIDADES

6.2.- NORMAS DE DISEÑO

6.3.- DESCRIPCION DEL PROYECTO

7.- SISTEMA PROYECTADO DE DESAGUE PLUVIAL.-

7.1.- ALTERNATIVAS

7.2.- SOLUCION ESCOGIDA

7.3.- DESCRIPCION DEL PROYECTO

Ø.....Ø

RELACION DE PLANOS

A.- PLANOS GENERALES.-

Plano G-1.- Plano general de la ciudad

- " G-2.- Estado y calidad superficial de las vías urbanas (actualizado Enero 1966).
- " G-3.- Red existente de agua potable sector central (este)
- " G-4.- Red existente de agua potable sector central (oeste)
- " G-5.- Red existente de agua potable salida Acobamba.
- " G-6.- Red existente de agua potable (línea de aducción) (Sector salida hacia Jauja).
- " G-7.- Replanteo de colectores existentes sector - central (este)
- " G-8.- Replanteo de colectores existentes sector - central (Oeste).
- " G-9.- Replanteo de colectores existentes sector salida hacia Acobamba.
- " G-10.- Replanteo de colectores existentes sector salida hacia Jauja.
- " G-11.- Desagües pluviales existentes.
- " G-12.- Zonificación actual y áreas de expansión.

B.- PLANOS DE AGUA.-

Plano A.P.1.- Alternativas de captación.

//..

Plano A.P.2.- Cámara de captación "Manantial San Bartolomé".-

" A.P. 3 .- Detalles de la captación del Manantial "San Bartolomé" y redes de distribución de los sistemas 1 y 2 (Sector salida hacia Jauja).

" A.P.5.- Perfil de la línea de conducción desde "San Bartolomé".

" A.P.6.- Perfil de la línea de conducción desde "San Bartolomé".

" A.P.7.- Perfil de la línea de conducción desde "San Bartolomé".

" A.P.8.- Cámara rompe presión y cajas standard para válvulas de purga y aire.

" A.P.9.- Caja típica mixta de regulación de presiones y rompe presión.

" A.P.10.-Planta y detalles del Reservorio N°2 y 3.

" A.P.10-A.-Fachada y detalles " " N°2 y 3

" A.P.11.- Esquema de accesorios del sistema N°1 (zona baja) sector central.

" A.P.12.- Esquema de accesorios del sistema N°1 (zona baja) sectores salida hacia Acobamba y Jauja.

" A.P.13.- Esquema de accesorios del sistema N°2 (zonas altas) Sector Central.

" A.P.14.- Esquema de accesorios del sistema N°2 sectores salida hacia Acobamba y Jauja.

" A.P.15.- Matrices proyectadas del Sistema N° 1 zonas altas.

" A.P.16.- Red de distribución de los sistemas N°1 y 2 sector central.

" A.P.17.- Red de distribución de los sistemas N°1 y 2 sector salida hacia Acobamba.

" A.P.18.- Instalaciones Sanitarias de Agua.

//..

Plano A.P.19.- Matrices proyectadas del Sistema N° 1 zona baja.

C.- PLANOS DE DESAGUES.-

Plano D.-01.- Red Definitiva - Sector Central

- " D.-02.- Red Definitiva - Sector salida hacia Jauja.
- " D -03.- Red Definitiva - Sector hacia Acobamba.
- " D -04.- Esquema acumulativo de flujos.
- " D -05.- Sentido de flujos y Esquema de canaletas. Sector Central.
- " D -06.- Sentido de flujos y Esquema de canaletas. Sector salida hacia Acobamba.
- " D -07.- Detalles de cambios proyectados. Sector central.
- " D -08.- Detalles de cambios " : Sector salida hacia Acobamba.
- " D -09.- Detalles de cambios " . Sector Plaza 2 de Mayo.
- " D -10.- Perfiles de colectores existentes- Red definitiva.
- " D -11.- Perfiles " " " " definitiva.
- " D -12.- Perfiles " " " " definitiva.
- " D -13.- Perfiles " " " " definitiva.
- " D -14.- Perfiles " " " " definitiva.
- " D -15.- Perfiles de Colectores Proyectados.

/ /..

- Plano D - 16.- Perfiles de Colectores Proyectados
- " D - 17.- " " " "
- " D - 18.- " " " "
- " D - 19 .- Red de colectores primarios y sus áreas de drenaje.
- " D - 20.- Plano de Instalaciones domiciliarias de desagües.
- " D - 21.- Detalle de Buzón Típico

D.- DESAGUES PLUVIALES.-

- Plano D.LL-1.- Red de desagües pluviales proyectados.
- " D.LL-2.- Perfiles de desagües pluviales proyectados.
- " D.LL-3.- Detalles de accesorios.
- " D.LL-4.- Planos de ubicación de las instalaciones para los efectos de construcción.-

∅.....∅

RELACION DE PLANOS INCLUIDOS EN LA MEMORIA.-

- 1.0.0.- Plano General de la ciudad de Tarma
- 1.2.A.- Situación Geográfica de TARMA
- 1.2.B.- División Política del Departamento de Junín
- 2.2.1.- Captación y Línea de Conducción
- 2.2.3.- Reservorio Existente 1:125
- 2.4.1.- Red del drenaje existente
- 3.2.4.- Curvas de los diferentes métodos para hallar el crecimiento de la Población
- 3.3.1.- Zonificación actual y áreas de expansión
- 4.2.0.- Curva promedio de las variaciones de consumo actuales.-
- 4.3.0.- Curva promedio de las variaciones de Caudal del Desagüe Doméstico.
- 4.7.1.- Delimitación de escurrimiento de las aguas pluviales.
- 5.1.3.4.A.- Esquema de la red de distribución de agua - Método Hardy Cross - Zona Baja de Servicio - Máximo Horario.
- 5.1.3.4.B.- Esquema de la red de distribución de agua - Método Hardy Cross - Zona baja de servicio - mínimo Horario.
- 5.1.3.4.C.- Esquema de la red de distribución de agua, zona Alta de Servicio, máximo horario.
- 5.1.3.4.D.- Esquema de la red de distribución de agua, zona Alta de Servicio, mínimo horario.
- 6.6.1.- Red de Colectores Matrices y Emisor.-
- 7.3.1.- Desagües Pluviales - Redes Proyectadas.

∅.....∅

## C A P I T U L O- I

### 1.- G E N E R A L I D A D E S.

#### 1.1.- BREVE RESEÑA HISTORICA.-

La ciudad de Tarma, que según el "Diccionario Geográfico" de Paz Soldán, significa, duro, terco, mal mandado, -fue llamada Tarama por los primeros historiadores, como puede verse en "Crónicas del Perú" de Cieza de León y Herrera. En forma más acertada el historiador Romualdo Cúneo Vidal nos dice lo siguiente: "Tarma puede derivar de "Herma" (baño), pronunciada la H como S, transformada después en T y dando lugar a las expresiones: Taramayo, Taramay, Tarncay y por último Tarma. Es probable que los Españoles fundaron nuevamente un poblado que ya existía el año de 1538, que se señala como fecha de fundación de esta ciudad. A partir de esta fecha Tarma juega un papel de encomienda, hasta quedar suprimida por Real Cédula de 12 de Junio de 1720.-

En el año de 1569, bajo la administración del Virrey Toledo, el Perú fué dividido en 50 corregimientos, subsistiendo estos hasta el 28 de Enero de 1782, fecha en que el Consejo de Indias dictó una ordenanza extinguiendo los corregimientos y en su lugar estableció las Intendencias, que fueron: Lima, Trujillo, Arequipa, Tarma, Huancavelica, Huamanga y Cuzco. De esta manera la Intendencia de Tarma, resultó integrada



por los siguientes partidos: Huancavelica, Huaylas, Conchucos, Huánuco, Jauja, Tarma, Cajatambo, y Pantaguas.

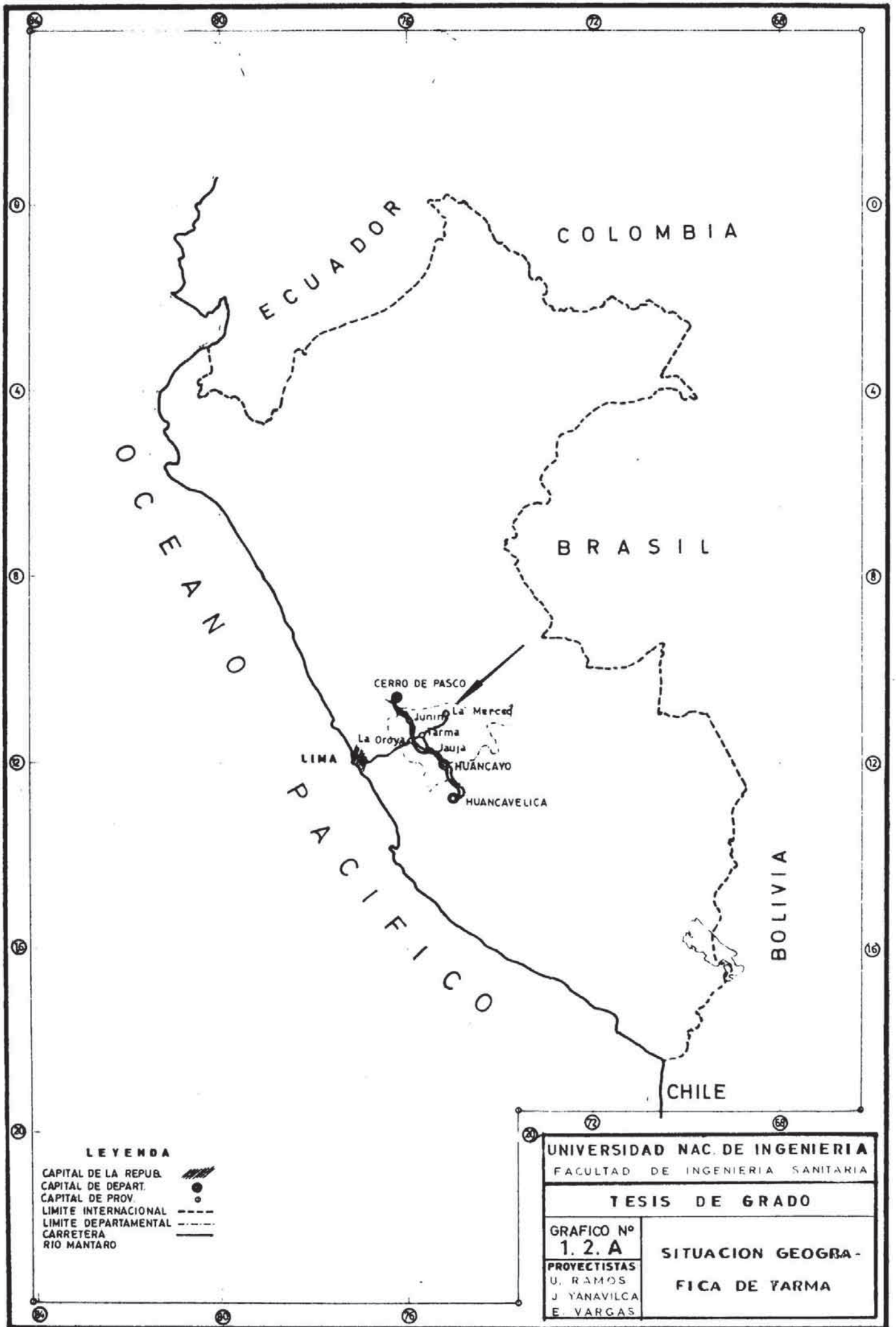
La Intendencia de Tarma y partido del mismo nombre, duró hasta el primer Decreto de San Martín, expedido el 12 de Febrero de 1821, creando de esta manera los departamentos de Trujillo, Tarma, Huaylas, y la Costa.

Por Decreto Supremo del 21 de Junio de 1825, Tarma es integrada al Departamento de Huánuco y por Decreto del 13 de Setiembre de 1825, el departamento de Huánuco fué cambiado por el nombre de Junín, quedando de esta manera Tarma incluida en la Provincia de Pasco.

Por Ley del 31 de Diciembre de 1855, Tarma es establecida como Provincia Independiente, separándola de Pasco y a partir de esta fecha la provincia de Tarma, prestó y sigue prestando invalorable servicios a la Patria, siendo llamada "La Perla de los Andes" por su clima, ambiente y buena acogida de sus habitantes.

#### 1.2.- SITUACION GEOGRAFICA.-

La ciudad de Tarma, se encuentra situada en la parte Centro-Occidental del Departamento de Junín, casi en el punto medio de los meridianos 75° y 76° Oeste de Greenwich, y entre los paralelos 11° y 12° del Hemisferio Sur, sus coordenadas geográficas



**LEYENDA**

- CAPITAL DE LA REPUB.
- CAPITAL DE DEPART.
- CAPITAL DE PROV.
- LIMITE INTERNACIONAL
- LIMITE DEPARTAMENTAL
- CARRETERA
- RIO MANTARO

UNIVERSIDAD NAC. DE INGENIERIA  
 FACULTAD DE INGENIERIA SANITARIA

**TESIS DE GRADO**

GRAFICO Nº  
**1. 2. A**

PROYECTISTAS  
 U. RAMOS  
 J. YANAVILCA  
 E. VARGAS

**SITUACION GEOGRA-  
 FICA DE YARMA**

ficas son 11° 24' 33" latitud sur y 75° 40' 52" longitud Oeste de Greenwich y su altitud es 3.050 metros sobre el nivel del mar. (Gráfico N° 1.2.A).-

#### Límites.-

La provincia de Tarma tiene los siguientes límites: Norte: - Provincia de Junín y Departamento de Pasco; Sur: Provincias de Huancayo y Jauja; Este: Provincia de Jauja, ríos Ucayali y Tambo; Oeste: Provincia de Yauli. (Gráfico N°1.2.B).-

Tiene una Superficie de 8,627 km<sup>2</sup>.

#### División Política.-

Se divide en 11 distritos:

Distrito de Tarma, capital Tarma

- " de Acobamba, capital Acobamba.
- " de Palca, capital Palca.
- " de San Pedro de Cajas, capital San Pedro de Cajas.
- " de Huasahuasi, capital Huasahuasi.
- " de La Unión, capital Leticia.
- " de Palcamayo, capital Palcamayo
- " de Tapo, capital Tapo
- " de Chanchamayo, capital La Merced
- " de San Ramón, capital San Ramón
- " de Victoc, capital Pueblo Nuevo.

### Clima.-

El clima de Tarma es muy variado, con vientos suaves, acogedor y primaveral. Se puede apreciar dos estaciones bien marcadas:

La estación de sol, que se presenta en los meses de Abril, - Mayo, Junio, Julio, Agosto y Setiembre.

La estación de lluvias en los meses de Octubre, Noviembre, - Diciembre, Enero, Febrero y Marzo.

### Topografía.-

El Valle de Tarma, tiene la particularidad de ofrecer un paisaje un tanto estrecho, debido a la configuración orográfica que le rodea.

Entre los principales cerros que rodean el Valle podemos distinguir los siguientes:

San Cristóbal, San Juan, San Sebastián y un tanto alejado el más elevado de todos, el Cerro Carhuish.

### Calidad del Sub-Suelo.-

Realizados los estudios de investigación del sub-suelo de Tarma, arrojaron como resultado, que la mayoría de la zona urbana está compuesta por cascajo con arena en la parte superficial (capa de 40 cm.); arena arcillosa con piedras aluvionales (capa 50 cm.); arena arcillosa húmeda y napa freática

ca (capa de 30 cm.).- Es un sub-suelo que puede ser de origen fluvio-aluvional ó fluvio glacial. La napa freática se encuentra a 1.20 mts. de profundidad como promedio. Este estudio de suelo se llevó a cabo haciendo excavaciones en diferentes lugares de la ciudad, según se puede apreciar en los siguientes cuadros:

C U A D R O N° 1.2-A

UBICACION DE LOS PUNTOS DE SONDAJES REALIZADOS EN LA ZONA URBANA.-

ZONA CON AGUA FREATICA

UBICACION DEL PUNTO DE SONDAJE	COTA DEL TERRENO	PROFUNDIDAD DE LA NAPA-FREATICA	TIPO DEL SUELO
1) Puno y Moquegua	3,087.80	1.25	Arcilloso
2) Puno y Dos de Mayo	3,086.50	1.15	"
3) Puno y Asunción	3,084.71	1.22	"
4) Ayacucho y Fca. Paula y Otero	3,084.38	0.70	" y cascajo
5) Huancavelica y Chanchamayo	3,084.80	1.00	" "
6) Huancavelica 7a. - cuadra.	3,090.68	1.48	" "
7) Huancavelica y Pasco	3,092.20	1.82	" y arena
8) " y Moquegua	3,088.00	1.18	" " "
9) Huánuco y Vienne	3,095.62	1.12	" " "

//..

//..

10) Paucartambo y Fca. Paula y Otero	3,089.20	1.24	Arcilloso
11) Paucartambo y Amazonas	3,090.31	1.40	"
12) Jauja y Fca. Paula y Otero	3,092.20	1.20	"
13) Pasco y Leoncio Prado	3,099.00	1.58	"
14) Pasco y Húanuco	3,094.06	1.56	Arcilla Húmeda
15) " y Lima	3,096.52	0.95	" "
16) Av. Odría y Fca. Paula y Otero.	3,082.00	1.45	Arcilloso
17) Perene y Callao	3,094.26	0.93	"

C U A D R O N° 1.2- B.-

UBICACION DE LOS PUNTOS DE SONDAJES REALIZADOS EN LA ZONA - URBANA.-

ZONA SIN AGUA FREATICA

UBICACION DEL PUNTO DE SONDAJE	COTA DEL TERRENO	PROFUNDIDAD DE LA NAPA FREATICA	TIPO DEL SUELO
Manuel Prado 4a. cuadra.	3,094.00	2.60	Arcilloso
Ucayali Chanchamayo	3,092.00	2.30	"
Av. Pacheco (Reservorio)	3,130.00	2.50	Arcilla y cascajo
Dos de Mayo y Arequipa	3,098.00	1.50	Arcilla y arena

Como podemos apreciar la zona baja de la población presenta agua subterránea a 1.20 de profundidad como promedio y la zona alta solamente presenta cierta humedad a 2.60 m. Además, la presencia en la Zona Baja de manantiales confirma la existencia de dicha napa freática.

La capacidad de recarga de estas aguas no se conoce al no haberse hecho estudios sobre su rendimiento.

#### Hidrografía.-

Haremos una breve descripción de los ríos que cruzan el Valle de Tarma, debido a que éstos tienen importancia capital en el desarrollo económico de la ciudad, ya que sus aguas sirven para el desarrollo de la agricultura, riqueza primordial de esta región.

Río Huantay o Tarama.- Nace en los manantiales de Ayabamba; es de enorme importancia dentro del sector agrícola de la zona, posee un caudal permanente pero variable, de 316 m<sup>3</sup>.(mínimo) y 1855 m<sup>3</sup>.(máximo).

En un desvío de éste, se produce una caída de agua que va a mover las turbinas de la Central Hidroeléctrica que abastece de energía a la ciudad.

Río Collana.- Tiene su origen en las quebradas de Tarmatambo, es de caudal irregular, en épocas de creciente muy a menudo-

//..

produce inundaciones. Posee un caudal Máximo de 169 m<sup>3</sup>/sg. como promedio. Su principal afluente es el río "Puqui Hurtado". Se une con el río Huantay dentro del radio urbano para dar origen al río Tarma.-

Río Tarma.- Está formado por la confluencia de los ríos Huantay o Tarama y Collana. El caudal Mínimo que se produce en épocas de estiaje es de 316 m<sup>3</sup>. como promedio y el caudal Máximo es de 2024 m<sup>3</sup>. como promedio, el cual se produce en época de avenida o lluvia.

En el distrito de Acobamba el río Tarma se une con el Río Palcomayo que viene de las alturas de San Pedro de Cajas.

### 1.3.- CARACTERISTICAS DE LA POBLACION.-

#### 1.3.1.- Aspecto Social.-

Etnología y Lingüística .- El habitante originario de la región es descendiente de una tribu pre-Incaica que poblaba la zona y se llamaba- "Tarama", tribu guerrera derivada de la gran cultura "Huanca" y que más tarde fué sometida por los conquistadores españoles. Este habitante es difícil de encontrar - debido a la gran influencia española, la cual hace que el grupo étnico correspondiente sea el mestizo en un 60%. También es por naturaleza agricultor, y conservador en cuanto a sus costumbres.

Idioma.- Los idiomas que se hablan son: el castellano, que -



se habla dentro del perímetro urbano y el quechua ya castellanizado, en los alrededores.

Demografía.- Al hacer un análisis estadístico, llegamos a la conclusión de que existe en la ciudad una notoria superioridad numérica del sexo femenino, especialmente en la juventud, debido a que los jóvenes emigran, en busca de mejores perspectivas económicas, a otras ciudades como Lima, Huancayo, San Ramón etc.

Migración.- Su ubicación, sus costumbres y su clima, hacen de Tarma una ciudad acogedora, contando con una regular población flotante. En épocas de fiesta la población aledaña goza durante el día de dichos rituales, y durante la noche se retiran a su caserío, y las personas que vienen desde lejos ocupan los hoteles existentes.

Las fechas de las fiestas más saltantes son: La Fiesta de Santa Ana, entre el 26 de Julio y los primeros días de Agosto; las fiestas de Muruhuay y Carnavales en los meses de Mayo y Marzo respectivamente.

De los estudios realizados en las empresas de transportes, - aunque no son del todo reales, se ha establecido que durante las épocas de servicio normal, el número de personas que ingresan se equilibra con el número de personas que salen, - la -movilización promedio es de 392 Hab/día y durante la épo

//..

ca de mayor afluencia el número promedio es de 873 Hab/día.

Organización Social.- La Agricultura influye enormemente en las relaciones sociales de los diversos grupos humanos, dándoles así una estructuración de características definidas.

- Así podemos observar que dentro del sector agrícola hay un grupo - dominante , integrado por grandes propietarios y distinguidos capitalistas, que poseen la mayor parte de los medios de producción derivando de ello respeto, consideración y un alto prestigio social entre los miembros de la colectividad. Este grupo está formado o integrado por personas de raza mestiza o blanca, muchos de los cuales no residen en la ciudad.

- Luego tenemos al grupo de empleados públicos y comerciantes, que siguen al anterior en escala social. La presencia de los profesionales y personas entendidas en todos los aspectos que le concierne a la ciudad, confiere a este grupo un alto nivel social y que ejerce una gran presión sobre las decisiones que afectan a la población.

- El tercer grupo lo forman los pequeños agricultores que en algunos casos actúan como asalariados de una empresa agrícola; éste grupo participa activamente en el desarrollo de la región.

- Y como último, tenemos el grupo de asalariados que viven -

en condiciones paupérrimas, por los bajos salarios que ellos perciben, así como también por el uso desmedido del alcohol y la coca.

Este grupo forma el 80% de la población y por su bajo nivel cultural sugieren una mayor orientación y asistencia social.

Alimentación.- La población urbana de clase media se puede considerar dentro de las que tienen buena dieta alimenticia. La población rural y clases humildes tienen su base alimenticia en los productos que ellas cosechan, destacándose entre ellos: maíz, papa, hortalizas, etc.

Vivienda.- Las viviendas son similares a las que tienen otras regiones de sierra del país, con paredes de adobe o quincha, con piso de madera, cemento o tierra y techo de tejas; aunque últimamente se tiende a edificar viviendas de materiales nobles.

Vestidos.- La indumentaria que usa la mayor parte de la población es similar a la que usa la gente de la costa, es decir prendas sencillas de algodón que son confeccionadas generalmente en Huancayo, la población campesina utiliza la indumentaria típica de la región.

Educación.- El problema educacional que aqueja Tarma, es el de tener un alto índice de analfabetos y personas que no tie

nen educación primaria completa, a pesar de la gran cantidad de colegios que posee. (Anexo I - Cuadro N° 1.3.1B, 1.3.1.C- y 1.3.1.D.)

### 1.3.2.- Aspectos Económicos.-

Comercio.- En este aspecto, es cierto que existe un movimiento comercial mediano, esto es visible por la gran cantidad de establecimientos comerciales, alojamientos, talleres de mecánica y lavado de vehículos, servicentros, etc. etc. Este panorama comercial puede permanecer en el futuro, pero con pocas posibilidades de aumentar, por que a medida de que se hagan mejoras en las vías de penetración hacia la ceja de selva, el comercio, los talleres etc. se instalarán en las nuevas ciudades de Ceja de Selva.

Agricultura.- Siendo el valle de Tarma igual a muchos valles de la Sierra, un valle estrecho que apenas cubre un área de 3540 Has. los agricultores se dedican al cultivo de hortalizas en gran escala.

Los principales productos son:

- .- zanahoria
- .- espinaca
- .- lechugas
- .- maíz
- .- cebollas
- .- habas, etc.

El centro consumidor de estos productos es la ciudad de Lima. El área de cultivos no puede ser aumentada en el futuro por cuanto todo el valle se encuentra en explotación no existiendo nuevas áreas de cultivo que se puedan incorporar. Además el rendimiento por unidad de superficie es bastante bueno, no pudiendo ser superado por nuevas técnicas. La única solución posible sería la ejecución de una verdadera reforma agraria, sin llegar al minufundio que sería contra productivo, sino la formación de cooperativas. Los productos obtenidos de la agricultura no son materia prima para la constitución de industrias derivadas.

La ONRA tiene el proyecto de instalar un centro de acopio de productos agrícolas, con el fin de ayudar a los productores en las tareas de lavado, selección, secado, transporte y primordialmente bajar los precios en las mercaderías evitando de esta manera las especulaciones de los intermediarios.

INDUSTRIA.- Se tiene conocimiento que la CORMAN no tiene proyecto de electrificación para Tarma ni provisionalmente la entrega de energía, lo cual hace pensar<sup>en</sup> la imposibilidad de la implantación de Industrias.

Mas bien supone la creación de fuentes de trabajo en las ciudades que están situadas en la parte alta como: Huancayo, Jauja donde existe abundante mano de obra, materias primas y facilidades de acceso a las vías de comunicación a los gran-

des centros poblados de la costa y sierra.

El valle de Tarma no se presta para la construcción de industrias de ninguna clase, por que no existe materia prima ni su posición geográfica lo permite, tampoco es posible pensar en industrializar la producción hortícola, ni derivadas de la ganadería, puesto que el centro de consumo principal la ciudad de Lima está a 5 horas de transporte.

### 1.3.3.- Facilidades Urbanas.-

Dada la condición de ciudad de penetración a la Región Selvática y <sup>por</sup> el hecho de poseer un clima y paisaje agradables, Tarma tiene características de ciudad comercial y turística, lo que obliga a prestar gran atención, tanto a las necesidades de sus habitantes como a las de las personas que la visitan.

### Vías de Comunicación.-

- a).- Vía a La Oroya: Carretera que está pavimentada en su totalidad, encontrándose actualmente en estado regular, - penetra a la ciudad por la Avenida Ramón Castilla.
- b).- Vía a Jauja.- Esta es una vía afirmada poco utilizada, - de tal modo que muchos viajeros prefieren ir a Jauja - por la carretera a La Oroya, no obstante tener un recorrido de mayor longitud.
- c).- Vía a San Ramón.- Esta vía parte actualmente desde la -

Av. Odría y continúa asfaltada la mayor parte de su recorrido. Faltando asfaltar solamente el tramo final de 30 kms. para llegar a San Ramón.

Se preveé este año el asfaltado total de esta vía.

La ciudad tiende a expandirse y ella tendrá que desarrollarse en forma lineal hacia el Norte, Sur, y Este, siguiendo la configuración natural de su valle.

El tránsito de paso interprovincial cruza la ciudad canalizándose por los jirones Lima y Arequipa, las cuales son arterias céntricas y de gran movimiento comercial y por consiguiente se produce congestión del tránsito en estas zonas.

La parte superficial de sus calles -es de los siguientes materiales: de tierra, <sup>de</sup> concreto y de asfalto; lo cual se puede observar al detalle en el plano N°G.2.-

Las veredas son en su mayoría de cemento y gran cantidad de ellas no tienen las características mínimas recomendadas por los organismos de arquitectura, lo que también sucede con el ancho de las calles, lo cual trae como consecuencia la dificultad del tránsito vehicular en la ciudad.

Transportes.- Siendo Tarma un punto de paso obligado a la Selva el estudio del movimiento de pasajeros tiene gran importancia, por esta razón se llevo a cabo una encuesta en las empresas de transporte.

De la encuesta realizada se obtuvo como conclusión que casi-todas las empresas coincidían en dar como fechas de mayor -afluencia los meses de Mayo: Fiesta del Señor de Muruhuay y Julio: Fiestas Patrias y Vacaciones Escolares. Además se -puede ver que existe un equilibrio entre el número de personas que entran y el número de personas que salen.

En resumen, podemos anotar que durante la época normal de -servicio se movilizan a Tarma diariamente 392 pasajeros y -otro tanto sale al exterior, y en las épocas de mayor afluencia el número de pasajeros que se moviliza en uno ú otro sentido es de 873 Hab/día.

Damos el Cuadro N° 1.3.3-A del Anexo I, donde se aprecia el movimiento de pasajeros.

En conclusión se puede deducir que la población flotante de la ciudad de Tarma es un movimiento normal y llega a ser en algunas épocas del año del orden del 5% de la población estable.

#### Energía Eléctrica.-

Sistema de Distribución.- La ciudad está dividida para el -servicio eléctrico en 4 sectores y en cada uno de ellos se -ha construido una Sub-Estación.

La central posee 2 grupos termoeléctricos :



- Un motor Diesel que posee un rendimiento efectivo de 370 - HP.
- Un generador de 360 Kv. trifásico

La población consume en la noche 250 KVH de los cuales 160 - KvH son empleados para el servicio particular é industrial y 90 KWH -para alumbrado público. Durante el día los 250 Kwh- son empleados por el servicio particular é industrial única- mente.

Teléfonos.- La central telefónica cuenta con 542 abonados de los cuales son particulares 321, comerciales 180 y oficiales 41.-

Locales Públicos.-

La población de Tarma cuenta con un edificio tipo colonial, - sede actual de la Municipalidad, ubicada en la Plaza de Ar - mas.

Como instituciones Oficiales cuentan los habitantes con una- Sub-Prefectura, Oficina de Correos y Telégrafos, Oficina Na- cional de la Reforma Agraria, Oficina del S.I.P.A, Banco de- Fomento Agropecuario, Juzgados de Paz, Comisaria de la Guar- dia Civil, etc.etc.

Se ha podido apreciar que Tarma es un lugar que tiene gran - radio de acción en materia educativa por la gran afluencia - de población escolar.

Cuenta con una Escuela Normal que prepara a 100 futuros profesores para Instrucción Primaria.

Cuenta además con 4 Colegios de Secundaria, 2 particulares, - 2 Nacionales, con un total de 3,530 alumnos.

Según informes proporcionados por el propio Inspector de Educación Primaria se constató que en este lugar hay 13 Escuelas Primarias con una población escolar de 3,947 alumnos, de los cuales asisten regularmente sólo 3,636. En los Colegios Particulares se cuenta con un número de 759 alumnos matriculados de los que reciben clases sólo 642. En la época de cosecha surge un problema entre el medio escolar que consiste en la inasistencia al colegio de los hijos de los pequeños agricultores por tener que realizar labores agrícolas, ocasionando así una deficiencia en el aprendizaje de los educandos.

Mercado Modelo.- Este centro de abastecimiento cumple satisfactoriamente su misión, expendiendo los artículos de primera necesidad como la carne, leche, y verduras en aceptables condiciones higiénicas ya que cuenta con óptimas instalaciones de agua y desagüe y con una preocupación constante por su mantenimiento por parte de la Municipalidad. Se encuentra ubicado dentro del perímetro señalado por O.N.P.U., y la superficie de su radio de influencia es de 800 ml.

Camal.- Se encuentra ubicado en el extremo Norte de la ciudad.

dad entre la parte final de la calle Ucayali y el río Coyana. Su equipo frigorífico es bastante rústico y anticuado, por lo que no presenta mayores garantías.

Lavanderías y Tintorerías.- Se cuenta con un gran número de casas dedicadas a dichas actividades, lo que nos dá un índice de la higiene y progreso social de Tarma.

Hoteles.- Se puede apreciar la existencia de gran cantidad de Hoteles llegando a constatarse hasta doce, todos los cuales están en funcionamiento. El principal y el que mejores condiciones de comodidad ofrece, es el "Hotel de Turistas", -llegando a considerársele como uno de los mejores del Perú. Los demás hoteles difieren notablemente de éste aunque comparándolo con los de otros lugares de la Sierra Central se comprueba marcada ventaja. La -afluencia de pasajeros es varia da durante el año, y aumenta en los meses de Mayo y Julio.

A continuación se aprecia el Cuadro N°1.3.3-B del Anexo N°1- que indica la capacidad de los hoteles y su estado sanitario actual, además de otras características.

Drenaje.- Las aguas subterráneas de esta ciudad se encuentran a poca profundidad, de tal modo que se da el caso de afloramientos del líquido en algunas propiedades, causando daños a éstas por el humedecimiento de las paredes y a la vecindad, -por la eventual formación de criaderos de mosquitos ó produc

ción de malos olores.-

En algunos casos se han canalizado estos afloramientos para su consiguiente evacuación, pero en otras no se ha realizado obras, con la finalidad de eliminar estas aguas, por lo que éstos problemas están aún sin solución.

También existe latente el problema de la evacuación de aguas pluviales para lo cual fué construído un sistema de drenaje especial, sistema que no cumple sus propósitos en la actualidad, debido a que no se ha llevado a cabo una conservación conveniente.

Recreación.- En la actualidad Tarma cuenta para recreación con campos deportivos, Cines, Clubs y Plaza de Toros.

El Estadio Deportivo es techado y tiene una Tribuna con capacidad para 600 espectadores, contando además con pistas atléticas que hacen posible el desarrollo de diferentes deportes.

La Plaza de Toros se encuentra ubicada entre el jirón Huánuco y Huancayo, tiene una capacidad para 2,500 personas y el mismo puede ser transformado en Cancha de Voleybol en determinadas épocas.

Hay dos salas cinematográficas: el cine Central y el Ritz; - el primero de los nombrados es de construcción reciente.

Entre los Clubs Sociales de esta localidad destacan el Club "Tarma" y el Club "2 de Mayo", los cuales además de organizar

bailes sociales, organizan Charlas, Conferencias Culturales, etc.

#### 1.3.4.- Facilidades Sanitarias.-

En forma general el estado Sanitario de la ciudad de Tarma es bastante bueno.- Como una breve descripción, se pueden sacar las siguientes conclusiones generales:

Agua Potable.- El sistema actual de agua potable satisface un 70% de las necesidades actuales de la ciudad, solamente los pobladores de la parte alta sufren la escasez de este líquido elemento en la época de verano debido a la fuerte demanda y al gran porcentaje de fugas existentes en la red.

Alcantarillado.- La red de desagüe cumple con su finalidad en forma positiva en algunas zonas y en otras existen deficiencias (atoros por exceso de caudal, falta de pendiente etc.).- Se presentan casos excepcionales de atoros de tuberías de algunos sectores, especialmente en la calle Chanchamayo y Puno debido a las fuertes lluvias en época de invierno y por falta de conservación.

Hospitales y Clínicas.- La ciudad de Tarma, cuenta con un moderno y eficiente Hospital Regional con una capacidad para 254 pacientes, de los cuales el 80% de los que reciben atención médica provienen de las minas aledañas. Como promedio-

de hospitalizados se considera a 135 pacientes. Cuenta con un personal de 270 empleados los cuales están capacitados y especializados en dicho ramo de trabajo. Además existen dos Clínicas particulares con todas las comodidades para atención adecuada; igualmente un Centro Psiquiátrico moderno. -  
Cuadro N°1.3.4-A - Anexo N° 1.-

∅.....∅

## C A P I T U L O - I I

### 2.- ESTADO ACTUAL DE LOS SERVICIOS

#### 2.1.- ORIGEN Y EVOLUCION DE LOS SERVICIOS.-

En el año 1929 existía para el abastecimiento de agua 5 piletas para los sectores altos, alimentados del Puquio Hurtado. La parte baja lo hacía por medio de manantiales pequeños, - arreglados en forma de pozos ó caños con escaso número de conexiones domiciliarias.

A partir del año 1951 se comenzó a construir el sistema tal cual está en la actualidad.

Las instalaciones son descritas a continuación.

#### 2.2.- ESTADO ACTUAL DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE.-

##### 2.2.1.- Captación.-

El agua para el abastecimiento de la ciudad de Tarma proviene de una serie de manantiales y drenes ubicados en los fundos de Ingenio, Agüero y Achuncha, ubicados a lo largo de la carretera Tarma-Jauja.

Se llega a las fuentes por un desvío de la carretera, hacia Jauja, partiendo de Huanuquillo por una trocha carrozable de 2 km. hasta el primer manantial "Ingenio" y seguir posterior

//...

mente en sentido inverso a los otros manantiales de Agüero y Achuncha.

El sistema completo de captación, y en forma detallada y con gráficos se encuentra en el anexo N° 1. Podemos apreciar el estado actual de las cajas de captación y recolección, así como también los aforos que ascienden a 50 l.p.s.

#### 2.2.2.- Línea de Conducción.-

Existen 2 líneas de conducción, tendidas paralelamente a la carretera Tarma-Jauja.

La primera línea de 580 m. de longitud y tubería de concreto reforzado de 8" de diámetro, instalada en el año de 1939 entre el manantial de Achuncha y una caja adyacente al reservorio. Esta línea por tramos funciona como canal, recibiendo aportes en su trayecto, algunos de los cuales no pudieron ser identificados, tiene una capacidad de 30 litros.

La segunda línea de 2150 m. de longitud y tubería de concreto reforzado de 10" de diámetro, fué tendida en el año de 1945, desde los manantiales Ingenio y Agüero hasta una caja adyacente al reservorio.

La Línea consta de 3 tramos:

El primer tramo de 290 m. de longitud y 100 litros de capacidad, desde el fundo Ingenio hasta la caja de recolección N°-



del fundo Agüero.

El segundo tramo de 1280 m. de longitud y 90 litros de capacidad, tendido desde la caja de recolección N° del fundo Agüero hasta la caja de recolección N° del fundo Achuncha.

El tercer tramo de 580 metros de longitud y 72 litros de capacidad, tendido desde la caja de recolección N° del fundo Achuncha hasta una caja de reunión adyacente al reservorio.

Ambas tuberías llegan a una caja de reunión para ir hasta el reservorio por medio de una tubería de 10" de diámetro.

Las 2 líneas de conducción trabajan por tramos como canal, se encuentran en buen estado y sin peligro de contaminación.

### 2.2.3.- Reservorio de Almacenamiento.-

- Ubicación: Existe un solo reservorio para el almacenamiento de Agua Potable, el cual se encuentra ubicado en la zona Súr de la ciudad, a 2 km. apróximadamente de la Plaza de Armas, al costado izquierdo de la carretera que va de Tarma a Jauja, en la cota 3,130.

- Edad: Su construcción data del año 1954 y fue parte del Proyecto Integral de Mejoramiento del Servicio de Agua Potable y Alcantarillado, que realizó el Ingeniero Carlos Rodríguez del Ministerio de Fomento y Obras Públicas en el año

1951.

- Características y capacidad: El reservorio es de forma circular, del tipo apoyado y está semienterrado, debido a que el terreno en que está ubicado es bastante inclinado. Funciona como reservorio flotante, sus paredes son trapezoidales y han sido hechas de concreto, su techo consta de una losa aligerada de 20 cms. de espesor, la cual es soportada por 3 vigas longitudinales y una transversal que cruza a la antes mencionada en su parte media; todo este sistema es resistido por 17 columnas, de las cuales 8 van empotradas a la pared. Además cuenta con 2 casetas una de válvulas y la otra de cloración.

Dimensiones:

Diámetro interior = 16.40 m.

Profundidad = 5.50 m.

Altura de rebose = 4.50 m.

Tubería de llegada = 10" fo.fdo.

Tubería de salida = 10" fo.fdo.

Tubería de rebose = 8" fo.fdo.

Tubería de desagüe = 8" fo.fdo.

Capacidad = 1000 m<sup>3</sup>.

Nota: El volumen es susceptible de ser aumentado hasta -  
1,100 m<sup>3</sup>. subiendo el nivel de rebose a 5.30 m.

- Funcionamiento:

Debido a diversos factores, tales como las fugas y desperdicios, la existencia de zonas altas, etc; durante la noche, a partir de las 12.m se disminuye el paso de agua a la población, mediante la válvula de 10" de la línea de aducción, dejándose abierta solamente 5 vueltas, con lo cual se puede almacenar agua para abastecer a las zonas altas. En algunos días es necesario cerrar completamente la válvula, hasta las 4.a.m. en que se restablece paulatinamente el servicio.

Esta operación se realiza solamente durante la época de lluvias, o sea en los meses de Enero, Febrero y Marzo; que es la época en que los manantiales disminuyen su rendimiento, debido a un proceso geológico, en el resto del año el agua muchas veces sale por la tubería de rebose, no habiendo necesidad de cortar el servicio en la noche.

- Estado actual de la estructura.- Se ha podido observar las siguientes deficiencias.

a).- Mal acabado del revestimiento del voladizo del techo, así tenemos que el lado del techo izquierdo presenta desprendimientos.

b).- Falta de revestimiento de las vigas, columnas y cielo raso del interior del reservorio, dándose el caso de que en las uniones de las vigas y columnas, la armadura de fierro está al descubierto, lo que puede origi-

nar una falla de la estructura al oxidarse el fierro.

c).- Existencia de una grieta en la parte alta, que da a la sala de clorinación, la cual filtra agua, cuando sube el nivel del agua hasta la boca del rebose.

- Estado actual de las tuberías:

Tanto la tubería de aducción como la de conducción son de fo.fdo. de 10" de diámetro. Pero la disposición de las tuberías no es la más adecuada, como puede verse en el plano N° 2.2.3, sobre todo la de rebose.

- Equipos y sistemas:

- Equipo de desinfección.- Hasta antes del mes de Agosto del año 1964, se contaba con un clorinador Wallace & Tiernan y la dosificación que se empleaba era 0.2 p.p.m. y se detectaba un cloro residual de 0.1 p.p.m., en diversos puntos de la ciudad por el método de la ortotolidina; según informe de la Administración del Servicio de Agua. En la actualidad no está en funcionamiento.

La sala donde está ubicado no cuenta con una ventilación adecuada, ya que tiene unicamente una ventana de 1.00 x 0.85 m.

La balanza de control del peso del cloro tiene sus interiores bastante corroídas, lo cual hace que disminuya su sensibilidad.

- Sistema de rebose é indicación volumétrica.

Presentan el gran inconveniente de encontrarse ubicados en un punto diametralmente opuesto al buzón de inspección.

El sistema indicador de volúmen no tiene ni la precisión - ni la sensibilidad adecuada, ya que funciona a base de un flotador de plástico, que lógicamente sufre estiramientos.

- Sistema de ventilación.-

Cuenta con 2 tuberías acodadas de 4", las cuales no son su ficientes para ventilar en forma adecuada, un reservorio - de 1000 m3. de capacidad.

- Sistema de limpieza.-

El período de limpieza fijado por la Administración del - Servicio de Agua Potable es de 6 meses, el cual es demasiado largo.

AFOROS:

Este trabajo se realizó el día miércoles 18 de Febrero a la- 1. a.m. hora en que se corta completamente el servicio, lo - que permite apreciar el aumento del nivel de agua.

Se realizaron 8 mediciones las cuales arrojaron las siguientes variaciones de altura de agua del reservorio.

Nº	Altura	Para un tiempo de:
1.-	0.098 m.	5 minutos
2.-	0.087 m.	5 "

3.-	0.087 m.	5 minutos
4.-	0.082 m.	4 "
5.-	0.086 m.	5 "
6.-	0.087 m.	5 "
7.-	0.068 m.	5 "
8.-	0.087 m.	5 "

Además se contó con los siguientes datos:

$D = 16.30$  metros (interior)

$$A = \frac{\pi}{4} (16.30)^2$$

$A = 208.6$  (área de la sección transversal del reservorio)

Luego las variaciones de volúmenes y sus gastos fueron:

$$V_1 = 208.6 \times 0.098 = 20.48 \text{ m}^3. \quad Q_1 = 68.20 \text{ lps.}$$

$$V_2 = 208.6 \times 0.087 = 18.10 \text{ m}^3. \quad Q_2 = 60.30 \text{ lps.}$$

$$V_3 = 208.6 \times 0.087 = 18.10 \text{ m}^3. \quad Q_3 = 60.30 \text{ lps.}$$

$$V_4 = 208.6 \times 0.082 = 17.12 \text{ m}^3. \quad Q_4 = 71.30 \text{ lps.}$$

$$V_5 = 208.6 \times 0.086 = 17.94 \text{ m}^3. \quad Q_5 = 59.80 \text{ lps.}$$

$$V_6 = 208.6 \times 0.087 = 18.10 \text{ m}^3. \quad Q_6 = 60.30 \text{ lps.}$$

$$V_7 = 208.6 \times 0.068 = 14.19 \text{ m}^3. \quad Q_7 = 47.30 \text{ lps.}$$

$$V_8 = 208.6 \times 0.087 = 18.10 \text{ m}^3. \quad Q_8 = 60.30 \text{ lps.}$$

De estas mediciones se obtiene el promedio de afluencia hacia el reservorio lo que da 61.00 lps. como promedio.

//..

#### 2.2.4.- Estado de la red actual.-

El servicio cuenta con redes de f°f°eternit y concreto Hume.

Edad de las tuberías.- Las tuberías más antiguas son las de f°f° que datan del año 1932, seguidamente tenemos las de concreto Hume que fueron instaladas en el año 1932 y 1953, y las de asbesto cemento instaladas en los años 1953, 55, 59, 62, 63, 64 y 65. En el cuadro N°2.2.4.-A se hace un estudio más detallado.

Estado de conservación.- Las tuberías que se encuentran en mal estado son las de fierro fundido y presentan tuberculizaciones casi en su totalidad; esto se debe especialmente a que se han ido deteriorando con el tiempo, otras han sufrido roturas debido al asentamiento del terreno, y otras debido a la napa de aguas subterráneas (como ya se ha visto en el capítulo de subsuelo), también puede haber sido un factor que ha colaborado en la rotura, la mala instalación y el tránsito pesado.

Seguridad.- Estos problemas de matrices dan una inseguridad al servicio, tanto sanitario como de mantenimiento.

Metrado.- El total de tuberías existentes es de 21,273 metros distribuidos por diámetros, de acuerdo al cuadro N° 2.2.4.-B. También podemos apreciar en el cuadro N°2.2.4.-A, la longitud de tubería instaladas, por años y calidades.

Replanteo de la Red.- Al levantamiento de válvulas e hidran-

//..

tes se llevó a cabo con la ayuda del personal de la Administración del Servicio de Agua Potable de la ciudad. Los resultados se pueden apreciar en los cuadros siguientes:

CUADRO 2.2.4.-A

TUBERIA EXISTENTE EN FUNCION DE SU MATERIAL Y AÑO DE INSTALACION.-

Material	Diámetro (pulg)	Longitud (mts.)	PORCENTAJE		Año Inst.
			Parciales	Acumulados	
ASBESTO	10"	1,329	6.3%		1,953
	8"	1,174	5.5%		1,953
CEMENTO	6"	1,553	7.3%		1,953
	4"	7,247	34.0%		1,962
	Sub-Total	11,303		53.1%	
FIERRO	6"	500	2.3%		1,932
	4"	3,200	15.1%		1,932
FUNDIDO	3"	2,710	12.8		1,932
	2 1/2"	255	1.2%		1,932
	Sub-Total	6,665		31.4%	
CONCRETO	12"	1,535	7.2%		1,953
	8"	1,655	7.8%		1,932
HUME	6"	115	0.5%		1,932
	Sub-Total	3,305		15.5%	
TOTAL		21,273		100.0%	

Nota.- El año de instalación no debe tomarse para un dato riguroso en cuanto al total de tubería respectiva, más bien debe constituirse como el año en el que se tendió la mayor cantidad de tubería del diámetro y calidad correspondiente.



CUADRO N°2.2.4- B

TUBERIAS DE LA RED EXISTENTE POR DIAMETROS

Diámetro (pulg)	A. C. (mts)	F°F° (mts)	Concreto Hume (mts)	Total (mts)	% sobre el Total
12"	---	---	1,535	1,535	7.4%
10"	1,329	---	----	1,329	6.2%
8"	1,174	---	1,655	2,829	13.2%
6"	1,553	500	115	2,168	10.2%
4"	7,247	3,200	---	10,447	49.2%
3"	-.----	2,710	---	2,710	12.6%
2 1/2"	-.----	255	---	255	1.2%
TOTALES	11,303	6,665	3,305	21,273	100 %
% sobre el total	53.10	31.40	15.50	-.----	100 %

De los cuadros anteriores se puede ver que la tubería anti -  
gua de f°f°. instalada en el año 1,932 constituye 31.4% de la  
red existente. Sólo un pequeño porcentaje del 8.5% corres -  
ponde a las tuberías de concreto Hume de 8" y 6" instaladas -  
alrededor de ese mismo año.

El mayor porcentaje está constituido por el 53.1% correspon -  
diente a las tuberías de asbeto cemento que empezaron a ins -  
talarse desde el año 1,953 hasta la fecha.

Por último tenemos la tubería de concreto de 12" de diámetro, tendida entre el reservorio y la red, en el año 1,953 cuya longitud total constituye el 7.2% de la red existente cuyo estado se puede considerar aceptable.

De acuerdo a lo anterior la conformación de la red existente es la siguiente:

CUADRO N°2.2.4.-C  
ESTADO DE LA RED ACTUAL

Especificación	A.C. m.	F°.F°. m.	Concreto Hume m.	Total m.	Porcentaje %
Tubería existente en buen estado.	11303	-	1535	12838	60
Tubería existente en mal estado.	-	6665	1770	8435	40
TOTAL GENERAL	11303	6665	3305	21273	100

Accesorios.- Las válvulas existentes son de f°.fd°.de tipo compuerta. Están colocadas en cajas con tapas rectangulares de f° f° de 0.24 x 0.17 m. y de 0.25 x 0.15m. que tienen tapas circulares de 0.15 m. de diámetro.

En los cuadros siguientes se muestran las características de los principales accesorios.

//..

CUADRO N° 2.2.4.-D

CANTIDAD Y PORCENTAJES DE VALVULAS POR DIAMETROS

Diámetro (pulg)	Cantidad	Porcentaje %
10"	6	6
8"	4	4
6"	10	9
4"	55	50
3"	19	14
perdidas	16	17
TOTAL:	110	100%

CUADRO N° 2.2.4- E

CANTIDAD Y PORCENTAJES DE VALVULAS EN FUNCION DE SU ESTADO-  
DE CONSERVACION.-

Válvulas	Unidades	Porcentaje %
Buen estado	56	51
Malogradas	38	34
Perdidas	16	15
TOTAL:	110	100%

//..

CUADRO N° 2.2.4- F

CANTIDAD Y PORCENTAJES DE GRIFOS DE ACUERDO A SU ESTADO DE -  
CONSERVACION.

GRIFOS	UNIDADES	PORCENTAJE %
En buen estado	31	84
Malogradas	5	14
Perdidas	1	2
TOTAL:	37	100 %

Recomendación:

Es necesario recomendar en general, a las Oficinas de Servicio de Agua Potable, el manipuleo constante de válvulas y la constante purga de los grifos para no tener puntos muertos en la red, y sirva como punto de contaminación, ya que el cloro residual se anula en dichos puntos.

Deficiencias del sistema actual.-

En la inspección realizada, para conocer el problema de Agua Potable, nos encontramos con las siguientes deficiencias:

- a.- Falta de servicio en las zonas altas que rodean a la ciudad, donde se encuentran establecidas gran cantidad de personas de modestos recursos económicos, formando los grandes Barrios Populares, que por su idiosincracia tie-

//..

nen población infantil numerosa, propensa a adquirir enfermedades hídricas. Entre estos podemos mencionar los barrios de Buenos Aires, Matarana, Patana, José Gálvez, Huanuquillo, Delicias, Los Milagros y La Rambla.

- b.- Falta de redes de agua, en algunas zonas bajas de la población, que carecen de servicios y que se encuentran actualmente pobladas. Así tenemos en la Av. Vienrrich, Leoncio Prado, Malecón Gálvez.
- c.- Mal estado de algunas matrices antiguas de la población, que sufren continuas roturas, con los consiguientes perjuicios a la población, cuyos motivos se verán más adelante.
- d.- Relativa escasez de aguas; problemas que se irán agrandando con el constante aumento de la población.

### 2.3.- ESTADO ACTUAL DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO.-

2.3.1.- Generalidades.- El actual sistema de evacuación de aguas negras de la ciudad de Tarma, cubre una extensión aproximada de 80 Hás. que comprende el área urbana actual o sea la parte central de la ciudad, una parte del área periférica de la Avenida Pacheco y la franja que comprende la Avenida Manuel Odría.

La topografía del terreno permite que la evacuación general de los desagües se efectúen por gravedad.

Para constatar el estado actual de la red y de los Emisores- se hizo un replanteo, que comprendió los siguientes puntos:  
Tuberías.- Se verificó sus diámetros, longitudes, pendientes, grados de conservación y capacidades de conducción.

Buzones.- Se verificó las cotas de fondo, cotas de llegada,- grado de conservación, canaletas, sentido de flujos y grado de conservación de las estructuras.

#### 2.3.2.- Red de Alcantarillado.-

El sistema de alcantarillado existente en la ciudad de Tarma, fué instalado el año 1932, conjuntamente con el servicio de agua; posteriormente a partir del año 1954 se hicieron ampliaciones de acuerdo al proyecto elaborado por la Sub-Dirección de Obras Sanitarias. El sistema primitivo comprendía tuberías de relleno de concreto de 6" de diámetro y un Emisor de 12" de diámetro.

En las nuevas ampliaciones se proyectaron tuberías de concreto de 8" de diámetro para el relleno, tuberías de 10", 12"- y 14" de diámetro para los interceptores y colectores matrices. Paralelo al antiguo emisor de 12" se construyó un nuevo emisor de 14" de diámetro que tiene el mismo punto de descarga que el anterior.

#### 2.3.3.- Colectores principales.-

El sistema de colectores principales está formado por los siguientes:

- Colector Pasco.- El colector Pasco se origina en el cruce de Malecón Gálvez Izquierda con el Pasaje José Otero; continúa por el mismo Malecón hasta ingresar al Jirón Pasco y termina descargando en el Interceptor Francisco Paula y Otero. El colector tiene 10" de diámetro en toda su longitud.
- Interceptor Francisco Paula y Otero.- Recorre la Avenida del mismo nombre desde el cruce con la Avenida Vienrrich hasta la intersección con la Avenida Manuel Odría. El interceptor comprende dos tramos: un tramo de 10" de diámetro situado entre Vienrrich y Paucartambo, y otro tramo de 14" de diámetro comprendido entre el Jirón Paucartambo y la avenida Manuel Odría. A este interceptor descargan la mayoría de los colectores de relleno incluyendo el colector principal Pasco.

#### 2.3.4.- Emisores.-

Existen en la actualidad dos emisores con las siguientes características:

Emisor de 12": Instalado en el año 1932, tiene una longitud de 1393.10 mt. es de concreto reforzado, su recorrido lo efectúa por la Avenida Manuel Odría.

Emisor de 14": Instalado en el año 1954, tiene una longitud de 1383.40 mt. es de concreto reforzado, su recorrido lo efectúa por la Avenida Manuel Odría paralelo al emisor anterior.

Los dos emisores se unen al final de la Avenida Manuel Odría de donde continúa una sola tubería de 18" de diámetro hasta la descarga en el río Tarma. Este último tramo fué instalado el año 1954 es de concreto reforzado, con una longitud de 193.80 mts., su recorrido lo efectúa transversalmente a la carretera Acobamba.

Las pendientes mínimas de los emisores son superiores a las siguientes pendientes:

3.40% para tubería de 12"

4.58% " " " 14"

5.90% " " " 18"

#### 2.3.5.- Metrado de las tuberías existentes.-

En total existe actualmente 18238.63 m.l. de tubería en actual servicio, la clasificación por diámetros se presenta en el cuadro N° 2.3.5.-

La red de alcantarillado cuenta con 273 buzones de dimensiones standard, con profundidades variables desde 0.80 ml. hasta 2.90 ml. Las tapas son de fierro fundido, de peso y dimensiones normales.

Los jirones que poseen dos colectores son los siguientes:

- Jirón Chanchamayo entre los jirones Manuel Prado y Francisco Paula y Otero con tuberías de 6" y 8" de diámetro.
- Jirón Pasco entre los jirones Leoncio Prado y Francisco Paula y Otero con tuberías de 6", 8" y 10" de diámetro.



- Avenida Pacheco, entre Arequipa y el Hospital Regional, con tuberías de 6" de diámetro y de 8".
- Jirón Ayacucho, entre la calle N°4 y el Jirón Chanchamayo, con tuberías de 12" y 14" de diámetro.
- Avenida Manuel Odría entre los Jirones Alvariano y el final de la Avenida Manuel Odría con tuberías de 12" y 14" de diámetro. Estas tuberías paralelas pertenecen a los Emisores.

CUADRO N° 2.3.5

Metrado de tuberías existentes

DIAMETRO	LONGITUD (mts.)	PORCENTAJES %
6"	5365.59	29.5%
8"	8272.09	45.5%
10"	1624.80	9.0%
12"	1248.75	6.5%
14"	1727.40	9.5%
Total:	18238.63 m.	100%

2.3.6.- Disposición final de los desagües.-

La descarga final se realiza al río Tarma, que se encuentra canalizado; dicha descarga se encuentra ubicada aproximadamente a 1.2 Kmts. de la ciudad en la carretera hacia Acobamba. El cuerpo receptor tiene un caudal variable cuyo gasto-

aforado fué de 2024 m<sup>3</sup>. en épocas de lluvia, y 316 m<sup>3</sup>. en época de estiaje.

Los aforos realizados en la descarga del emisor permitieron encontrar las siguientes variaciones:

Caudal máximo .....63 l.p.s.

Caudal mínimo.....19 l.p.s.

Caudal promedio.....48 l.p.s.

Actualmente el uso para riego de las aguas contaminadas del cuerpo receptor se encuentra supervisada por la Oficina de Riego del Ministerio de Agricultura con sede en Tarma. Las ciudades más próximas que quedan a orillas del río Tarma son las siguientes: Acobamba y Palca distantes 13 y 30 Kmts. de la ciudad respectivamente.

#### 2.3.7.- Deficiencias del Sistema Actual.-

El sistema actual de alcantarillado, adolece de las siguientes deficiencias:

- Diámetros reducidos: En la mayor parte de la ciudad, de preferencia en la zona central de mayor densidad y mayor movimiento comercial los colectores existentes poseen 6" de diámetro, trabajando a tubo lleno en épocas de lluvias.
- Pendientes bajas: Coincidentemente con las zonas anteriores las tuberías de menor diámetro tienen pendientes inferiores a las mínimas admitidas por las normas de diseño.

//..

- Mala disposición de canaletas: La mayoría de los buzones -  
presentan las canaletas en ángulos rectos, lo que dá lugar  
a la formación de turbulencias y sedimentación de materia-  
les sólidos.

Como resultado de las anteriores deficiencias, se originan -  
problemas de represamiento, sedimentación y presumible des -  
trucción de la tubería. A éstas causas se adicionan las so-  
brecargas que se producen en los meses lluviosos en las cua-  
les se inunda , la parte baja y plana de la ciudad especial-  
mente los alrededores del Mercado Dos de Mayo. (Campo Ferial)

Para mayor información los Cuadros siguientes nos dan la ubi-  
cación dentro de la ciudad de éstas deficiencias.

CUADRO 2.3.7 - A

TRAMOS QUE TRABAJAN EN FORMA DEFICIENTE DURANTE UNA DESCARGA  
DE LLUVIA DE GRAN MAGNITUD.

CALLE	CUADRAS	DIAMETRO	OBSERVACIONES
CHANCHAMAYO	3 - 4 - 5	6"	Frecuentes
PIURA	1	10"	"
PIURA	2	6"	"
PUNO	3	6"	"
UCAYALI	1 - 3 - 4	6"	"
MOQUEGUA	1 - 2	6"	"
HUARAZ	2 - 3 - 4	6"	"
DOS DE MAYO	4-5-6-7-8-9-10	6"	"
AREQUIPA	5 - 6	6"	"
LIMA	3 - 4 - 5	6"	"
CALLAO	1- 2 -3 -4- 5	6"	"
HUANUCO	1 - 2- 3 - 4 5 8 9	6"	"
AMAZONAS	1 - 2 - 3 - 4	6"	"
AV.RAMON CASTILLA	1	6"	"

CUADRO 2.3.7 - B

TRAMOS QUE SUFREN ATOROS CONTINUOS POR FALTA DE EDUCACION SANITARIA DE LOS USUARIOS.-

CALLE	CUADRA	DIAMETRO
Chanchamayo	2	6"
Ucayali	2 - 3	6"
Dos de Mayo	2 - 4	6"
Huancayo	2 - 4	6"
Huancavelica	1 - 2	6"
Huánuco	9	6"
Lima	8 - 9	6"
Av. Ramón Castilla	1	6"

CUADRO 2.3.7 - C

BUZONES QUE SE ENCUENTRAN REPRESADOS.

Calle	INTERSECCION	OBSERVACION
Chanchamayo	Huancavelica	- . -
Huancavelica	Piura	- . -
Amazonas	Asunción	- . -
Huancavelica	Asunción	- . -
Piura	Amazonas	- . -
Amazonas	Chanchamayo	- . -
Amazonas	Dos de Mayo	- . -
Huánuco	Dos de Mayo	- . -
Moquegua	Huancavelica	- . -
Pasco	Callao	- . -

CUADRO 2.3.7 - D.-

BUZONES QUE SUFREN REPRESAMIENTOS FRECUENTES

CALLE	INTERSECCION	OBSERVACION
Arequipa	Huancayo	- . -
Lima	Jauja	- . -
Huancayo	Callao	- . -
Huánuco	Huaraz	- . -
Huánuco	-	Frente al Colegio 4804

CUADRO 2.3.7 - E.-

METRADO DE TUBERIAS DE TRAMOS DEFICIENTES

TUBERIA DE	LONGITUD	PORCENTAJE PARCIAL	PORCENTAJE TOTAL
6"	1,741.60	25.50 %	8.50 %
8"	456.75	5.60 %	2.24 %
10"	117.40	7.50 %	0.57 %
12"	64.70	4.05 %	0.32 %
14"	- . -	- . -	- . -
18"	- . -	- . -	- . -

## 2.4.- ESTADO ACTUAL DE LOS SERVICIOS DE DESAGUE DE LLUVIA.-

### 2.4.1.- Drenaje Pluvial.-

Como ya se dijo en el capítulo generalidades hay actualmente un sistema separativo de desagües pluviales, en esta ciudad, sistema que no funciona ni siquiera parcialmente por lo siguiente:

- .- No fué diseñado en forma integral si nó que los colectores y drenes fueron construídos en épocas diferentes.
- .- Algunos sumideros carecen de "Tapa" lo que da lugar a la introducción de materiales gruesos que tienden a estacionarse.
- .- Poco o ningún mantenimiento que se le proporciona.
- .- Diámetros insuficientes.

### COLECTORES EXISTENTES DE AGUAS FLUVIALES

Jirón	Nº de sumideros encontrados	Ø	Longitud
Paucartambo	4	6"	350 ml.
Dos de Mayo	4	8"	206 ml.
Amazonas	11	6"	82 ml.
Lima y Ramón Castilla	6	6"	310 ml
Alrededor del campo ferial	5	6"	184 ml

#### 2.4.2.- Drenaje de Manantiales.-

Ciertos tramos de este drenaje absorben también agua de algunos manantiales de los existentes en la ciudad que son canalizados ya sea por acequias abiertas o por canalizaciones cerradas.

Se realizaron aforos de estos manantiales para lo cual se usó -el siguiente procedimiento:

Se practicó una excavación de 1.00 x 1.00 m. por 1.50 m. de profundidad, al costado del canal al cual se le hizo una compuerta lateral, por la cual se podía desviar la totalidad del caudal proveniente del manantial hacia la excavación, donde se había colocado previamente un cilindro standard de petróleo. Se abría la compuerta lateral del canal y se llenaba el cilindro, después de lo cual se volvía a cerrar la compuerta. Se tomaba el tiempo de llenado del cilindro, que tenía volumen conocido, luego se encontraba el gasto. Después se extraía el agua del cilindro por medio de una pequeña bomba portátil de gasolina y se impulsaba el contenido hacia un buzón de desagüe, una vez hechos estos aforos se volvía a rellenar el hueco y se reparaba con mezcla el canal.

//..



MANANTIALES DENTRO DE LA CIUDAD

Nombre	Ubicacion	Recorrido	Descarga	Gasto
Santa María	Jr. Huánuco Cuadra 2.	Tubería 6" por Hnco. y Ucayali. Canal - abierto y cerrado - por tramo por el jirón Ucayali y Puno.	Río Cayana	7.0 lps.
Santa María	Huánuco Cuadra 1	No canalizado		08 lps.
N.N.	Piura s/n	Canal abierto hasta campo ferial donde va a canal cerrado hasta Canchón Guevara	Canchón Quevara Huancaavelica Ira. Cuadra.	2.0 lps.

2.4.3.- Deficiencias.-

Las deficiencias del desagüe pluvial existentes tienen como consecuencia las siguientes:

- .- Que lluvias de cierta intensidad dificultan el tránsito de sus habitantes, entorpezcan sus actividades, y aún, causen cierto daño a la propiedad particular.
- .- Parte del agua de lluvia va<sup>a</sup> los colectores de desagüe doméstico ocasionando enarenamiento en estos; estas aguas que ingresan, también ocasionan sobrecarga del sistema el cual aún es insuficiente para el mismo desagüe doméstico-

y llegan a rebalsar los buzones situados aguas abajo. Estas anomalías suceden en las calles: Lima, Callao, Huánuco, Moquegua, Ucayali, y Campo Ferial y agrava más la situación el hecho de que se encuentren en estas calles los establecimientos comerciales y los puestos feriales, además de que el agua sale por los buzones e inundan las calles de aguas negras diluídas.

∅.....∅

## C A P I T U L O - III

### 3.- DATOS BASICOS DE DISEÑO.-

#### 3.1.- ZONIFICACION ACTUAL.-

Se ha dividido la ciudad en tres zonas diferentes, teniendo en cuenta los siguientes factores:

- Ubicación
- Tipo de edificación
- Costumbres de sus habitantes
- Standard medio de vida

Las zonas consideradas para el efecto son:

- Zona de vivienda y comercio
- Zona de vivienda de 2º clase
- Zona de vivienda de 3º clase

Zona de Vivienda y Comercio: Se ha considerado así a la parte central de la ciudad, que cuenta con una gran cantidad de establecimientos comerciales y edificios dedicados a la vi-vivienda. Sus habitantes gozan de un nivel relativamente alto de vida. En esta zona predominan las casas de adobe con techo de tejas por ser la parte más antigua de la ciudad, pero al mismo tiempo existe un gran índice de nuevas construcciones de varios pisos, cifiéndose estas a las normas modernas -

de arquitectura. Esta zona carece de áreas verdes.

Zona de vivienda de segunda clase: Esta zona se desarrolla alrededor de la zona anterior. Sus casas son también antiguas, de arte colonial con grandes zaguanes y generalmente de dos pisos. El material es sencillo y propio de la región.

Zona de vivienda de tercera clase: Se caracteriza por estar ubicada en las laderas de los cerros que rodean a la ciudad. Se agrupan desordenadamente sin presentar un paisaje urbano definido. Las calles son sumamente estrechas y discontinuas. El material de construcción es de adobe y piedras, generalmente de un piso, no poseen servicio de agua domiciliar. Sus habitantes son de las condiciones sociales y económicas menos favorecidas.

### 3.1.1.- Densidades por zonas:

Para conocer las densidades actuales por zonas de la población, se realizó una encuesta piloto, llevándose a cabo de la siguiente manera:

- Se dividió la población en las zonas descritas en el capítulo anterior.
- Se tomaron manzanas representativas de cada una de las tres zonas.
- Se realizó un censo en todas las casas consignadas en las manzanas en estudio:

//..

Para lo cual se utilizó formularios del siguiente formato:

CENSO DE POBLACION Y SERVICIOS

Manzana N°.....  
Tipo de zonificación .....  
Lugar.....  
Calle.....N°.....  
Tipo de vivienda.....N°.de Pisos.....

-----

N°. de habitantes por casa.....  
Servicio de agua.....  
Servicio de desagüe.....  
Tiene medidor.....  
Aparatos sanitarios: W.C.....  
Lavatorios.....Ducha.....  
Tina.....Bidet.....Botadero.....  
Observaciones.....  
.....  
.....  
Tomador de datos.....

Tarma..... de .....de 196.

- Se hizo el recuento de los datos obtenidos, dando como resultado el número total de habitantes de cada una de las manzanas censadas.
- Se halló el área de cada manzana.
- Dividiendo la población resultante entre el área bruta, se obtuvo la densidad bruta representativa.

Los resultados de la Zonificación fueron los siguientes:

Zona de Vivienda y Comercio.....	200 hab./Ha.
Zona de Vivienda de 2º.....	110 hab./Ha.
Zona de Vivienda de 3º.....	60 hab./Ha.

### 3.1.2.- Población Actual.-

- Una vez conocidas las densidades promedios de cada zona, se procedió a calcular las áreas de cada zona.
- Luego multiplicando la densidad por el área se obtuvo las poblaciones de cada zona.

A continuación se presenta el cuadro de resumen.

Zona	Area (Ha.)	Densidad Hab/Ha.	Población (Hab.)
Zona de Comercio y V.	33.07	200	6,614
Zona de Vivienda de 2a.	73.92	110	8,131
Zona de Vivienda de 3a.	51.96	60	3,118
Población Total			17,863

### 3.2.- ESTUDIO DE EL PROBABLE DESARROLLO DE LA POBLACION DE LA CIUDAD DE TARMA POR METODOS ANALITICOS.-

#### 3.2.1.- Introducción.-

Para poder preveer el probable desarrollo demográfico de una población existen diferentes métodos, tanto analíticos como prácticos, pero es muy difícil que uno de ellos en forma aislada nos pueda dar cifras exactas o aproximadas, de población en años futuros; es conveniente desarrollar todos los métodos conocidos y luego con los resultados obtenidos, ver cual será la más probable población principalmente desde el punto de vista económico ya que es fundamental la existencia de fuentes de trabajo y de energía para el crecimiento de una población, sin descuidar desde luego el potencial económico de la región cuya integración puede originar en ciertos casos, elevados índices de crecimiento. Así tenemos que en la-

costa del Perú, el gran desarrollo de la industria pesquera originó incrementos demográficos explosivos, tal el de Chimbote, Ilo, Supe, etc., Además se ha visto que la explotación de yacimientos minerales han dado lugar a un inesperado crecimiento de poblaciones, tales como Ilo, Toquepala, Tacna, Acarí.

### 3.2.2.- Objetivos.-

El principal objeto es el de hallar una curva, de variación de la población en el tiempo, que sea la de probable desarrollo de la población de la ciudad. Esta será elegida a base de comparaciones de las curvas restantes de los diversos métodos.

### 3.2.3.- Información Preliminar.-

Es fundamental el tener cifras exactas de población de años anteriores, las que sólo nos dan los censos y mientras más datos censales existan se podrá tener mayor exactitud. Desgraciadamente nuestro país sólo cuenta con 3 censos nacionales lo cual nos limita las posibilidades de cálculo, más aún considerando que el censo de 1876 no puede ser utilizado por ser muy remoto.

Para llevar a cabo este estudio se ha recurrido al acopio de datos de diversas fuentes.



Dispondremos de los siguientes datos:

<u>Población</u>	<u>Año</u>	<u>Fuente de Información</u>
3824	1876	Censo Nacional
4877	1926	Memoria del Proyecto de - Agua del Ing <sup>o</sup> . Basadre.
6247	1934	Memoria del Proyecto de - Agua del Ing <sup>o</sup> . Basadre.
* 7340	1940	Censo Nacional
10390	1950	Memoria del Proyecto de - Agua del Ing <sup>o</sup> . C. Rodrí - guez C.
* 15452	1961	Censo Nacional

\* Unicos Censos utilizados en este estudio.

### 3.2.4.- Desarrollo de los Métodos Analíticos:

#### 3.2.4.1.- Métodos del incremento Aritmético:

$$\text{razón de crecimiento} = r \quad r = \frac{P_2 - P_1}{t_2 - t_1}$$

$$P_2 = 15452 \text{ Hab.} \quad t_2 = 1961$$

$$P_1 = 7340 \text{ Hab.} \quad t_1 = 1940$$

$$r = \frac{P_2 - P_1}{t_2 - t_1} = \frac{15452 - 7340}{1961 - 1940} = \frac{8112}{21}$$

$$r = 386 \text{ Hab/año}$$

$$\text{Población para el año 1966} = 15452 + 386 \times 5 = 17382 \text{ Hab.}$$

//..

Población para el año 1981 = 15452 + 386 x 20 = 23172 Hab.

Población " " " 1996 = 15452 + 386 x 35 = 28962 "

3.2.4.2.- Método del Interés Compuesto:-

razón de crecimiento:

$P_o = 7340$  Hab.  $t_o = 1940$

$P_f = 15452$  Hab.  $t_f = 1961$

Fórmula:  $P = P_o(1 + r)^{t - t_o}$

$$15452 = 7340 (1 + r)^{21}$$

$$r = 0.036$$

Población para el año 1966 = 15452 (1 + 0.036)<sup>5</sup> = 18442

Población para el año 1981 = 15452 (1 + 0.036)<sup>20</sup> = 31213 Hab.

" " " " 1996 = 15452 (1 + 0.036)<sup>35</sup> = 52846 Hab.

3.2.4.3.- Cálculo de la población futura empleando el Índice-

Nacional de crecimiento: 0.0227

Fórmula  $P_f = P_o(1 + r)^t$

Población para el año 1966 = 15452 (1 + 0.0227)<sup>5</sup> = 17289 Hab.

" " " " 1981 = 15452 (1 + 0.0227)<sup>20</sup> = 24260 "

" " " " 1996 = 15452 (1 + 0.0227)<sup>35</sup> = 33994 "

3.2.4.3.- Cálculo de la población futura empleando un Índice de Crecimiento para América del Sur: 0.030 (promedio)

Fórmula:  $P_f = P_o(1 + r)^t$

Población para el año 1966 = 15452 (1 + 0.030)<sup>5</sup> = 17910 Hab.

//..

Población para el año 1981 =  $15452(1 + 0.030)^{20} = 27906$  Hab.

" para el año 1996 =  $15452(1 + 0.030)^{35} = 43466$  "

RESUMEN GENERAL DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN EL CALCULO DE LA POBLACION FUTURA DE LA CIUDAD DE TARMA.

METODO DE CALCULO	POBLACION EN LOS AÑOS		
	1966	1981	1996
Incremento Aritmético	17382	23172	28962
Interés Compuesto	18442	31213	52846
Indice Nacional de C.	17289	24260	33994
I.C. América del Sur	17910	27906	43466

3.2.5.- Crecimiento Demográfico Vegetativo.-

Para verificar el crecimiento vegetativo de la ciudad de Tarma, se han tomado datos proporcionados por el Registro Civil de la Municipalidad, durante los últimos 12 años desde 1951- a 1963, habiéndose analizado estos datos se obtuvo como resultado el cuadro siguiente:

/ /..

CRECIMIENTO DEMOGRAFICO VEGETATIVO DE LA CIUDAD DE

TARMA.-

AÑO	NACIMIENTOS	DEFUNCIONES	INCREMENTO
1951	1195	583	612
1952	1249	448	801
1953	1324	487	837
1954	1206	559	641
1955	1223	453	870
1956	1331	537	794
1957	1401	586	815
1958	1301	631	670
1959	1340	509	831
1960	1265	442	823
1961	1347	647	700
1962	1340	511	829
1963	1510	619	891

3.2.6.- Población Flotante.-

En la ciudad de Tarma la población flotante tiene importan -  
cia debido a los siguientes aspectos:

.- Centro Turístico.- De gran importancia por su clima, espí  
ritu acogedor de sus habitantes, folklore, paisaje extraor

//..

dinario, tradicionales y bien concurridas celebraciones - religiosas, ubicación geográfica, y amplio Hotel de Turistas, costumbres, artesanía, etc.

- .- Centro Comercial.- Por ser punto importante para las transacciones de gran volumen y de pequeña escala que se realizan generalmente, a través de las dos ferias semanales.
- .- Centro de Tránsito.- Por su vinculación con las carreteras de penetración a las pujantes poblaciones de montaña; la carretera que la enlaza a las importantes poblaciones de Jauja, Concepción y Huancayo; la carretera de primer orden a La Oroya y Lima y otras carreteras vecinales de orden secundario. Están también vinculadas a este punto los servicios públicos de transportes existentes que pueden absorber un movimiento de 2000 personas por día y la capacidad de albergue proporcionada por los hoteles que alcanzan un total aproximado de 500 personas.
- .- Centro Educacional.- Cuenta con gran cantidad de escuelas, algunos colegios particulares, dos grandes Unidades Escolares, una Escuela Normal y una Escuela de Enfermeras que dentro de su alumnado absorbe una población foránea superior a 500 personas.
- .- Centro Administrativo.- Por ser sede de todas las Oficinas Públicas correspondientes a su categoría de Capital de Provincia; Hospital Regional y de las Oficinas de la Reforma Agraria Programa para la Sierra Central.

### 3.2.7.- Población Estimada de Diseño.-

A base de lo expuesto y de las investigaciones de estadísticas que se llevó a cabo se ha deducido un promedio de 5% referidos a la población estable que representa una población-flotante normal para una ciudad.

A continuación se presenta la población estimada de diseño - del presente proyecto.

ETAPA	POBLACION	AÑO
Condiciones Actuales	17,600 Hab.	1966
Primera Etapa	26,750. "	1981
Segunda Etapa	41,000 "	1996

### 3.3.- ZONIFICACION FUTURA.-

Al no estar en vigencia el Plano Regulador de la ciudad elaborado por la ONPU el año 1952 se ha creído conveniente orientar el probable desarrollo de la ciudad tomando en cuenta - los siguientes factores:

- Zonificación Actual.- Existiendo actualmente 3 zonas de características propias, se espera que en el futuro se mantendrá esta misma diferenciación variando sí sus densidades y áreas respectivas.

- Áreas de Expansión.- Siendo una tendencia natural que el desarrollo de las ciudades se lleve a cabo a lo largo de las principales vías, en nuestro caso se prevé la expansión por las salidas a Jauja, Oroya, y a San Ramón. Este probable desarrollo se ve asegurado por la falta de áreas disponibles al estar Tarma ubicada en un valle demasiado estrecho.

### 3.3.1.- Densidades Futuras.-

Considerando los resultados obtenidos en el estudio probable de población se obtuvo las siguientes densidades: Ver planos N°. G-12 y 3.3.1.-

CARACTERISTICAS	N°	AREA (Ha)	COND. ACTUALES		1a. ETAPA.-		2a. ETAPA.-	
			DENS. Hab/Ha.	POBLA. Hab.	DENS. Hab/Ha.	POBLA. Hab.	DENS. Hab/Ha.	POBLA. Hab.
Comercio y Vivienda	1	33.07	200	6615	220	7275	260	8600
Vivienda de 2a.	2A	47.80	80	3825	110	5260	150	7170
" de 2a.	2B	42.00	65	2730	100	4200	135	5670
* Exp. Vivienda 2a(S.B)	2C	59.60	-	895	45	2680	75	4470
* " " 2a(S.D)	2D	40.60	-	610	45	1825	75	3045
* " " 2a(S.B)	2E	22.10	-	-	25	555	50	1105
* " " 2a(S.B)	2F	16.50	-	-	-	-	30	495
Vivienda de 3a.	3A	58.20	25	1455	50	2910	80	4655
*Exp. Vivienda 3a.	3B	84.70	-	850	30	2540	60	5080
				16980		27245		40290

\* Población Dispersa Estimada.-

## C A P I T U L O - I V

### 4.- ESTUDIO DE LOS FACTORES BASICOS DE DISEÑO.-

#### 4.1.- ETAPAS DEL PROYECTO.-

Las etapas de previsión se estimaron teniendo en cuenta los siguientes aspectos fundamentales:

##### 4.1.1.- Costo é Importancia de las Obras de Ingeniería.-

Dentro de este aspecto se pueden considerar las tuberías matrices, colectores primarios, reservorios, plantas de tratamiento de agua, desagües, etc. son obras difíciles de ampliar y caras en remplazar, en consecuencia se acostumbra a diseñar para su máxima capacidad y durabilidad, lo cual nos da una tendencia a la elección de periodos relativamente largos.

##### 4.1.2.- Grado de Desarrollo de la población en estudio.-

Este aspecto es de gran importancia en la elección del periodo de diseño. Si se preveen crecimientos acelerados de acuerdo a las características de la zona, es aconsejable fijar periodos cortos que no eleven en demasía los costos de las obras y que eliminen el riesgo de un error en la estimación de la población futura, posibilidad que siempre existe y que repercute en la capacidad de las instalaciones. Por otro lado, en ciudades que ya han alcanzado un ritmo estable en su crecimiento, se puede seleccionar periodos de diseño bastan-



te largos puesto que la incertidumbre en los cálculos de la población futura es mucho menor que en el caso anterior.-

#### 4.1.3.- Calidad del Agua.-

De acuerdo a la calidad de éste elemento líquido, las Obras de Ingeniería tendrán un tiempo mayor o menor de duración que su rango normal de vida útil. Lo cual nos dá un periodo de estimación apróximado para el proyecto.

#### 4.1.4.- Estudios Realizados.-

La experiencia en el campo de la Ingeniería Sanitaria nos da un rango para la estimación de períodos de diseño de 20 a 50 años.

#### 4.1.5.- Solución inmediata de los graves problemas existentes.

En el estudio de campo que hemos llevado a cabo los tres integrantes del grupo, encontramos deficiencias en la red de agua y la de desagüe, a las cuales daremos prioridad para su solución.-

#### 4.1.6.- Monto de Inversión que requiere la ejecución de la Obra.-

Para la financiación de las obras se requiere un capital que proviene en la mayoría de los casos de entidades financieras, las cuales dan un plazo para la amortización de dicho capital y para lo cual se necesita un tiempo que esté de acuerdo a la autofinanciación de las Obras.

4.1.7.- Rango Normal de vida útil de las obras de Ingeniería y Equipo Mecánico.-

La duración de las Obras de Ingeniería y Equipos mecánicos nos dan también un índice de como debemos dividir el periodo de diseño del Proyecto, en etapas más o menos que estén compensadas con la durabilidad de éstos.

4.1.8.- La necesidad de tener una programación de Obras.-

De acuerdo a la importancia y a la necesidad de dar solución a los problemas actuales, se programaron las Obras del Proyecto, ya sea en 1ra. Etapa ó en 2da. Etapa, según lo requiera la necesidad de la población.

4.1.9.- Conclusión.-

Teniendo en cuenta los diversos aspectos ó factores antes mencionados, hemos creído conveniente elegir para la ciudad de Tarma un período de diseño de 30 años, dividiendo el proyecto para su ejecución en dos etapas, cuyas características serán:

a).- Primera Etapa.- La primera etapa comprende los 15 primeros años, desde 1966 hasta 1981.-

En ésta etapa está incluida: Elaboración del proyecto, Presupuesto y Programación de Obras para resolver los problemas de necesidad inmediata y los correspondientes a la etapa considerada.-

b).- Segunda Etapa.- La segunda etapa comprende 15 años, desde 1981 hasta 1996.

En ésta etapa se ejecutará las Obras principales de Agua y Alcantarillado correspondiente a las probables áreas de expansión habilitadas en la etapa considerada. Nuestro proyecto abarca solamente la Primera Etapa.

#### 4.2.- VARIACIONES DE CONSUMO.-

El gráfico N°4.2 demuestra la curva de las actuales variaciones de consumo, obtenida de los aforos realizados en el Reservoirio durante una semana.

El alto volumen de pérdida por fugas a través de las roturas de la red antigua ha obligado a restringir el abastecimiento a la población mediante el control de una válvula colocada a la salida del Reservorio. Dicha válvula es casi totalmente cerrada a las 23.00 horas, para almacenar el agua, y abierta a las 05.00 del día siguiente para abastecer a la población. Durante la apertura de la válvula se produce un pico exagerado que se explica por el súbito llenado de las deterioradas redes que deben haberse vaciado durante la noche y por la gran demanda de las zonas altas de la población, que durante esta hora se aprovisionan de agua para el consumo diario.

Sin considerar los picos, los valores característicos obtenidos de la curva son los siguientes:

    Máximo Horario .....136% del promedio diario.  
    Mínimo Horario ..... 67% del promedio diario.

Estos valores no son representativos por las mencionadas deficiencias de las redes, consumos irregulares y zonas sin servicios.

La elección de los valores definitivos para el presente estudio se han realizado teniendo en cuenta fundamentalmente las "Normas Provisionales para la Elaboración y Presentación de Proyectos de Sistemas de Abastecimientos Públicos de Agua y Alcantarillado de la Dirección de Obras Sanitarias y los valores adoptados para la ciudad del Cuzco por la Comisión correspondiente; en vista de que esta ciudad tiene con la de Tarma características similares.

En el cuadro N°4.2 se presenta las variaciones mencionadas y las adoptadas para el presente proyecto.

CUADRO N° 4.2.-

VARIACIONES DE CONSUMO EN PORCENTAJES REFERIDOS AL PROMEDIO-DIARIO ANUAL.

Fijada Por	Max.D.	Max.H.	Max.Maxm.	Mino.H.
Direcc.Obr. Sanit.	130 -150%	150 - 180%	---	---
Com.Est.Int.Cuzco	120	180	216	-
" " " Tarma	130	170	220	40

#### 4.3.- DOTACION.-

Para fijar una cifra de dotación hemos tenido en considera -  
ción los siguientes aspectos:

A.- CURVA DE VARIACIONES HORARIAS.- Obtenida la curva de los aforos en el reservorio como se puede apreciar en el grá -  
fico N°4.2 tiene como gasto diario promedio 50 l.p.s. Si consideramos este gasto para abastecer 1,454 conexio -  
nes domiciliarias, con un promedio de 8 habitantes serví -  
dos por conexión, obtenemos una dotación de 360 lt./Hb/  
día como resultado.

B.- AFOROS DE CONEXIONES DOMICILIARIAS.- Para lo cual se es-  
cogio casas representativas tanto con medidor como sin -  
medidor.

Las casas que tenían medidor logicamente controlaban sus consumos y a algunas casas que no poseían medidor, se -  
les instaló uno sin que se dieran cuenta los propieta -  
rios. Durante 30 días se les controló el consumo obte -  
niéndose un gasto diario promedio, que, de acuerdo al nú -  
mero de habitantes en cada casa, arrojó la siguiente do-  
tación:

Casas sin medidor 300 lit/hab/día. (con medidor -  
para muestreo)

Casas con medidor 200 lit/hab/día

//..

C.- REFERENCIAS DE LAS DOTACIONES PARA CIUDADES DE LA SIERRA DEL PERU.-

	1ra. ETAPA	2a. ETAPA
Direc.Obrs.Sanitarias	Mayor de 200 (X)	-----
Arequipa	290 - 250 (XX) (XXX)	-----
Cuzco	180	210

X De acuerdo a la magnitud de la ciudad

XX Población urbana

XXX Población rural.

CONCLUSIONES:

- No se puede considerar la dotación de 368 lit/hab/día, enunciado en el punto A; por no ser real ya que los propietarios de las conexiones consideradas no son los únicos usuarios.
- Los resultados obtenidos en el punto B nos dan un rango mas real, que nos servirán como pauta para determinar nuestra dotación, teniendo presente que este experimento se realizó en corto tiempo.
- Por lo tanto teniendo en consideración estas referencias y las normas de la Dirección de Obras Sanitarias, creemos que la dotación para la ciudad de Tarma debe ser:

1a. Etapa = 180 lit/hab/día

2a. " 200 lit/hab/día

#### 4.4.- ALMACENAMIENTO.-

El volumen total de los reservorios será diseñado para satisfacer las condiciones siguientes:

- Para poder atender la demanda en los momentos de máximo consumo.
- Para tener un volumen de reserva que pueda ser utilizado en casos de discontinuidad del flujo de agua al reservorio. Esto puede suceder cuando hay roturas en la línea de conducción,
- Para asegurar un volumen que pueda ser utilizado en caso de incendio.

a).- El volumen de regulación es determinado mediante el diagrama masa de la curva de variaciones del consumo de la población. En nuestro caso particular no se ha utilizado este método por cuanto las curvas de variaciones obtenidas no corresponden al consumo real de la población al existir las deficiencias ya mencionadas.

Por el motivo expuesto el cálculo del volumen de regulación a base de las cifras asumidas para el presente estudio se refirió al déficit existente entre los valores del máximo horario y el máximo diario durante un tiempo

de 10 horas. Este volumen es equivalente a 4 horas de consumo del día promedio. (Ver estudio de Reservorios - del Sistema de Agua Proyectado).

b).- El volumen de reserva se ha calculado en base a la accesibilidad de las líneas; al estar estas cercanas a las carreteras y al relativamente bajo standard de vida de la población. Por lo cual se ha creído conveniente dar un volumen de reservas equivalente a la mitad del volumen de regulación ó sea 2 horas de consumo del día promedio.

c).- Volumen contra incendio.-

La demanda de agua contra incendio depende de los siguientes factores:

- Grado de inflamación de los materiales de las viviendas.
- La extensión de la zona por proteger
- La densidad de edificaciones
- Dirección e intensidad del viento
- Facilidades existentes para la protección del lugar.

Para el estudio de la demanda de agua de incendio para la ciudad de Tarma, se ha tenido en consideración las siguientes normas:

A.- Frecuencia u ocurrencia de Incendios.-

No existiendo compañías de Bomberos ni estadísticas de-



referencias sobre incendios que se hayan producido en la ciudad: se recurrió hacer una encuesta a la población so  
bre incendios ocurridos en la ciudad, dando un resultado que indica la ausencia de incendios en la ciudad.

**B.- Normas del I.N.O.S. de Venezuela.-**

Esta fórmula es aplicable para ciudades que poseen poblaci  
ones menores de 200,000 habitantes.-

$$Q = 15 \sqrt{P}$$

**C.- Recomendaciones del Seminario sobre Diseño de Abasteci -  
miento de Agua realizado en la ciudad de Buenos Aires en  
1962.-**

No es necesario establecer normas fijas para la protecci  
ón contra incendios en América Latina. En vista del -  
alto costo de este tipo de servicio, debe tenerse el -  
máximo cuidado al determinarse las demandas para este -  
propósito. El proyectista deberá consultar a los servici  
os locales de bomberos antes de diseñar este aspecto.  
Otro método para suplir las necesidades del agua para es  
ta finalidad, sería cerrar las válvulas de tal manera que  
el agua disponible sea dirigida hacia el incendio.

**CONCLUSIONES:**

Luego considerando:

- La intensidad y frecuencia del incendio nulas.

- Clase de materiales y tipo de construcción poco inflamables.
- Densidad de población regular.
- Energía empleada por las casas de casa de poco poder de combustión.

Teniendo en cuenta estos criterios hemos creído conveniente combatir un incendio por medio de dos grifos de dos bocas de 10 l.p.s., durante 4 horas para lo cual sería necesario un gasto de 40 l.p.s., lo que significaría que tendríamos que almacenar 144 m<sup>3</sup>.

#### 4.5.- PRESIONES.

Se ha tenido en cuenta en el presente proyecto como cuestión fundamental, evitar que se presenten fallas en las redes por causa de presiones excesivas y a la vez asegurar un buen servicio.

Como parte del estudio se determinó presiones en diversos puntos en las horas de máximo y mínimo consumo. Esta toma de presiones fué llevada a cabo en los grifos a los cuales se les adosaba una conexión especialmente diseñada para conectarla al manómetro.

Dichos manómetros habían sido previamente calibrados. Con las presiones halladas se obtuvieron las cotas piezométricas de dichos puntos las que volcadas al plano sirvieron para

confeccionar el plano de curvas de nivel piezométricas.

Con el objeto de poder abastecer eficientemente a las partes altas de la ciudad sin provocar altas presiones en las horas de mínimo consumo en la zona baja de la ciudad se ha seleccionado hidráulicamente a la ciudad en 2 sistemas independientes, limitando las presiones estáticas a valores máximos comprendidos entre 50 y 60 mts.

Las presiones mínimas que se presentan en horas de máximo consumo están supeditadas a las alturas de las edificaciones, existencia de medidores domiciliarios y facilidades para combatir incendios. Teniendo en cuenta estos factores la presión mínima mínimorum será 20 lbs/pulg<sup>2</sup>.

#### 4.6.- VARIACIONES DEL CAUDAL.-

Con la finalidad de conocer las variaciones del caudal total de las aguas servidas de la ciudad de Tarma, se efectuaron aforos en el Emisor Existente, los que se realizaron en el mes de Marzo de 1965, mes que corresponde a la época de invierno y por consiguiente el caudal evacuado es mínimo. Las observaciones se efectuaron cada media hora durante una semana, para ello se utilizó un vertedero triangular construído especialmente para esta misión. El Gráfico N° 4.3. muestra variaciones semanales y horarias. Los resultados son los siguientes:

Máximo Horario.....63 l.p.s. ....130%

Promedio Horario.....48 l.p.s. ....100%

Mínimo " .....19 " ..... 39%

Los valores obtenidos de la curva de variación horarias del Emisor, no son aplicables al proyecto materia de este trabajo; debido que estos valores corresponden a un abastecimiento anormal de agua potable, además por que estos aforos fueron realizados en épocas de invierno cuando la demanda del caudal de agua es mínima.

Por consiguiente en el Estudio de Mejoramiento y Ampliación de Desagües de la Ciudad de Tarma se consideran los siguientes porcentajes de variaciones de gastos:

- Que el agua entregada es evacuada íntegramente en zonas altas.
- En la zona Baja y Central de la ciudad se considera un incremento unitario de 0.005 lt/seg/m correspondiente al agua subterránea.

#### 4.7.- DESAGUE PLUVIAL.-

Los siguientes planteamientos técnico-económicos servirán de base para el proyecto de desagües pluviales de la ciudad de Tarma.

4.7.1.- Determinar la cuenca colectora de lluvias que será absorbida por el sistema de desagües pluviales en diseño, y-

las zonas cuyas aguas pluviales descargarán a puntos naturales de evacuación.

La cuenca colectora de lluvia que será absorbida por el sistema de desagües pluviales en diseño, está ya limitada por canales y acequias que interceptan las aguas pluviales provenientes de las faldas de los cerros adyacentes a la ciudad.- Estas acequias canalizadas pueden absorber la descarga de las faldas pero de todos modos necesitan constante mantenimiento para que no disminuya su capacidad de transporte, el río Coyana es una línea natural de descarga a las zonas adyacentes del lado Este del río y de las manzanas del lado Oeste del mismo.

Este mismo río en la parte paralela a la Avda. F. Paula y Otero sirve de descarga a las aguas pluviales de los cerros del Barrio Prolongación Gálvez en la parte norte de la ciudad.

La zona de la Rambla no tendrá drenaje pluvial, pues como ya se dijo este servirá únicamente a la zona comercial, pero se le dotará de canaletas encausadoras para escurrir las aguas con la ayuda de la pendiente natural del terreno hasta su descarga en el mismo río Coyana en zona cercana al emisor. En el plano se observa la cuenca colectora limitada por las acequias canalizadas y Río Coyana.

4.7.2.- Determinación de la curva de intensidad- duración de

precipitaciones pluviales de la ciudad para una frecuencia - conveniente técnica y económicamente.-

Es necesario para hacer el estudio completo de las curvas de intensidad - duración de las lluvias -tener datos pluviográficos de 20 a 30 años, datos de los cuales carece la ciudad de Tarma.

Para solucionar esta carencia de datos en Tarma, se ha tenido que asumir los datos de lluvia de la ciudad del Cuzco, - por estar ubicados ambas ciudades en zonas similares de la sierra peruana; tener latitudes sobre el nivel del mar cercanas (3,300 m. y 3,100 respectivamente), y por tener volúmenes totales anuales de lluvia parecidos (708.3 m.m. de precipitación anual promedio de 30 años para el Cuzco y 735.4 m.m. de precipitación anual promedio - 40 años para Tarma).

Máxima intensidad que acontecería para Tarma cada 3 años lo que dará lugar a un sistema lo más económico posible.

En Arequipa, que es una ciudad más importante, se ha escogido una frecuencia de 5 años.

Los datos tomados de la ciudad del Cuzco han sido determinados por el Observatorio Meteorológico de la Universidad Nacional del Cuzco en los años 1960 - 1961 y 1962 por lo cual se debe de considerar a las curvas encontradas sólo como aproximadas.

El gráfico de la curva elegida aparece en el Gráfico N° 4.7.2

y su ecuación es:

$$I = (25.9)^t 0.633$$

4.7.3.- Determinación de los coeficientes de escorrentía que deberán usarse para el proyecto de desagües pluviales.

En el censo realizado para evaluar el servicio que prestaba el sistema existente de agua potable a la ciudad se incluyó un acápite en el cual se determinaba el área total de la vivienda, el área y tipo de techo, el área y tipo de suelo de los patios y la disposición de las aguas pluviales; si es que éstas iban al desagüe doméstico, a la calle ó al sistema de drenaje pluvial existente.

Estas determinaciones dieron el siguiente resultado:

Para la Zona Comercial:

Areas de Techos	67%
Areas de Patios	14%
Areas de calzadas	19%

Para las zonas de viviendas:

Areas de techos	62%
Areas de patios	19%
Areas de calzadas	19%

Los techos son de calaminas y de tejas, los cuales tienen un porcentaje de impermeabilidad de 0.92 % (Früling).

Para las calzadas, se asume todas ellas como pavimentadas -

porque las pocas calles con tierra que son tributarias del drenaje pluvial en diseño serán pavimentadas en no muy largo plazo.

Estas calzadas tienen un porcentaje de impermeabilidad promedio de 0.88% según la tabla confeccionada por Fröling.

Los patios son en su mayoría de tierra y les corresponde un porcentaje de 0.15 según la misma tabla.

$$\frac{0.67 \times 0.92 + 0.14 \times 0.15 + 0.19 \times 0.88}{1.00} = 0.80$$

y en la zona de viviendas.

$$\frac{0.62 \times 0.92 + 0.19 \times 0.15 + 0.19 \times 0.88}{1.00} = 0.77$$

Se ha considerado a los patios de las casas como tributarios del sistema de diseño porque actualmente muchas de ellas los tienen conectados al sistema pluvial existente y otros al desagüe doméstico pero se espera que mediante ordenanzas municipales pueda lograrse la conexión de los desagües pluviales de las casas al sistema en diseño.

Para hallar el coeficiente de escorrentía de las áreas tributarias se utiliza una tabla que para este fin ha elaborado la Universidad de Purdue, a base de los coeficientes de impermeabilidad, tiempos de concentración de las áreas tributarias y formas de dichas arenas.



4.7.4.- Determinación del tiempo de concentración de las -  
áreas tributarias.

El tiempo de concentración se halla sumando el tiempo de en -  
trada y el tiempo de flujo.

Se ha fijado un tiempo de entrada mínimo de 30 minutos dado-  
que la importancia de la ciudad no justifica considerar tiem -  
pos de entrada menores.

El tiempo de flujo- no influye mayormente en el cálculo de -  
los gastos de los colectores, sin embargo tomando una veloci -  
dad media de 2m/seg, en un tramo de 60 m. nos dá un tiempo -  
de 30 seg. por tramo, lo que significa que cada dos tramos -  
hay un tiempo de flujo de 1 minuto. Este tiempo de flujo no  
variará de modo apreciable en otros tramos por lo que será -  
tomado en cuenta en el cuadro de cálculos.

∅.....∅

## C A P I T U L O - V

### 5.- SISTEMA PROYECTADO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

#### 5.1.- FUENTES UTILIZABLES.-

5.1.1.- Para obtener informes sobre las fuentes de agua existentes en el concado de la ciudad, se recurrió a la Oficina de Riego, a personas conocedoras de la zona que trabajan en la Administración de Agua Potable y al personal de la Municipalidad.

Con dichos informes se obtuvo la siguiente relación: San Juan de la Cruz, José Gálvez Moreno, Rosalía, San Bartolomé, Tarma tambo, Huaylara, Huaricolca, Cachi Cachi, Minatambo, Durazniloc, Jacahuasi, Matara, Barbacoa, Huaylahuchan, Mayoc, Huancocoy, Sag samarca, Huínco, Huasquí, Pomachaca, Quirupuquilo, Ayabamba, Palcapacha y Bunyac; además se obtuvo el régimen de los manantiales tomándose nota de sus propietarios o personas que aprovechan estas aguas para usos domésticos ó de riego. Para apreciar mejor se puede ver el cuadro N° 5.I.I.A. y 5.I.I.B. Después de haber obtenido la presente relación, se procedió a inspeccionar dichas fuentes. La inspección consistió en una visita ocular a cada manantial, tomándose de cada uno de ellos las siguientes características:

- Su ubicación,
- altura,

RELACION DE MANANTIALES EXISTENTES FUERA DEL RADIO URBANO

ORDEN	N O M B R E	UTILIZACIÓN	AREA	CARRETERA	DISTANCIA	OBSERVACIONES	Datos pro- porc.por
1	SAN JUAN DE LA CRUZ			Sobre Mantarana	5'	En Mantarana, al río	Of.Riego
2	JOSE GALVEZ MORENO	Lavar		Costado Plant.Elec.		Antes lleg.Cementer.	F.Valverde
3	ROSALIA	Uso Domés.		TARMA - JAUJA	3 km.	Entrando p.Huanuquillo a Achuncha.	" "
4	SAN BARTOLOME	Riego	410 T	Tarma - Jauja	10 "	Por el desvío de Huanuquillo Vicora Congas.	Of.Riego
5	TARMATAMBO	"	646 "	Tarma - Jauja	20 "	Junto al desvío a la derecha.	" "
6	HUAYLARA	"	550 "	Tarma - Jauja	25 "	Desvío en Tarmatambo a la derech.hasta el lugar.	" "
7	HUARICOLCA	Uso Domés.		Tarma - Jauja	30 "	Desvío hacia la derecha de Huaricolca.	" "
8	CACHI CACHI	" "		Tarma - Jauja	60 "	Entre Jauja y Tarma en el Divortium Acuarum.	F.Valverde
9	NINATAMBO	Riego		Carret. Acobamba	2"	Entrando por G.U.E. S.R.izq.hasta frente Pomachac.	Juan Poma
10	DURAZNIOC	"	550 T	Tarma-Oroya Antig.	20"	Hasta Pian, después a pie 1/2 hora.	Of.Riego
11	JACAHUASI	Va al río		Tarma -Chanchamayo	5"	Hasta Pomachaca y - desvió a La Unión.	" "
12	MATARA(2 manant.)	Riego	50 T	" "	10"	Antes de llegar Acobamba La Florida, desvío a Tupín.	" "
13	BARBACOA	"	270 "	" "	25"	Antes de Huaylahuichán en Vilcabamba.	" "

ORDEN	N O M B R E	UTILIZACION	AREA	CARRETERA	DISTANCIA	OBSERVACIONES	Datos pro porc. por
14	HUAYLAHUICHAN	Riego	600 T	Tarma-Chanchamayo	35 km.	Desvío hacia la derecha en Huaylahuichán.	Of. Riego
15	MAYOC	"	500 "	Tarma Leticia	30 "	Después de Jacahuasi, antes subir curva de Leticia.	" "
16	HUANCOY	"	840 "	" "	45 "	En Leticia, a la izq. cerca al Cemento Andino.	" "
17	SACSAMARCA	Va al río		" Oroya	2"	Entrando a la carretera de Yananyari por el Cementerio.	" "
18	HUINCO	Uso Domést.		" "	2"	Bajando por la Ranfla	F.Valverde
19	HUASQUI	Riego		" "	15"	En el letrero Bunyaca Fab. de yeso.	" "
20	POMACHACA(V.manan)	"		" Acobamba	2 1/2 km.	Entrando a la carretera de La Unión.Hcda. Takahashi.	Juan Poma
21	QUIRUPUQUIO	"	600 T	" La Oroya	30 km.	Cochas sacara para tomar al pie de carret.	Of.Riego
22	AYABAMBA	Uso Domést.		" " Antg.	50 "	Pasando Huasqui, hasta el comienzo de la Cumbre.	F.Valverde

- distancia apróximada a la población,
- rendimiento y
- su utilización.

Una vez realizada la inspección de las 22 fuentes, de acuerdo a su altura, rendimiento y su distancia a la ciudad, se desecharon 18 fuentes, quedando para posibles soluciones los manantiales de San Bartolomé, Ayabamba, Palcapacha, Bunyac.

#### 5.1.1.2.- Rendimientos.-

•Se empleó un trozo de canaleta rectangular para los aforos y una tabla extraída del "Manual Uralita" pág.195 para los cálculos;

Para entrar a la table se necesitan los valores del vertedero en centímetros y el tirante de agua en centímetros, obteniendo el caudal en litros por segundo, dicho valor se corrige con una constante dada en función de la relación del ancho del tirante a su altura. Ver Cuadro 5.1.1.2.-

#### 5.1.1.2.1.- Manantial de San Bartolomé.-

Se encuentra ubicado en el recorrido de la carretera a Jauja. Los aforos se hicieron en la parte baja del Distrito de Tamaambo.

<u>AFORO N°</u>	<u>PUNTO</u>	<u>GASTO (l.p.s)</u>	<u>CAUDAL</u>
	Manantial Principal		
1	San Bartolomé	62.	Parcial

2	Quebrada	75	Acumulado
3	Quebrada	134	"

RESUMEN:

- Caudal total posible de reunión del manantial 80 l.p.s.
- Caudal total posible del escurrimiento de la quebrada 140 -  
l.p.s.

5.1.1.2.2.- Quebrada de Ayabamba.-

Situada en una zona adyacente de la Carretera Antigua a la Oroya; se practicó el mismo procedimiento para el cálculo del gasto. Los resultados fueron los siguientes:

<u>AFORO N°</u>	<u>PUNTO</u>	<u>GASTO (l.p.s)</u>	<u>CAUDAL</u>
1	Acequia	76	Acumulado
2	"	78	"

RESUMEN:

- Caudal posible del manantial 150 l.p.s.

5.1.1.2.3.- Quebrada de Palcapacha.-

Situada también en la zona adyacente de la Carretera Antigua a la Oroya. Se realizaron los siguientes aforos:

<u>AFORO N°</u>	<u>PUNTO</u>	<u>GASTO (l.p.s)</u>
1	Manantial Inga	25
2	" Loma Rumi	2
3	" Max Medina	49
4	" Huichay	4

## RESUMEN

- Caudal posible de los manantiales 158 l.p.s.
- Total del escurrimiento de las quebradas 265 l.p.s.

### 5.1.1.2.4.- Manantial de Bunyac.-

Está adyacente a la carretera central que va a la Oroya, y a 6.5 km. de distancia aproximadamente de la ciudad.

AFORO: arrojó 30 l.p.s.

### 5.1.2.- ALTERNATIVAS:

Teniendo en consideración la situación del manantial, la distancia a la ciudad y su gasto, de acuerdo a las necesidades de la población, se han ejecutado las siguientes alternativas:

#### 5.1.2.1. ALTERNATIVA "A"

Esta solución comprende:

- Zona Alta.- será abastecida hasta segunda etapa por el manantial de San Bartolomé.
- Zona Baja.- Será abastecida por el actual sistema de captación y el déficit hasta segunda etapa por el manantial Bunyac.

#### 5.1.2.2.- ALTERNATIVA "B".-

Esta solución comprende:

- Zona Alta.- Será abastecida hasta segunda etapa por el manantial de San Bartolomé.
- Zona Baja.- Será abastecida por el actual sistema de captación

//..

ción y el déficit se cubre con aguas del manantial de San -  
Bartolomé.

#### 5.1.2.3.- ALTERNATIVA "C".-

Esta solución comprende:

- Zona Alta.- Será abastecida por los manantiales de las quebradas de Ayabamba y Palcapacha.
- Zona Baja.- Será abastecida por el actual sistema y el déficit se cubre con aguas de las Quebradas Ayabamba y Palcapacha.

#### 5.1.2.1.1.- Características Técnicas de la ALTERNATIVA "A".-

Comprende:

- Es necesario construir en primera etapa una línea de conducción de alta presión, de 5.02 km. de longitud desde el manantial de San Bartolomé, con una capacidad de 38.4 l.p.s. para abastecer hasta segunda etapa la zona alta. Ver planos A.P-01



CAUDALES EN LITROS POR SEGUNDO DE UN VERTEDERO

CON CONTRACCION LATERAL

ALTURA h en cm.	ANCHO DEL VERTEDERO EN cm.		
	40	50	60
15	42.58	53.72	64.86
16	46.86	59.14	71.42
17	51.32	64.73	78.14
18	55.82	70.43	85.04
19	60.50	76.35	92.20
20	65.12	82.23	99.34
21	69.94	88.31	106.58
22	74.90	94.55	114.20
23	77.72	100.68	121.64
24	84.68	106.97	129.26
25	89.80	113.50	137.20
26	94.88	119.97	145.06
27	100.14	126.61	153.08
28	105.38	133.27	161.16
29	110.86	140.19	169.52
30	116.32	147.18	178.04

Tabla extraída del "Manual Uralita" pág. 195

$\frac{b}{h} = 1$                       M = 0.65                      Corrección = 1,048

$\frac{b}{h} = 3$                       M = 0.62                      Corrección = 1,000

$\frac{b}{h} = 2$                       M =                      Corrección = 1.024

CUADRO 5.1.12.-

CARACTERISTICAS: Esta formada por 3 tramos.

TRAMO	DIAMETRO (pulg)	CALIDAD (lb/#2)	LONGITUD (mts)	GRADIENTE( )		GASTO(l.p.s).	
				MAX	REG	MAX	REG
1°	6"	75 lbs/pg <sup>2</sup> .	989	42.3	28.0	50.0	38.4
2°	6"	75 "	379	129.0	28.0	95.0	38.4
3°	8"	105 "	3652	8.3	-.-	44.0	-.-
TOTAL:			5020				

- Construcción en segunda etapa, de una línea de conducción - de 6.45 km. de longitud desde el manantial de Bunyoc, con - una capacidad de 32.8 l.p.s., para cubrir el deficit en la - parte baja. Ver planos A.P-01.

CARACTERISTICAS: Esta comprende 4 tramos.

TRAMO	DIAMETRO (pulg)	CALIDAD (lb/#2)	LONGITUD (mts)	GRADIENTE ( )		GASTO (l.p.s)	
				MAX	REG	MAX	REG
1°	6"	75 lbs/pg <sup>2</sup> .	1772	30.8	-.-	42.0	-.-
2°	6"	75 "	311	35.0	-.-	45.0	-.-
3°	6"	75 "	534	109.5	43.0	84.0	32.8
4°	6"	105 "	3832	20.3	-.-	34.0	-.-
TOTAL			6449				

5.1.2.1.2.- Características Económicas de la ALTERNATIVA "A".

- Desde la quebrada de San Bartolomé, con una capacidad de -

38.4 l.p.s., para cubrir el consumo hasta segunda etapa del Sistema Alto.

ESPECIFICACION	GASTOS PARCIALES	GAST. GLOBALES
<u>CAPTACION</u>		
Obra Civil	100,000.00	
Indemnización a los regantes	2'611,200.00	2'711,200.00
<u>LINEA DE CONDUCCION.-</u>		
Mano de obra de instalación de la tubería (5020 m. a 50.00 m. l.)	251,000.00	
<u>TUBERIA.-</u>		
1368 m. de tubería de 6" P.V.C. clase 75 lbs/pg2. para los dos primeros tramos a 120.00 m.l.		
3652 m. de tubería de 8" P.V.C. clase 105 para el 3er. tramo a 190.00 m.l.	858,000.00	
<u>ACCESORIOS:</u>		
Obras de arte y obras adicionales para instalación y funcionamiento de la línea (estimado)	100,000.00	1'209,000.00
TOTAL		3'920,200.00
GASTOS GENERALES 40%		1'568,080.00
TOTAL GENERAL		5'488,280.00

- Segunda Etapa desde el manantial de Bunyoc con capacidad de

32.80 l.p.s. para cubrir el déficit del consumo de segunda etapa del Sistema Bajo.

<u>ESPECIFICACION</u>	<u>GASTOS PARCIALES</u>	<u>GAST.GLOBS.</u>
<u>CAPTACION</u>		
Obra Civil	80,000.00	
Indemnización de los regantes.	492,000.00	572,000.00
<u>LINEA DE CONDUCCION.-</u>		
Obra de mano instalación de tubería (6449 mts.a 50.00 ml.)	322,450.00	
TUBERIA:		
2617 m. de tubería de 6" P. V.C. clase 75 lbs/pg2. para los tres primeros tramos a razón de 120.00 ml.		
3832 m. de tubería de 6" P. V.C. clase 105 para el 4to. tramo a razón de 130.00 ml.		
	812,200.00	
ACCESORIOS:		
Obras de arte y obras adicionales para instalación y funcionamiento óptimo de la línea de conducción.	100,000.00	1'234,650.00
<u>TOTAL NETO</u>		<u>1'806,650.00</u>
<u>GASTOS GENERALES 40%</u>		<u>722,660.00</u>
<u>TOTAL GENERAL</u>		<u>2'529,310.00</u>

5.1.2.2.1.- Características Técnicas de la Alternativa "B".

Comprende:

La utilización del manantial de San Bartolomé para abastecer el Sistema Alto y el déficit del Sistema Bajo hasta segunda etapa, con un caudal de 71.20 l.p.s.-Ver plano A.P.01

TRAMO	DIAMETRO (pulg.)	CALIDAD (lb/#2)	LONGITUD (mts.)	GRADIENTE (‰)		GASTO(l.p.s.)	
				MAX	REG	MAX	REG
1°	8"	75 lbs/pg2.	989	42.3	21.0	105.0	71.2
2°	6"	75 "	379	129.0	81.0	95.0	71.2
3°	10"	105 "	3652	8.3	-.-	77.0	-.-
TOTAL			5020				

5.1.2.2.2.- Características Económicas de la alternativa "B".

Desde el Manantial de San Bartolomé con capacidad de 7120 l.p.s.

ESPECIFICACIONES	GASTOS PARCIALES	GASTO GLOBAL APROX.
-CAPTACION	100,000.00	
-Indemnización a los regantes.	4'950,000.00	5'050,400.00
-Línea de conducción- mano de obra en la instalación de 5020 mt.a S/.65.oo ml.	326,300.00	
-TUBERIAS 989 mt. de 8" clase 75, a S/.180.oo ml. 379 mt.de 6" - clase 75, a S/.120.oo ml. 3652 mt. de 10" clase 105 a S/.330.oo ml.	1'428,660.00	
-ACCESORIOS  Obras de artes y obras adicionales para la instalación y funcionamiento (estimado)	110,000.00	1'864,960.00
TOTAL NETO		6'915,360.00
Gastos Generales (40%)		2'766,144.00
TOTAL GENERAL:		9'681,504.00

5.1.2.3.1.- Características Técnicas de la Alternativa "C"

- Se utilizarán los manantiales de la quebrada de Ayabamba y Palcupacha, con una capacidad de 98.6 l.p.s.
- Cubrirá hasta la segunda etapa tanto de la Zona Alta como de la Zona Baja, con un gasto de 71.2 l.p.s. y además para

abastecer pequeños pueblos adyacentes al recorrido de la -  
 línea, considerando una población total de 10,000 Hb. y -  
 una dotación en el día de máximo consumo de 150 lts/Ht./  
 día; lo que equivale al 17.4 l.p.s. y un caudal adicional-  
 de emergencia de 10.00 l.p.s.

TOTAL: ..... 98.60 l.p.s.

CARACTERISTICAS:

TRAMO	DIAMETRO (pulg.)	CAUDAL (l.p.s)	LONGITUD (mts.)	GRADIENTE(‰)		GASTO (l.p.s)	
				MAX.	REG.	MAX.	REG.
1	10"	75	1404	22.5	13.5	135	98.6
2	10"	"	882	23.8	13.5	140	98.6
3	8"	"	1170	37.5	-	100	98.6
4	8"	"	1016	54.1	38.0	122	98.6
5	8"	"	1270	63.5	31.5	132	88.6
6	8"	"	1034	54.8	31.5	122	88.6
7	8"	"	744	62.1	31.5	130	88.6
8	8"	"	1772	30.8	26.2	90	88.6
9	8"	"	311	35.0	26.2	95	81.2
10	8"	"	534	109.5	-	130	81.2
11	12"	105	<u>3832</u> 13969	6.7	3.5	115	81.2

5.1.2.3.2.- Características Económicas de la Alternativa "C"  
 - Desde la Quebrada de Ayabamba y Palcapacha.

ESPECIFICACIONES	GASTOS PARCIALES	
Captación	400,000.00	
Obra Civil		
Indemnización de los regantes (apróx.)	1'479,000.00	
		1'879,000.00
Línea de Conducción:		
Mano de obra para instalar 13969 a S/.65.00 m.l.	907,985.00	
Tubería P.V.C.:		
7851 m. Ø 8" clase 75 a S/.		
180.00 m.l		
2286 m. Ø 10" clase 75 a -		
300 m.l.- 3832 m. Ø 12" cla		
se 150 a S/.540.00 m.l.	4'168,260.00	
ACCESORIOS		
Obras de arte y obras adicionales para la instalación y funcionamiento, óptimo de la línea (estimado)	300,000.00	5'376,245.00
TOTAL NETO		7'255,245.00
GASTOS GENERALES		2'902,098.00
TOTAL GENERAL		10'157,343.00

#### 5.1.2.4.- SOLUCION ESCOGIDA.-

A base de los costos analizados se puede formar el siguiente cuadro de comparaciones económicas:

//..



RESUMEN COMPARATIVO DE COSTOS DE INVERSION DE LAS SOLUCIONES

SOLUCION	Costo por Etapas (en soles)		Costo Total (en soles)	Población servida	Costo (soles) (por persona)
	Costo 1ra.	Costo 2a.			
A	5'488,280	2'529,310	8'017,590	40,290	200
B	9'681,504	-	9'681,504	40,290	240
C	10'157,343	-	10'157,343	50,290	202

Del cuadro anterior se deduce que la solución "A" es la que permite la menor inversión y por lo mismo es la que se ha es cogido para el presente estudio.

Se ha considerado innecesario hacer las comparaciones de cos tos equivalentes anuales por que es obvio que también indica rían como favorable a la solución A.

Por un motivo similar tampoco se han incluido dentro de la comparación económica, los costos de mantenimiento y opera - ción de las líneas, puesto que se deduce que tanto la parte de primera etapa de la solución A, como la solución integral B, tendrán iguales costos de mantenimiento y operación por tener las mismas longitudes de línea y similares obras de ar te. La parte de 2a. Etapa de la solución A puede encarecerla con un costo de operación y mantenimiento anual, estimado,

de 50,000 soles que en lapso de 15 años (de duración de la -  
2a. Etapa) podrá producir un costo total de 750,000 que sumados  
al costo de inversión de 8'017,590 darían un total de -  
8'767,590, que de todas maneras resulta inferior en 913,914.00  
al costo total de la solución B.

La solución C tendrá un costo de mantenimiento y operación -  
mayor que la solución "A", puesto que posee una longitud de-  
línea de conducción mayor en 7520 m. y más obras de arte e-  
instalaciones especiales.

Aparte de las consideraciones anteriores han gravitado deci-  
sivamente en la elección de la solución "A" las condiciones-  
de rapidez de amortización y la moderada inversión-, cosa -  
que caracterizan a los programas que para este fin se organizan  
con los préstamos que proporcionan los organismo internacionales  
de crédito.

La solución definitiva para resolver el problema del abaste-  
cimiento futuro de las zonas altas y bajas de la ciudad de -  
Tarma, comprenderá las siguientes partes:

- 1º.- Mejoramiento del actual sistema de captación y de la línea  
de conducción existente.
- 2º.- Construcción en primera etapa de una línea de conducción -  
de 5.02 km. de longitud, desde la quebrada de San-  
Bartolomé con capacidad y presión exclusivas y suficientes  
para resolver el problema fundamental de abastecer

hasta la segunda etapa; las actuales y futuras áreas de expansión de las zonas altas.

3º.- Construcción en segunda etapa, de una segunda línea de conducción desde el manantial de: BUNYAC - de 6.4 Km. - de longitud para servir conjuntamente con la línea de conducción existente, las actuales y futuras áreas de expansión de las zonas bajas.

El caudal requerido será obtenido del manantial BUNYAC y de alguna obra adicional de galerías filtrantes.

Subsiste la duda de que el manantial Bunyac proceda de una reinfiltración de la acequia vecina que viene desde la quebrada de Ayabamba, debido a la poca distancia que hay entre éstas, y a la diferencia de sus niveles, en cuyo caso su caudal estaría peligrosamente sujeto a variaciones y hasta a una posible extinción.

Esta situación, o las ocasionadas por razones de emergencia que (como se analiza en el capítulo anterior) - pueden producirse: por el abastecimiento a las poblaciones pequeñas que se encuentran diseminadas a lo largo del recorrido de las líneas; por el aumento de la población flotante de la ciudad; por el incremento de tipo industrial de alto consumo de agua, por la extinción de los actuales manantiales de las zonas de Ingenio y Achun

cha etc., pueden justificar la ampliación en tercera -  
etapa de la línea anterior hasta el buzón de reunión, -  
ubicado en la confluencia de las quebradas de Ayabamba-  
y Palcapaccha.

VALORES CARACTERISTICOS DEL ABASTECIMIENTO

SISTEMAS Y ETAPAS

E T A P A	S I S T E M A N° 1.-				
	Población	Dotación	Prom. D. 100%	Max. D. 130%	Max. H. 170%
Necesidades Inmediatas	14,065	150	24.3	31.6	41.3
Primera Etapa	19,970	180	41.5	54.0	70.5
Segunda Etapa	27,510	200	63.7	82.8	108.3

S I S T E M A N° 2 .-					
E T A P A	Población	Dotación	Prom.D. 100%	Max.D. 130%	Max. H. 170%
Necesidades Inmediatas	2,915	150	5.0	6.5	8.5
Primera Etapa	7,275	180	15.2	19.8	25.8
Segunda Etapa	12,780	200	29.6	38.4	50.3

GASTOS NECESARIOS POR ETAPA

ESPECIFICACIONES	PRIMERA ETAPA		SEGUNDA ETAPA	
	SIST. 1	SIST.2	SIST. 1	SIST. 2
NECESIDADES DE LA POBLACION	54.00	19.80	82.80	38.4
CAPACIDAD ACTUAL DE LA LINEA	50	-	50	-
DEFICIT	4.00	19.80	32.80	38.4

### 5.1.3.- DESCRIPCION DEL PROYECTO.-

#### 5.1.3.1.- Sistema de Captación.- 1ra. Etapa.-

De acuerdo a la alternativa considerada para el presente estudio, tenemos en cuenta 2 sistemas de captaciones; uno para la zona baja y otro para las zonas altas.

##### 5.1.3.1.1.- Captación para la Zona Baja.-

Dentro de este aspecto se consideran, la inspección, limpieza, resane y recompostura de todas las cajas de captación y de reunión del actual sistema de captación; también sería conveniente realizar la limpieza de dos drenes actuales y la construcción de drenes adicionales a fin de incrementar la explotación del gasto actual a 54 l.p.s.

##### 5.1.3.1.2.- Captación para las Zonas Altas.-

Para primera etapa es necesario captar solamente 19.8 l.p.s.- del manantial de San Bartolomé.

##### Captación del Manantial de San Bartolomé.-

Servirá para alimentar el sistema alto, en 1ra. y 2da Etapa.

##### Ubicación:

El manantial se encuentra en la quebrada que corre paralelamente a la carretera hacia Jauja, aguas arriba 2 km. del manantial Ingenio. La fuente aflora a media ladera sobre la -

cota 3308, con un gasto promedio de 60 l.p.s.

#### Captación.-

Está formada por una estructura de concreto armado de 2 ambientes o mejor dicho 2 cámaras, húmeda y seca.

Cámara Seca: servirá para abrigar 2 válvulas de 6" y 8", correspondientes a línea de conducción y a la tubería de desagüe, y una válvula de compuerta reguladora de gasto.

Cámara húmeda: Esta cámara está dividida en 3 secciones:

La primera sección de 1.10 m. de ancho, se halla en contacto con el manantial, se pone en comunicación con el exterior mediante un canal de derivación, y con la segunda sección por medio de un vertedero triangular.

La segunda sección de 0.85 m. de ancho, está en comunicación directa con la línea de conducción, a ésta sección llega el agua de la primera sección después de atravesar un vertedero triangular tipo Thomson, que va adosado al muro de 0.15 m. de ancho y 1.35 m. de altura. El vertedero será convenientemente calibrado en obra para certificar las alturas correspondientes a los gastos.

Tercera Sección:- de 0.60 de ancho, servirá como canal de desagüe directo del gasto remanente que exceda al necesario. El caudal remanente será vertido a esta sección por 2 canaletas de rebose, de sección rectangular de 0.20 de ancho y

0.15 de alto, que serán colocados transversalmente a la primera sección de manera que sus bordes superiores coincidan con el nivel máximo que corresponde al gasto máximo explicable.

El ingreso a la cámara húmeda como a la cámara seca se hará por 2 entradas circulares de 0.60 m. de diámetro, provistos de sus correspondientes tapas, tipo buzón. Se descenderá al interior por escalinatas con pasos de  $f^{\circ}f^{\circ}$  de  $3/4''$  de diámetro colocados a 0.30 m. de intervalo vertical.

Funcionamiento: - El agua del manantial se acumulará en la primera sección de la cámara húmeda, para luego pasar a la segunda sección atravesando un vertedero triangular, en el cual se controla el gasto.

De la segunda sección, el agua saldrá hacia la población por intermedio de una tubería de 6" de diámetro.

El control del máximo nivel en la primera sección de la cámara húmeda, se hará por medio de un rebose a las canaletas de aluminio que transversalmente a la sección descargarán en el canal de desagüe.

El desagüe de la primera sección se hará por un canal cerrado de sección rectangular de 0.60 x 0.20 m. Para cerrar el canal y controlar el nivel de agua, se instalará en la cámara seca, la compuerta de eje vertical antes mencionada.



El agua excedente será devuelta por el canal, para su aprovechamiento por la comunidad.

El rebose y desagüe de la segunda sección se hará por un sistema de tuberías de f°f° de 10" y 8" de diámetro respectivamente. El sistema se controlará por una válvula de compuerta de 8" de diámetro.

Especificaciones: El concreto a utilizarse tendrá las si - guientes características:

$$F_y = 2800 \text{ K}^{\text{cm}}/\text{an}^2.$$

$$F'_c = 175 \quad "$$

La ventana de la cámara seca llevará un enrejado metálico - de protección.

Las canaletas de rebose serán de aluminio.

El canal de desagüe tendrá una parrilla de 3/4" a 0.05 m. - de intervalo.

Cálculo de la sección triangular del vertedero.

De acuerdo a la Fórmula de King (Ver cuadro 5.1.3.1.2 )

$$Q = 2.52 H^{2.47}$$

H en Pies

Q en pies cúbicos/seg.

Para un vertedero triangular a 90°, plancha de fierro sin - pulir, espesor 1/16" bordes afilados.

Para 19.8 l.p.s. corresponde una altura de 18.2 cm, en este

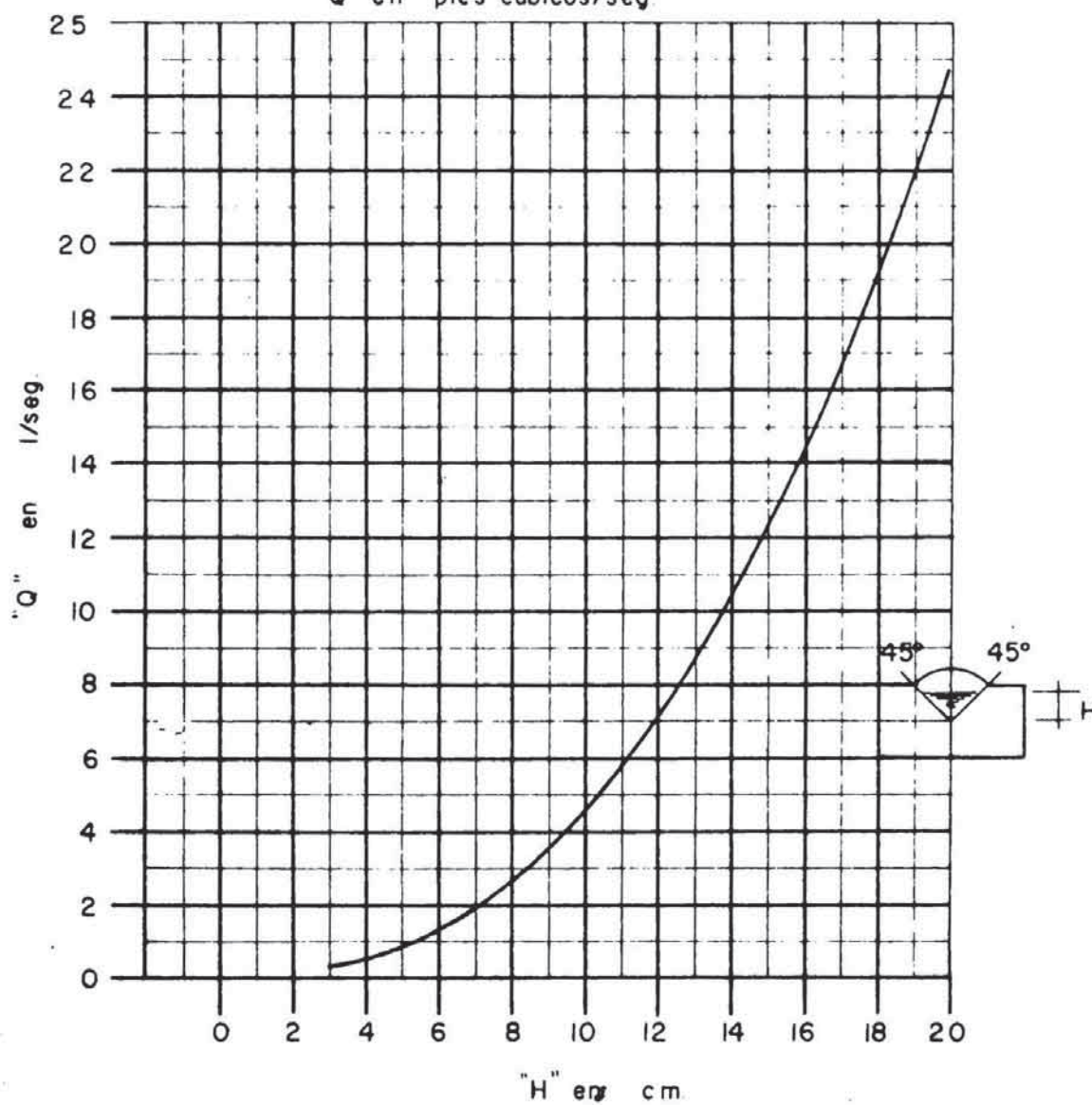
VERTEDERO TRIANGULAR A 90°, PLANCHAS DE FIERRO  
SIN PULIR ESPESOR APROXIMADO 1/16" BORDES AFILADOS

FORMULA DE KING :

$$Q = 2.52 H^{2.47}$$

H en pies

Q en pies cubicos/seg.



vertedero se le dejará margen para necesidades de una etapa posterior.

Ver planos ( A.P.02 ; A.P.03).-

#### 5.1.3.2.- Conducción.-

Para el Sistema Bajo.- Comprende la actual línea de conducción de los manantiales Ingenio, Achuncha y Agüero, a la cual se le hará una limpieza total de la línea, tratando en lo posible marcar su ubicación para facilitar futuros trabajos, y la comprobación de funcionamiento. Portará el gasto de 54 l.p.s.

Para el Sistema Alto.- Comprende la línea de conducción desde San Bartolomé a la población, tiene una longitud de 5,020 m. atenderá exclusivamente las necesidades de las zonas altas para lo cual portará los siguientes gastos.

Para 1ª. Etapa - 17.2 l.p.s.

Para 2ª. Etapa - 38.4 l.p.s.

Ver Plano A.P.04.-

//..

CARACTERISTICAS:

TRAMO	DIAMETRO	CALIDAD	LONGITUD	GRADIENTE		GASTO	
				MAX	REG.	MAX.	REG.
1°	6"	75 lbs/	989	42.3	28.0	50.0	38.4
2°	6"	75 "	379	129.0	28.0	95.0	38.4
3°	8"	105 "	3652	8.3	-	44.0	-
TOTAL			5020				

El regulamiento de cada uno de los tramos se hará instalando al final del tramo dos válvulas de compuerta. Las válvulas irán albergadas en la cámara seca de la caja tipo mixta rompe-presión - (Ver Plano A.P.08 y A.P.09).-

El primer tramo está entre la captación y la cámara mixta - rompe-presión N°1, el segundo tramo hasta la cámara mixta - rompe-presión N°2 y el tercer tramo hasta el reservorio.

Ver Planos: A.P.05; A.P.06 y A.P.07.-

5.1.3.3.- Almacenamiento.-

Como se dijo anteriormente las deficientes condiciones del actual abastecimiento impidieron realizar investigaciones - representativas de las variaciones de consumo para determinar los volúmenes por el método del "Diagrama Masa", razón por la cual se emplearon los criterios ya enunciados; obte-

niéndose el siguiente cuadro.

SISTEMA	ETAPA	POBLACION	A L M A C E N A M I E N T O			
			REGULACION	RESERVA	INCENDIO	TOTAL
Nº 1	C.Actuales	14,065	350	175	144	670
ZONA	1ª.ETAPA	19,970	600	300	144	1050
BAJA	2ª. "	27,510	920	460	144	1600
Nº 2	C.Actuales	2,915	70	35	144	250
ZONAS	1ª.ETAPA	7,275	220	110	144	480
ALTAS	2a. "	12,780	430	215	144	800

La capacidad de los reservorios proyectados para cada uno - de los sistemas, se ha determinado mediante el siguiente - cuadro:

SISTEMA	ETAPA	VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO		
		EXISTENTE	NECESARIO	PROYECTADO
"1"	PRIMERA	800	1050	-
ZONA	SEGUNDA	800	1600	800
BAJA	PRIMERA	800	475	800
ZONAS	SEGUNDA	-	800	-
ALTAS				

Como puede apreciarse en el cuadro anterior, el sistema 1: de la zona baja, al término de la Primera Etapa tendrá un - déficit virtual de almacenamiento de 250 m3. Dicho déficit no se ha tenido en cuenta para proyectar un nuevo reservo -

rio, debido a que se puede anticipar la construcción del reservorio de 800 m<sup>3</sup>. programado para 2da. etapa.

Los reservorios tendrán las siguientes características generales:

Reservorio N° 1.- Que atenderá las necesidades correspondientes hasta 1° etapa del Sistema N° 1, con una capacidad restringida recomendada de 800 m<sup>3</sup>.siendo su capacidad real de 1000 m<sup>3</sup>.

Reservorio N° 2.- Que atenderá las necesidades correspondientes hasta 2da. etapa del sistema N°2, con una capacidad de - 800 m<sup>3</sup>.

Reservorio N° 3.- Que atenderá las necesidades, en 2da. etapa del sistema N°1, con una capacidad de 800 m<sup>3</sup>.

#### Características y Ubicación.-

Reservorio N° 1.- Sus características y ubicación están descritas anteriormente, en el capítulo del sistema existente.

Reservorio N° 2.- Estará apoyado en la cota N°3182.50 del Barrio San Martín, funcionará como reservorio de cabecera, ligado directamente con la línea de conducción que llega desde San Bartolomé.

El Reservorio N° 2.- Tendrá una sección circular de 1500 m.- de diámetro y 5.30 m. de altura (altura de agua 4.70)

El detalle del diseño del reservorio se puede apreciar en el

plano (A.P.10), que es común para los reservorios N° 2 y 3- por tener igual volumen.

#### Reservorio N° 3.-

El reservorio será de 800 m<sup>3</sup>, apoyado en la cota 3129.50 - ubicado en la zona alta del Barrio Vista Alegre, a inmediaciones del cementerio; funcionando como reservorio de cabecera y estará ligado a la línea de conducción que viene desde Bunyac. El detalle del diseño se puede apreciar en el plano (A.P.10).-

Los elementos integrantes de la estructura comprende:

- Cámara interna rompe presión
- Caseta de válvulas
- Sala de clorinación
- Los equipos de medición de gasto y control de variación de niveles.
- La ventilación y accesos

#### 5.1.3.4.- Red de Distribución.-

##### INTRODUCCION.-

Se considera como objetivo de la instalación de la red de distribución, el proveer agua para usos domésticos, de la industria, extinción de incendios y jardines públicos. Por

esta razón una red de distribución debe alcanzar todas las habitaciones de una población, permitir una colocación a distancias convenientes de grifos contra incendios. Debe tener en cuenta la necesidad de reparar alguna vez tramos de la red de agua, para lo cual es necesario colocar válvulas en lugares mas convenientes.

Las tuberías de distribución deberán colocarse aún lado de la calle, y a una distancia igual a la línea de fachada, a fin de conocer su ubicación. Debiendo colocarse a una profundidad tal que no sufra con el tráfico.

Las tuberías deberán colocarse lo mas alejado posible de los colectores de desagüe, la velocidad del agua en los conductos será de 0.60 - 2.00 mt/seg.

#### Colocación de Válvulas.-

Lás válvulas serán colocadas tan frecuentes como sea posible. Una válvula colocada en cada una de las líneas que se cruzan permitiría aislar cada una de las 4 zonas para el caso de reparaciones; sin embargo esta forma de colocarlas resultaría costosa.

De acuerdo a este criterio se han colocado válvulas teniendo en cuenta una práctica de orden económico y técnico. Ver plano . A.P.13; A.P.12, A.P.11.-



Colocación de Grifos contra incendios.-

Lo más conveniente es en la intercepción de las calles, de esta manera puede atenderse a un siniestro en 4 direcciones en poblaciones de mediano tamaño y de manzanas de 100 mt. - de lado. Ver plano A.P.11, A.P.12, A.P.13.-

### COEFICIENTE "C" DE HAZEN - WILLIAMS

Un grupo de Ingenieros de la Dirección de Obras Sanitarias del Ministerio de Fomento y Obras Públicas, realizó varias pruebas pitométricas en tuberías matrices representativas de la red de agua potable de la ciudad.

Se utilizó un pitómetro perteneciente a la Dirección de Obras Sanitarias del Ministerio de Fomento y O.P., al cual previamente se le había encontrado su coeficiente de corrección para diferentes velocidades.

El procedimiento fué el siguiente:

- Después de seleccionar los tramos a investigar se procedió a medir con exactitud la longitud entre los puntos en los cuales iban a ser colocados los manómetros. También se encontró la diferencia de cotas con un nivel.
- Se procedió a cerrar todas las válvulas de los ramales laterales y las conexiones domiciliarias. Se instaló el pitómetro en el punto medio del tramo.
- Se instalaron los manómetros en los puntos indicados y se realizaron las lecturas de las presiones en dichos puntos.
- Simultáneamente a la lectura de los manómetros se fué leyendo en el pitómetro los desniveles del líquido indicador correspondientes a cada pulgada de altura con respecto al fondo de la tubería.

Posteriormente estos datos fueron llevados a un gráfico - de transversa de las velocidades para hallar la velocidad promedio de escurrimiento del agua dentro de la tubería.

- El cálculo del coeficiente "C" se hizo en base a la fórmula de Hazen Williams:  $Q = 0.0004266 C D^{2.63} S^{0.54}$

Despejando el coeficiente "C" :

$$C = \frac{Q}{0.0004266 D^{2.63} S^{0.54}}$$

- Al tenerse todos los datos del 2º miembro de esta ecuación se encontró el coeficiente "C" de las tuberías que en promedio resultó ser de 130.

Este resultado es factible dada la poca antigüedad de las tuberías y su relativamente grande diámetro.

∅.....∅

## RED DE AGUA.-

El problema del cálculo de las redes de distribución de agua, se ha resuelto aplicando las leyes eléctricas de Kirchoff.

a.- La suma de los caudales que entran en un nudo, es igual a la suma de los que salen.

b.- La pérdida de carga a lo largo de un circuito cerrado - es igual a cero y junto con la ley que expresa la pérdida de carga en función del caudal, obtendremos un sistema de ecuaciones que se resolvería muy trabajosamente - por tanteos.

El problema en su forma más sencilla, consiste en dar  $\emptyset$  de las tuberías, el punto de entrada y salida del agua con los caudales correspondientes, y la ley que enlaza el caudal - con la pérdida de carga, a partir de lo cual se conocerá la citada pérdida de carga en los distintos puntos de la Red.

DISEÑO.- Para el cálculo de la red se ha considerado hasta la 2da. etapa, por razones de orden técnico económico.

Los cálculos se han hecho para:

Máximo Horario (2da. Etapa)

Máximo Diario + Incendio (2da. Etapa)

Mínimo Horario (2da. Etapa)

SISTEMA	MAXIMO HOR.	M. HORARIO + INCENDIO	MINIMO HORARIO
N°1 ZONA	108.3	102.80	25.5
BAJA			
N°2 ZONAS	50.3	58.4	15.4
ALTAS			

Con lo cual deducimos que cuando exista un incendio, las condiciones no van a tener variación notable con respecto a las condiciones normales de máximo horario.

La malla se ha trazado tratando en lo posible de ser equidistantes los extremos del reservorio.

Para la zona N° 1.- La malla tiene 6 circuitos, con tuberías existentes en su mayoría de C = 130, como ya se ha calculado anteriormente, y se completa dicha malla con tubería nueva de C 140. Ver plano A.P.15 y cuadro.

Para la zona N° 2.- se ha trazado una malla, con 1 circuito y varios ramales, con tubería nueva C 140.

Debido a la configuración geográfica, de diferentes niveles se hace imprescindible trabajar con válvulas reductoras de presión, que en estos casos es mucho más recomendable que reservorios diseminados.

En los siguientes cuadros se puede apreciar las elevadas -  
 cargas estáticas que soportan los diferentes puntos de la -  
 red, tanto en la zona baja de servicio como en la alta. -  
 Siendo estas presiones en las peores condiciones, las reba-  
 jaremos por medio de válvulas reductoras, a presiones que -  
 oxilen entre 15 -50 mt.; con lo cual se obtendría un buen -  
 servicio:

PUNTO	COTA DEL RESERVORIO	COTA DE TERRENO	CARGA ESTATICA M.
A	3128.00	3102.00	26.00
B	3128.00	3102.00	28.00
C	3128.00	3100.00	28.00
D	3128.00	3098.00	30.00
E	3128.00	3099.00	29.00
F	3128.00	3102.00	26.00
G	3128.00	3101.00	27.00
H	3128.00	3094.60	34.00
I	3128.00	3094.00	34.00
J	3128.00	3092.00	36.00
K	3128.00	3090.00	38.00
L	3128.00	3084.00	44.00
M	3128.00	3077.00	51.00
N	3128.00	3072.00	56.00
O	3128.00	3070.00	58.00
P	3128.00	3076.00	52.00
Q	3128.00	3086.00	42.00
R	3098.00	3128.00	30.00
S	3097.00	3128.00	31.00
T	3093.00	3128.00	35.00

ZONA BAJA DE SERVICIO - CARGA ESTATICA.-

PUNTO	COTA DE TERRENO .-	COTA DEL RESERVORIO	CARGA ESTATICA M.
A	3131.00	3182.50	51.5
B	3135.00	3182.50	47.5
C	3115.00	3182.50	67.5
D	3110.00	3182.50	72.5
E	3116.00	3182.50	66.5
F	3104.00	3182.50	78.5
H	3083.00	3182.50	99.5
I	3089.00	3182.50	93.5
J	3107.00	3182.50	75.5
K	3115.00	3182.50	67.5

ZONA ALTA DE SERVICIO - CARGA ESTATICA.-

CALCULO DE LA RED POR EL METODO DE HARDY CROSS.-

La red se ha calculado para el máximo horario y mínimo horario, no así para el máximo diario + incendio, por que dicho valor es casi igual al del máximo horario, por lo tanto no daría ninguna variación, además se cuenta con buenas cargas estáticas. Ver cuadros 5.1.3.4C y 5.1.3.4D.

Las salidas de los reservorios (se ha tomado gastos proporcionales a los abastecimientos de ellos, tanto en máximo horario como en mínimo).

En la malla de la zona baja de servicio, existen varias tuberías de  $\emptyset$  10" que no originan pérdidas de cargas, pero que son tuberías existentes. Ver gráfico 5.1.3.4.A; 5.1.3.4.B.-

El computo hidráulico se ha balanceado, hasta que el error del gasto no de variaciones en el abaco.

Las salidas de gasto de la malla son proporcionales a los consumos por zonas.

La zona alta de servicio, no se ha calculado por el método de Hardy Cross (Ver cuadro 5.1.3.4F y G) debido a que carece de circuitos, ya que su topografía presenta un talud con ángulos de  $45^{\circ}$  aproximadamente; siendo mas conveniente sacar 2 ramales con presiones necesarias para cada sub-zona de servicio.

El ramal más grande que se puede apreciar en el Plano N° 5.1.3.4E y 5.1.3.4D se le ha rebajado la presión en 30 mts. antes del nudo K. y 20 m. al ramal IH.

Tuberías de relleno.- Se han diseñado de acuerdo a la densidad de las zonas, variando estas de 6" y 4" en la zona baja por ser mas densa y de 4" y 3" en las zonas altas por ser menos densas.

También se han proyectado cambios en la zona central, esto quiere decir que antiguas tuberías de 3" y aquellas que se han encontrado deterioradas se han reemplazado por otras.- Ver Plano A.P.11, 12, 13 , 16 y 17.

//..



INSTALACION DE REDES PROGRAMADAS

SISTEMA	CIRCUITOS MATRICES					REDES DE RELLENO.		
	4"	6"	8"	10"	TOTAL	3"	4"	TOTAL
SISTEMA "1" (ZONA BAJA)	1,183	2,035	605	100	3,923	-	1,373	5,296
SISTEMA "2" (ZONA ALTA)	1,840	3,030	-	500	5,370	875	1,345	7,590
TOTAL	3,023	5,065	605	600	9,293	875	2,720	12,886

CAMBIOS PROYECTADOS

CAMBIOS					LONGITUD
Concreto Hume	8"	por	P.V.C.	6"	115
"	8"	"	"	4"	1565
"	6"	"	"	4"	70
"	6"	"	"	6"	52
"	4"	"	"	4"	3201
"	3"	"	"	4"	3777
"	2 1/2"	"	"	4"	265
T O T A L:					8,554

PRESIONES DE SERVICIO.- De acuerdo a los cuadros N°5.1.3.4.G, H, I, J en los cuales conocemos las perdidas de cargas por tramos, se ha calculado la cota piezométrica, que restado de la cota de terreno nos da la presión máxima y mínima, máxima; con la carga estática y mínima en la hora de máximo consumo. Ver cuadros

Las conexiones domiciliarias se harán según especificaciones que figuran en el Plano A.P.18.-

Ø.....Ø

TRAMO	LONGITUD m.	GASTO lt/seg.	DIAMETRO	C	S m/km	hf (m.)
KA	1180	6.7	6"	140	1.1	1.30 m
AB	400	2.0	4"	140	0.8	0.30
KC	500	25.8	10"	140	1.1	0.50
CB	1030	6.6	6"	140	1.1	1.10
CD	900	16.2	6"	140	5.5	4.90
DE	450	10.3	6"	140	2.2	1.00
EF	360	3.8	6"	140	0.40	0.10
KJ	1230	13.3	6"	140	2.6	4.50
JI	800	9.8	4"	140	15	12.00
IH	1040	2.8	4"	140	1.5	1.60

ZONA ALTA DE SERVICIO - COMPUTO HIDRAULICO

PARA 2da. ETAPA - MAXIMO HORARIO.-

CUADRO 5.1.3.4.E.-

TRAMO	LONGITUD m.	GASTO lit/seg.	DIAMETRO	C	S m/k	hf m.
KA	1180	1.6	6"	140	-	-
AB	400	0.5	4"	140	-	-
KC	500	6.0	10"	140	-	-
CB	1030	1.5	6"	140	-	-
CD	900	3.8	6"	140	0.40	0.36
DE	450	2.5	6"	140	0.18	0.08
EF	360	0.9	6"	140	-	-
KJ	1230	3.2	6"	140	1.90	2.40
JI	800	2.4	4"	140	1.10	0.90
IH	1040	0.7	4"	140	0.10	0.10

ZONA ALTA DE SERVICIO - COMPUTO HIDRAULICO

PARA 2da. ETAPA - MINIMO HORARIO.-

CUADRO 5.1.3.4.F.-

PUNTO	COTA DE TERRE- NO EN M.	C.RESERVO- RIO EN M.	CARGA ES- TATICA EN M.	-30.m. POR VALVULA RE- DUCTORA N°1.	CARGA ESTA- TICA CON (VR 1)	-20 m. POR VALVULA RE- DUCTORA N°2.	CARGA ESTA- TICA CUANDO ACTUAN VR-1; VR-2
RESERVORIO	3182.50	3182.50	-	-	-	-	-
A	3131.00	3182.50	51.5	-30.0	21.5	-	21.5
B	3135.00	3182.50	47.5	-30.0	17.5	-	17.5
C	3115.00	3182.50	67.5	-30.0	37.5	-	37.5
D	3110.00	3182.50	72.5	-30.0	42.5	-	42.5
E	3116.00	3182.50	66.5	-30.0	36.5	-	36.5
F	3104.00	3182.50	78.5	-30.0	48.5	-	48.5
H	3083.00	3182.50	99.5	-30.0	69.5	20.0	49.5
I	3089.00	3182.50	93.5	-30.0	63.5	20.0	43.5
J	3107.00	3182.50	75.5	-30.0	45.5	-	45.5
K	3115.00	3172.50	67.5	-30.0	37.5	-	37.5

ZONA ALTA DE SERVICIO

PRESIONES EN CONDICIONES DE MINIMO CONSUMO  
 ACTUANDO LAS 2 VALVULAS REDUCTORAS DE PRESION  
 VR-1 UBICADO EN LA ENTRADA A LA MALLA  
 VR-2 " " EL TRAMO FINAL JI Y AFECTA IH

CUADRO 5.1.3.4.G.-

PUNTO	COTA DE TERRE- NO EN M.	C. PIEZOMETRI- CA EN M.	PRESION EN M.	-30 m. Por VALVULA N°1 REDUCTORA	PRESION CON V.R. N°1	-20 m. Por VALVULA N°2 REDUCTORA	PRESION EN ME- TROS CUANDO - ACTUAN LAS V-1 y V-2 R.P.
RESERVORIO	3,182.50	3,182.50	-	-	-	-	-
A	3,131.00	3,180.10	49.10	-30.00	19.10	-	19.10
B	3,135.00	3,179.80	47.50	-30.00	17.50	-	17.50
C	3,135.00	3,180.90	65.90	-30.00	35.90	-	35.90
D	3,110.00	3,176.00	66.00	-30.00	36.00	-	36.00
E	3,116.00	3,175.00	59.00	-30.00	29.00	-	29.00
F	3,104.00	3,174.90	70.90	-30.00	40.90	-	40.90
H	3,083.00	3,163.30	80.30	-30.00	50.30	- 20	30.30
I	3,089.00	3,164.90	65.90	-30.00	35.90	- 20	15.90
J	3,107.00	3,176.90	69.90	-30.00	39.90	-	39.90
K	3,115.00	3,181.40	66.40	-30.00	36.40	-	36.40

ZONA ALTA DE SERVICIO

PRESIONES EN CONDICIONES DE MAXIMO CONSUMO.  
 ACTUANDO LAS 2 VALVULAS REDUCTORA DE PRESION  
 VR-1.- UBICADA EN LA ENTRADA A LA MALLA  
 VR-2.- " " EL TRAMO FINAL JI Y AFECTA IH

PUNTO	COTA TERRENO M.	COTA PIEZOMETRI- CA M.	PRESION M.
A	3102.00	3123.70	21.70
B	3100.00	3123.65	23.65
C	3100.00	3123.60	23.60
D	3098.00	3123.59	25.59
E	3099.00	3123.47	24.47
F	3102.00	3123.33	21.33
G	3101.00	3123.25	22.25
H	3094.60	3123.82	29.22
I	3094.00	3123.59	29.59
J	3092.00	3121.95	29.95
K	3090.00	3120.85	30.85
L	3084.00	3118.30	34.30
M	3077.00	3113.90	36.90
N	3072.00	3110.80	38.80
O	3070.00	3111.89	41.89
P	3076.00	3114.79	38.79
Q	3086.00	3119.80	33.80
R	3098.00	3121.67	23.67
S	3097.00	3123.10	26.10
T	3093.00	3117.64	24.67

ZONA BAJA DE SERVICIO  
PRESIONES EN CONDICIONES DE MAXIMO CONSUMO.-

CUADRO 5.1.3.4.I.-

PUNTO	COTA TERRENO	COTA PIEZOMETRICA	PRESION
A	3102.00	3126.80	24.80
B	3100.00	3126.80	26.80
C	3100.00	3126.80	26.80
D	3098.00	3126.80	28.80
E	3099.00	3126.80	27.80
F	3102.00	3126.79	24.79
G	3101.00	3126.78	25.78
H	3094.60	3126.80	32.20
I	3094.00	3126.80	32.80
J	3092.00	3126.68	24.68
K	3090.00	3126.60	36.60
L	3084.00	3126.43	42.43
M	3077.00	3126.13	49.13
N	3072.00	3126.00	54.00
O	3070.00	3126.00	56.00
P	3076.00	3126.00	50.20
Q	3086.00	3126.53	40.53
R	3098.00	3126.66	28.66
S	3097.00	3126.73	29.73
T	3093.00	3126.39	33.39

ZONA BAJA DE SERVICIO  
PRESIONES EN CONDICIONES DE MINIMO CONSUMO

CUADRO 5.1.3.4.J.-



## C A P I T U L O - VI

### 6.- SISTEMA DE ALCANTARILLADO

#### 6.1.- OBJETO DEL PROYECTO.-

Las obras consideradas en este proyecto tienden a resolver en forma integral los problemas derivados de la eliminación de las aguas negras en la ciudad de Tarma, durante los próximos 30 años que comprenden la Primera y Segunda etapa de las Obras Proyectadas.

Los principales objetivos que se han tomado en cuenta al diseñar el sistema de alcantarillado, son los siguientes:

- Utilizar al máximo las estructuras existentes, tanto como sea practicable; se mejorarán sus condiciones de trabajo, aliviando aquellos tramos cuyas pendientes sean deficientes, y no ofrezcan garantía para el funcionamiento normal de la red.
- Ampliar el servicio de alcantarillado a las zonas urbanas que actualmente carecen de él y proveer el servicio para las zonas de expansión futura.
- Solucionar el problema de evacuación final de las aguas negras; su conducción hasta una zona apropiada donde no constituya peligro ni molestia para la población y el grado y tipo de tratamiento que ellas requieren.

//..

## 6.2.- DISPOSICION FINAL DE LAS AGUAS NEGRAS.-

La disposición final de las aguas negras presenta dos soluciones:

- Descargar en un curso de agua, con o sin tratamiento previo
- Descargar bajo o sobre la superficie del terreno, con o sin tratamiento previo.

La evacuación en un curso de agua es el método más común y se conoce como evacuación por dilución. La evacuación sobre el terreno se denomina riego cuando es superficial y evacuación-subterránea cuando se realiza bajo la superficie del terreno. Esta última solo es practicable cuando el volumen de aguas negras es pequeño.

No es aplicable a nuestro caso.

## 6.3.- SOLUCIONES CONSIDERADAS.-

Para dar disposición final a las aguas negras se tienen como ya se expresó anteriormente las siguientes soluciones:

6.3.1.- Evacuación sobre terreno superficial.- Esta solución comprende dos casos:

- Vertimiento directo de las aguas negras sobre el terreno, - sin ningún tratamiento previo.- Esta solución no es recomendable para Tarma debido a que se trata de un valle estrecho y a que el 100% de sus terrenos estan dedicados al cul-

- tivo de plantas de tallo corto, como por ejemplo: papas, -  
ollucos, verduras, maíz y otras, cuya contaminación sería -  
inminente.
- Vertimiento de las aguas negras sobre el terreno previo trata  
tamiento. Con esta solución se evitaría la contaminación -  
de los terrenos de cultivo.
  - El tratamiento se podría aplicar por dos métodos:
    - a) Mediante una Planta de Tratamiento constituida por un -  
tanque Imhoff y Filtros Biológicos de alta capacidad, -  
por tratarse de un sistema compacto, o
    - b) Mediante Lagunas de Estabilización.

El efluente de ambos tratamientos podría ser utilizado para -  
riego o en caso contrario evacuarlo al río Tarma.

Los dos métodos son buenas soluciones al proyecto pero teniendo  
en cuenta la existencia de una solución mucho más económi-  
ca que las enumeradas, lógicamente se ha adoptado esta última  
que se menciona a continuación:

6.3.2.- Evacuación por dilución.- Consiste en descargar las -  
aguas directamente al Río Tarma sin ningún tipo de tratamien-  
to. Esta es la solución escogida.

Se han tenido en cuenta las siguientes características del -  
cuerpo receptor:

Que aguas abajo del río Tarma ninguna población utiliza las -

aguas para su consumo ni para riego.

Que las ciudades más cercanas abajo de la descarga se encuentran a 13 km. (Acobamba) y 30 km. (Palca) de distancia.

Que debido al lecho irregular y fuerte pendiente del río, favorece a la realización de un fenómeno natural de aereación, asegurando la auto purificación de las aguas de este río.

Que el volumen mínimo aforado en el río es de 316 l.p.s.

Se ha adoptado como solución, la evacuación directa de las aguas negras al río Tarma sin ningún tratamiento.

#### 6.4.- SOLUCION INTEGRAL PROPUESTA.-

El Río Tarma está conformado por la confluencia de los ríos Collana y Tarama, dicha unión se realiza dentro del radio urbano actual, para luego seguir a través de una canalización abierta por el lado Oeste de la ciudad.

Su régimen de escurrimiento es variable, presentándose el caudal máximo en los meses de Enero, Febrero y Marzo; coincidiendo con la "época de lluvias". El caudal mínimo se presenta en la época de calor, que corresponde a los meses de Julio, Agosto y Setiembre.

Para encontrar estos caudales Máximos y Mínimos del cuerpo receptor se efectuaron aforos correspondientes a las épocas de lluvia y calor respectivamente.

AFORO N°1.- Se efectuó en el mes de Agosto del año 1965

- El vertedero se ubicó a 10 metros de la descarga aguas arriba.
- Se utilizó Vertedero Tipo Rectangular.
- Se efectuaron tres mediciones, cuyos resultados fueron los siguientes:

N° DE AFOROS	GASTOS EN L.P.S.
1°-----	321
2°-----	317
3°-----	310
Promedio-----	316

AFORO N°2.- Se efectuó en el mes de Febrero de 1965.

- Los vertederos se ubicaran a 10 metros de la confluencia de los ríos Collana y Tarama, en cada uno de ellos se colocó un vertedero.
- Se utilizó vertedero Tipo Rectangular.
- Se efectuaron tres mediciones en cada uno de los Ríos cuyos resultados fueron los siguientes:

AFOROS DEL RIO COLLANA.-

N° DE AFOROS	GASTOS EN L.P.S.
1°-----	173
2°-----	172
3°-----	162
Promedio-----	169

AFOROS DEL RIO HUANTAY O TARAMA

Nº DE AFOROS	GASTOS EN L.P.S.
1º-----	1854
2º-----	1850
3º-----	1860
Promedio -----	1855

Por consiguiente el caudal Máximo del Río Tarma será la suma de los caudales promedios del Collana y Tarama, cuyo valor es 2024 l.p.s.

Además el cuerpo receptor posee una pendiente de 1% como promedio en su recorrido dentro de la zona urbana.

Como se menciona anteriormente, las ciudades más próximas se encuentran a 13 y 30 km. de la descarga aguas abajo, ellas son Acobamba y Palca respectivamente.

El río Tarma incrementa su caudal debido a la confluencia con el Río Palcamayo por su margen derecha en la ciudad de Palca. El caudal del Río Palcamayo se estima en 3000 l.p.s. como promedio.

6.5.- GASTOS POR EVACUAR.-

En el estudio General de Abastecimiento de Agua Potable se ha previsto los siguientes consumos:

//..

<u>ETAPAS</u>	<u>CONSUMOS</u>	
	Promedio	Max. Horario
Necesidades Actuales	29.3	49.8
Primera Etapa	56.7	96.3
Segunda Etapa	93.3	158.6

Para el cálculo de los colectores, se considera dos zonas importantes Zona Alta, donde no existe agua freática por consiguiente para el diseño de colectores se considera que el agua consumida ingresa íntegramente a la red de desagües. Zona Baja o Central, donde además de considerarse la evacuación del 100% del agua consumida, se considera un incremento unitario de 0.005 lts/seg/ml. correspondiente al agua freática existente en la zona considerada.

Los cálculos de los caudales se efectuarán a base del MAXIMO-HORARIO que se presentará en la Segunda Etapa del Proyecto. Finalmente, los gastos por evacuar serán los siguientes para cada etapa de realización.

<u>ETAPAS</u>	<u>CAUDALES EVACUADOS EN L.P.S.</u>		
	Doméstico	Esc. Freático	Total
Necesidades Actuales	49.8	17.2	67.0
Primera Etapa	96.3	32.7	129.0
Segunda Etapa	158.6	82.1	240.7

A continuación presentamos un cuadro donde figuran los caudales que drenaran los colectores principales hasta el final de

la Segunda Etapa.

Además, se ha calculado la capacidad máxima de dichos colectores.

Se utilizaron para los cálculos los siguientes abacos:

Abaco para tuberías de concreto

Abaco de gastos proporcionales



COLECTORES PRINCIPALES

CAUDALES DRENADOS

TRAMOS	Gasto Doméstico l.p.s.	Gasto Freático l.p.s.	Gasto Total l.p.s.	Pendiente Mínima ‰	Diámetro pulg.	Velocidad Máxima m/seg.	Capacidad Máxima l.p.s.
Colector Pacheco							
10 - 26	15.0	-	15.0	9.90	8"	1.13	33.4
26 - 28	16.2	-	16.2	19.90	8"	1.58	47.5
Colector Principal Pasco.							
28 - 31	17.5	-	17.5	19.40	8"	1.54	45.5
31 - 37	20.4	2.0	22.4	2.44	10"	0.67	31.3
69 -149	14.0	2.0	16.0	13.95	10"	1.56	74.5
Colector Vienrrich							
100 - 133	7.5	4.4	11.9	8.90	8"	1.05	32.4
133 - 141	15.1	5.9	21.0	10.70	8"	1.15	36.7
Colect.Princ. Fco.P. y Otero.							
141 - 149	31.2	9.0	40.2	5.30	10"	0.96	46.4

COLECTORES PRINCIPALES

CAUDALES DRENADO

TRAMOS	Gasto Doméstico l.p.s.	Gasto Freático l.p.s.	Gasto Total l.p.s.	Pendiente Mínima ‰	Diámetro pulg.	Velocidad Máxima m/seg.	Capacidad Máxima l.p.s.
149 - 158	31.0	10.0	41.0	4.64	10"	0.92	43.2
158 - 166	38.0	12.0	50.0	6.32	14"	1.38	129.6
166 - 365	80.0	30.0	110.0	10.10	14"	1.70	162.0
Colec. Malecón Gálvez							
196 - 207	8.5	5.1	13.6	12.80	8"	1.26	37.8
207 - 210	9.0	5.9	14.9	6.70	8"	0.92	28.0
210 - 244	10.0	6.5	16.5	5.30	8"	0.82	23.9
Colector Paucartambo							
238 - 244	4.4	-	4.4	52.40	8"	2.53	77.7
244 - 249	11.8	11.4	23.2	12.80	8"	1.26	37.8
Interceptor Amazonas							
69 - 249	17.0	6.2	23.2	8.50	8"	0.92	31.3
249 - 267	27.0	15.0	42.0	17.80	8"	1.50	45.4
267 - 327	33.2	18.0	51.2	11.70	10"	1.44	69.0



COLECTORES PRINCIPALES

CAUDALES DRENADO

TRAMOS	Gasto Doméstico l.p.s.	Gasto Freático l.p.s.	Gasto Total l.p.s.	Pendiente Mínima %	Diámetro pulg.	Velocidad Máxima m/seg.	Capacidad Máxima l.p.s.
Colec.Princ.Fco. P. y Otero. (Izq)							
441 - 462	8.8	6.5	15.3	8.50	8"	0.92	31.3
462 - 469	16.0	9.0	25.0	7.90	8"	0.99	30.2
469 - 474	17.8	10.8	28.6	8.60	10"	1.24	58.3
474 - 479	19.5	12.5	32.0	7.80	10"	1.17	56.2
479 - 486	21.7	14.7	36.4	10.00	10"	1.33	62.6
Colector Princ.M.Odria (Izq).							
419 - 486	16.3	6.3	22.6	7.55	12"	1.32	91.8
486 - 491	39.5	23.6	63.1	7.90	12"	1.36	92.6
Colec.Princ. M.ODRIA (D).							
364 - 372	95.8	42.2	138.0	8.25	14"	1.58	151.0
372 - 491	96.5	43.0	139.5	8.65	14"	1.61	151.0

//..

COLECTORES PRINCIPALES

CAUDALES DRENADO

TRAMOS	Gasto Doméstico l.p.s.	Gasto Freático l.p.s.	Gasto Total l.p.s.	Pendiente Mínima %	Diámetro pulg.	Velocidad Máxima m/seg.	Capacidad Máxima l.p.s.
Emisor General							
491 - 493	135.3	68.0	203.3	12.00	18"	2.28	345.6
493 - 498	147.3	76.8	224.1	8.00	18"	1.84	292.0
498 - 503	149.8	79.6	229.4	10.10	18"	2.07	324.5
503 - 509	156.3	82.1	238.4	10.00	18"	2.06	324.0
509 - DESCARGA	158.3	82.4	240.4	3.60	21"	1.40	292.0

## 6.6.- DESCRIPCION Y FUNCIONAMIENTO DE LA RED DE COLECTORES.-

Todos los colectores principales y secundarios han sido calcu lados, teniendo en cuenta el funcionamiento en Segunda Etapa.

### 6.6.1.- Primera Etapa.-

Para la Primera Etapa del Proyecto se recomienda una limpieza general de la red, ya que se encuentran actualmente en mal es tado de mantenimiento.

Además, se deberán suprimir ciertos tramos de colectores debi do a sus malas condiciones hidráulicas.

En las zonas donde sean necesarias se proyectaran nuevos tra- mos de colectores. A continuación se menciona los principa - les colectores:

- Colector Pacheco.- Comprende dos tramos: Un tramo de tube - ría existente de 8" del buzón N° 10 al N°26, y un segundo - tramo de tubería proyectada del buzón N°26 al N°28, dicho - tramo también es de 8". Este colector drena las zonas del - Barrio Huanuquillo y las zonas adyacentes a la Av. Pacheco, hasta el Hospital Regional.
- Colector Principal Pasco.- Este colector tiene su origen en el buzón N°28 continuando hasta el buzón N°31 con tuberías - de 8", el cual se ha proyectado para la primera etapa; con - tinuando luego con tubería de 10" existente hasta el buzón - N°149 del Colector Fco. Paula y Otero (Derecha). El area -

//..

de influencia de este colector se encuentra a lo largo del Malecón Gálvez (Izquierda) y el Jirón Pasco. El mejoramiento del colector comprenderá la instalación del buzón N°47 - en la intersección de los jirones Pasco y Lima, para evitar los represamientos en un tramo en contra pendiente que comunicaba los buzones N°46 y N°44 del colector paralelo de 8" - que también corre por el Jirón Pasco. Conjuntamente se modificará el buzón N°69 del cruce Pasco y Amazonas para bifurcar el 50% del flujo hacia el Interceptor Amazonas.

- Colector Principal Fco. Paula y Otero.- (Derecha). Formado por dos tramos: uno de 10" de diámetro entre los buzones N° 141 y N°158 y el otro de 14" de diámetro entre los buzones N°158 y N°365. Este colector drenará las siguientes zonas: Urbanización Manuel Odría, Barrio Vista Alegre y además recibirá las descargas de los colectores: Vienrrich, Pasco y en su parte final la descarga del Interceptor Amazonas. Este colector vierte su descarga al Colector Principal M. - Odría (Derecha).

- Colector Vienrrich.- Este colector de 8" es existente, su recorrido lo hace por la Av. del mismo nombre, desde el buzón N°100 al N°141. Su descarga la efectúa al Colector Principal Fco. Paula y Otero (Derecha). Drena las siguientes zonas importantes: Barrio Los Milagros (Sur y Norte, - Las Delicias, Parte de la zona del Hospital Regional y Hotel de Turistas.

- Colector Malecón Gálvez (Derecha).- Comprende dos tramos: -  
Un tramo de 8" de tubería proyectada del buzón N°196 al N°-  
207, el otro tramo también de 8" de diámetro del buzón N° -  
210, para luego seguir por el Jirón Lima para descargar al-  
colector Paucartambo en el buzón N°244. Este colector dre-  
na las zonas adyacentes a los jirones Malecón Gálvez, Lima-  
y Arequipa.
- Colector Paucartambo.- Es un colector existente de 8" de -  
diámetro, comprende desde el buzón N°238 al N°249. Este co  
lector que recorre el jirón del mismo nombre recibe las des  
chargas sucesivas de los colectores Malecón Gálvez (Derecha)  
y el colector San Martín.
- Colector San Martín.- Este colector recorre la parte baja -  
del barrio San Martín comprende del buzón N°223 al buzón N°  
238, su diámetro es de 8" y servirá para drenar las aguas -  
negras del Barrio San Martín.
- Interceptor Principal Amazonas.- Este interceptor compren-  
de los siguientes tramos: En el Jirón Amazonas del buzón N°  
69 al N°195 de 8" de diámetro, y del buzón N°195 al N°267 -  
también de 8" y un tramo de 10" del buzón N°267 al N°327.-  
En el Jirón Ucayali del buzón N°327 al N°329 de 10" de diá-  
metro, y del buzón N°329 al N°330 de 12" de diámetro.  
En el Jirón Puno del buzón N°330 al N°344 de 12 de diámetro.  
y En la calle N°4 del buzón N°344 al N°359 de 12 de diámetro.

//..



El interceptor recibirá la mitad del gasto del colector Pasco, aliviando al colector matriz de Paula y Otero y además la descarga de los colectores Paucartambo, Huánuco y todos los colectores secundarios que quedan en la parte alta derecha de dicho interceptor.

- Colector Huánuco.- Comprende del buzón N°187 al N°194 en el Jirón Huánuco y del buzón N°194 al N°195 en el Jirón Huaraz donde descarga al interceptor Amazonas. Este colector está conformado por tubería de 8" existente.
- Colector Manuel Prado.- Este colector existente de 8", comprende del buzón N°398 al buzón N°403. Este colector drena la zona del Barrio La Rambla y zonas adyacentes a dicho jirón. Sus aguas son evacuadas al colector Chanchamayo.
- Colector Chanchamayo.- Formado por dos tramos: un tramo de tubería proyectada de 8" del buzón N°378 al N°404, otro tramo de tubería existente que comprende a su vez un tramo de 8" del buzón N°404 al N°414 y otro tramo de 12" del buzón N°414 al N°419, para empalmar al colector principal Manuel-Odría (Izquierda). Este colector recibe la evacuación del colector Manuel Prado y zonas adyacentes al Jirón Chanchamayo.
- Colector Principal Fco. Paula y Otero (Izquierda).- Comprende dos tramos: un tramo de 8" de diámetro del buzón N°441 al N°469, el otro tramo de 10" de diámetro del buzón N°469 al-

//..

Nº486 que sirve de empalme con el colector Principal Manuel Odría (Izquierda). Este colector sirve para drenar los Ba - rrios Vista Alegre, Urbanización Manuel Odría y todas las zonas que están ubicadas en la margen Izquierda del Río Tarma.

- Colectores Principales Manuel Odría (Derecha é Izquierda).-

Son dos colectores paralelos que recorren la Av. del mismo nombre, para luego unirse y formar el Emisor General. En estos colectores evacuan sus aguas negras los colectores an tes mencionados, además drenará las zonas adyacentes a la Av. del mismo nombre. Estos colectores están formados por tuberías existentes de 14" y 12" de diámetro y comprenden a partir de los siguientes buzones:

Colector Manuel Odría -Izquierda del buzón Nº419 al Nº491 - de 12" de diámetro.

Colector Manuel Odría Derecha del buzón Nº364 al Nº491 de - 14" de diámetro.

- Emisor General.- Tiene su origen en el buzón Nº491 de la Av. M. Odría para continuar por el lado izquierdo y paralelo a la Av., hasta el buzón Nº493 donde recibirá en Segunda Etapa la descarga del Colector Tarma, continuando por el borde izquierdo de la Carretera de Penetración a San Ramón, hasta el buzón Nº541, éste tramo será de 18" de diámetro. Continuando su recorrido, el Emisor hace un giro a la izquierda para descargar al Río Tarma. Este último tramo será de 20" de diámetro.

En su recorrido el Emisor General recibirá las descargas de colectores secundarios que se construirán en Segunda Etapa.

#### 6.6.2.- Segunda Etapa.-

Para segunda etapa se ha proyectado solamente un colector principal que se denominará Colector Principal Tarma, recorrerá la Av. del mismo nombre desde el buzón N°2000 al buzón N°2001, para continuar por la Calle "P" hasta el buzón N°2002, continuando por la Av. San Ramón hasta el buzón N°2003 y finalmente recorrerá la Calle "M", hasta descargar al Emisor General en el buzón N°493. Este colector será de 8" de diámetro toda su extensión.

#### 6.7.- METRADO DE LA RED DE COLECTORES.-

Para mayor claridad presentamos a continuación cuadros donde se indican: diámetros, longitud, porcentajes y N° de buzones indicando las Etapas del Proyecto.

Además, presentamos un cuadro con el metrado de tuberías utilizadas.

//..

CUADRO N° 7-A.-

METRADO TOTAL DE TUBERIAS EXISTENTES Y PROYECTADAS

DIAMETROS	Existente		1° Etapa	
	Long.(Mts)	%	Long(Mts)	%
6"	5365.59	29.5%	-	-
8"	8272.09	45.5	10502.50	74.0
10"	1624.80	9.0	1360.00	9.6
12"	1248.75	6.5	383.00	2.7
14"	1727.40	9.5	98.50	0.7
18"	-		1774.00	12.3
20"			130.00	0.7
<b>TOTALES:</b>	18238.63	100.0	14248.00	100.0

CUADRO N° 7-B.-

NUMERO TOTAL DE BUZONES

Buzones Existentes sin modificacion	Buzones Existentes Modificados	Buzones Proyectados -1a.Etapa.
216	57	216

CUADRO N° 7-C.-

METRADOS DE TUBERIAS QUE QUEDARAN INUTILIZADAS

DIAMETRO	LONGITUD (mts)	PORCENTAJES %
6"	1664.35	62.2
8"	203.60	7.6
12"	347.90	13.0
14"	270.80	10.0
18"	194.05	7.2
TOTAL	2680.70	100.0

6.8.- ESPECIFICACIONES DE DISEÑO PARA LOS COLECTORES DE DESA-  
GUE.-

Para el diseño de colectores se ha tenido en cuenta las si -  
guientes especificaciones:

- No debe usarse tubería de menos de 8" de diámetro
- Se colocaron las tuberías con pendientes tal que la veloci-  
dad del escurrimiento, cuando funcionen totalmente llenas,-  
no sea menor de 0.60 mt/seg., ni mayor de 3 mt/seg.
- En la red de colectores se han considerado las siguientes -  
pendientes que aseguran una velocidad mínima de 0.60 mt/seg.  
cuando el gasto alcanza los valores indicados en la tercera  
columna de éste cuadro:

<u>Diametro</u>	<u>Pendiente Mínima</u>	<u>Gasto Mínimo</u>
8"	5.2%	11 lps.
10"	3.7"	17 "
12"	2,8"	25 "
14"	2.3"	35 "
16"	1.8"	45 "
18"	1.5"	58 "
20"	1.2"	80 "

- Pendientes mínimas de 10% en los 400 mts. de recorrido en todo el colector para evitar uso de cajas de lavado.
- Cuando el diámetro necesario para la tubería no sea uno de los correspondientes a los tamaños comerciales consignados, se usará el tamaño inmediatamente superior y se registrará la velocidad y el gasto en esta tubería, cuando funcione totalmente llena.
- Nunca se descargará el contenido de un conducto mas grande a un conducto mas pequeño, aún cuando la capacidad del conducto mas pequeño puede ser mayor a causa de su mayor pendiente o por cualquier otra razón.
- Los buzones se proyectaran en todas las esquinas, cambios de dirección o pendientes y a la distancia máxima de 80 mts. para tuberías de 8" de diámetro, mas de 100 mts. para diámetros mayores.
- Se utilizarán tuberías normalizadas de concreto simple para colectores hasta de 12" de diámetro y en tramos hasta de 100 mts. Para diámetros mayores se emplean tuberías normalizadas de concreto armado.

//..

Estas "Especificaciones Técnicas de Diseño" han sido tomadas de las "Normas para la Elaboración de Proyectos y Ejecución - de Obras de Agua Potable y Desagüe en Lima y Balnearios".

## C A P I T U L O -VII

### 7.- SISTEMA PROYECTADO DE DESAGUE PLUVIAL.-

#### 7.1.- ALTERNATIVAS.-

La decisión de si se van a construir desagües separados o combinados en un proyecto determinado debe ser encarada en el comienzo mismo de éste, es decir en el estudio preliminar.

Muchos desagües existentes en el Perú combinan el flujo de las aguas negras y las pluviales en un solo sistema de colectores, pero los futuros requerimientos de un tratamiento en el que muchas veces puede intervenir el bombeo, hacen la adecuada disposición de estas aguas, de difícil y costosa operación, y de complicado mantenimiento. Como no es factible construir el sistema de tratamiento adecuado para absorber el flujo de los dos sistemas combinados, es necesario separar o desviar una mayor parte de los gastos máximos ó picos, resultando así que una gran parte del desagüe doméstico es desviado de su tratamiento.

Como quiera que el único camino efectivo para mantener los flujos pluviales y los desagües domésticos separados es por medio de sistemas diferentes, el ingeniero debería proyectar sistemas combinados solo en aquellos casos donde las ventajas de hacerlo así, contrapesan las desventajas aquí anotadas. En

//..



general, los sistemas combinados no son considerados buena -  
práctica en la actualidad, pero pueden ser aceptables bajo -  
ciertas condiciones especiales. Los colectores combinados -  
pueden ser menos costosos de construir que los colectores se-  
parados por los menores requerimientos al utilizar un solo co-  
lector ( el que usualmente necesita ser solo un poco más gran-  
de que aquel requerido para el flujo pluvial). Pero el menor-  
costo inicial sin embargo, traería como consecuencia, un mayor  
costo futuro el tenerse que bombear y tratar un gasto mayor,-  
incurriendo así, en una falsa economía.

La topografía del área influye bastante en el diámetro de los  
colectores, la profundidad de excavación, la necesidad de bom-  
beo y la ubicación de la planta de tratamiento de desagües. -  
En algunos casos, la topografía del terreno puede permitir la  
descarga del agua pluvial en lugares donde es objetable des-  
cargar desagües domésticos, aún cuando estén estos diluídos.

Como los desagües domésticos y los desagües combinados, nor-  
malmente, requieren estar más profundos que los colectores de  
los desagües de lluvia, las dificultades de excavación en ro-  
ca, arena fina ó conglomerados descompuestos que se puedan en-  
contrar en la construcción de un sistema combinado grande pue-  
den hacer la obra muy costosa haciendo del sistema separativo  
la solución más factible.

//..

## 7.2.- SOLUCION ESCOGIDA.-

En el caso particular de Tarma se ha escogido el sistema separativo por las siguientes razones:

- Por ser el emisor de desagües domésticos, de gran longitud y al proyectarse un sistema combinado, se emplearía un emisor de gran diámetro que elevaría el costo de este sistema innecesariamente puesto que el emisor de desagüe pluvial de lluvia separado resultaría más corto.
- Por ser el costo de excavación muy pequeño, al ayudar la topografía a las pendientes de los colectores, estos tienen poca profundidad y no influye mayormente el hecho de hacer 2 colectores por una misma calle.
- Los cambios proyectados en la red de desagües domésticos ya instalada no tienen coincidencias con el sistema de desagüe pluvial proyectado.

### 7.3.- DESCRIPCION DEL PROYECTO.-

El sistema de desagüe pluvial proyectado se compone de colectores, buzones de inspección y sumideros.

#### 7.3.1.- Colectores.-

El cálculo hidráulico de los colectores está adjunto a esta memoria. En él se puede observar las columnas necesarias para llegar a saber las condiciones hidráulicas finales que sucederán en cada tramo. La disposición de estas columnas permite al diseñador seguir un proceso sencillo de cálculo.

El gasto total evacuado por el emisor de desagües pluviales de 957 l.p.s., corresponde a la cantidad máxima de agua que ingresa a los colectores pluviales. Esta cantidad máxima de agua proviene de la lluvia máxima que pueda caer en 3 años en la cuenca del sistema pluvial. El trazo de los colectores con la ubicación de los sumideros figura en el plano N° D.LL-4 a escala 1: 500, donde se observa en detalle el trazo del sistema de desagües pluviales, así como el sistema de desagües domésticos, plano que podría ser muy útil si se ejecuta el proyecto. Los perfiles de los colectores aparecen en el plano N° D.LL.-2. Estos perfiles, incluyen también la ubicación de los cruces de los colectores pluviales con los colectores de desagüe doméstico, indicando sus acotaciones y distancias al buzón pluvial más cercano.

El metrado de los colectores es el siguiente:

<u>Diámetro</u>	<u>Longitud de tubería de concreto en metros.</u>
8"	157
10"	385.5
12"	103
14"	217.5
16"	144
18"	144.5
20"	46
21"	78
55" cm.	167
60" cm.	71
75" cm.	549
Total:-	2,062.5

Además, en la descarga existirá un pequeño tramo de 5 m.l. de tubería de fierro fundido de 75 cm. de diámetro y 75 lbs. de presión.

#### 7.3.2.- Buzones de Inspección.-

Los buzones serán los mismos que se utilizan en los desagües-domésticos o sea de acuerdo a las normas establecidas por la Sub-Dirección de Obras Sanitarias.

El número total de buzones es de 32, los cuales clasificados-

//..

en rangos de profundidad de metro en metro figuran a continuación:

---

Cantidad de buzones	Profundidad		Profundidad Promedio
19	1.00	a 2.00	1.35
10	2.00	a 3.00	2.55
2	3.00	a 4.00	3.14

---

Además hay un buzón especial para recibir las aguas de uno de los manantiales de dentro de la ciudad. Este buzón tiene una profundidad de 0.95 m.

### 7.3.3.- Sumideros.

La eficiencia hidráulica de un sumidero varía según sea el flujo que viene por las canaletas, la gradiente de la calle, el tipo de rejilla y la forma de la depresión hacia este sumidero. Al diseñar los sumideros se ha tenido en cuenta principalmente el evitar obstaculizaciones é interferencias al tránsito vehicular antes que consideraciones hidráulicas.

Existen gran cantidad de fórmulas empíricas que sirven de prototipo para calcular las capacidades de los sumideros, pero la resolución de estas toma largo tiempo. En el presente trabajo se ha empleado un método simplificado mediante la utili-

//..

zación de abacos preparados por el "Storm Drainage Research -  
Comitee" de la Universidad de J. Hopkins. A continuación va-  
un ejemplo de la forma de usarlos.

Ejemplo.- Encontrar la capacidad de un sumidero combinado sin  
depresión (undepressed combination inlet)

Con una boca de 1.50 m x 0.80 m. en una calle de 4% de -  
gradiente.  $n = 0.013$  de Manning.

$$1.50 \text{ m} = 4.92 \text{ pies}$$

$$0.80 \text{ m} = 2.62 \text{ pies}$$

- (a) Escoger el abaco apropiado ( $s = 0.04$ ) Fig. 39 B.
- (b) Determinar por inspección el flujo para el cual la línea-  
de flujos mas alejada intercepta a la esquina exterior -  
aguas abajo del sumidero y anotar su distancia original -  
desde el sardinel.

En este ejemplo con un flujo de  $0.8 \text{ pies}^3/\text{seg.}$  la línea -  
de flujos más alejada intersecta a la esquina exterior -  
aguas abajo del sumidero.

La anchura original de este flujo interceptado-,  $w_i$ , es 3.8  
pies.

- (c) También, de la figura 39 B, determinar por inspección an-  
chura de flujos,  $w_o$ , para 4, 6, y 8  $\text{pies}^3/\text{seg.}$  Estos va-  
lores serán colocados en la columna 2 de la siguiente ta-  
bla.

//..

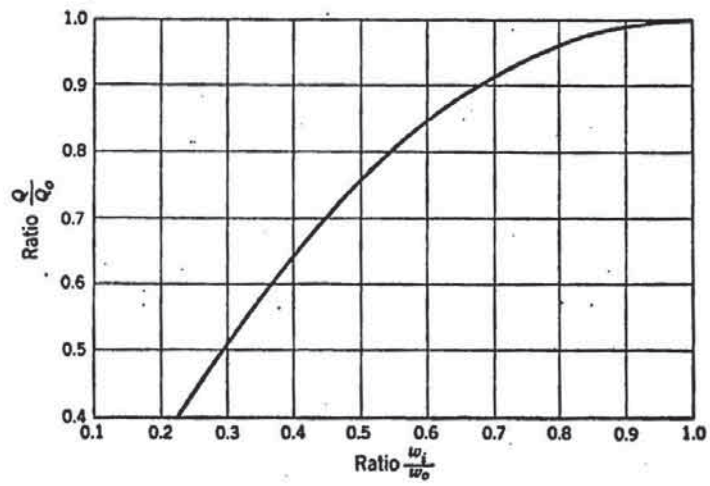


FIG. 40.—BASIC  $(w_i/w_0)$ -CURVE FOR SIMPLIFIED METHOD

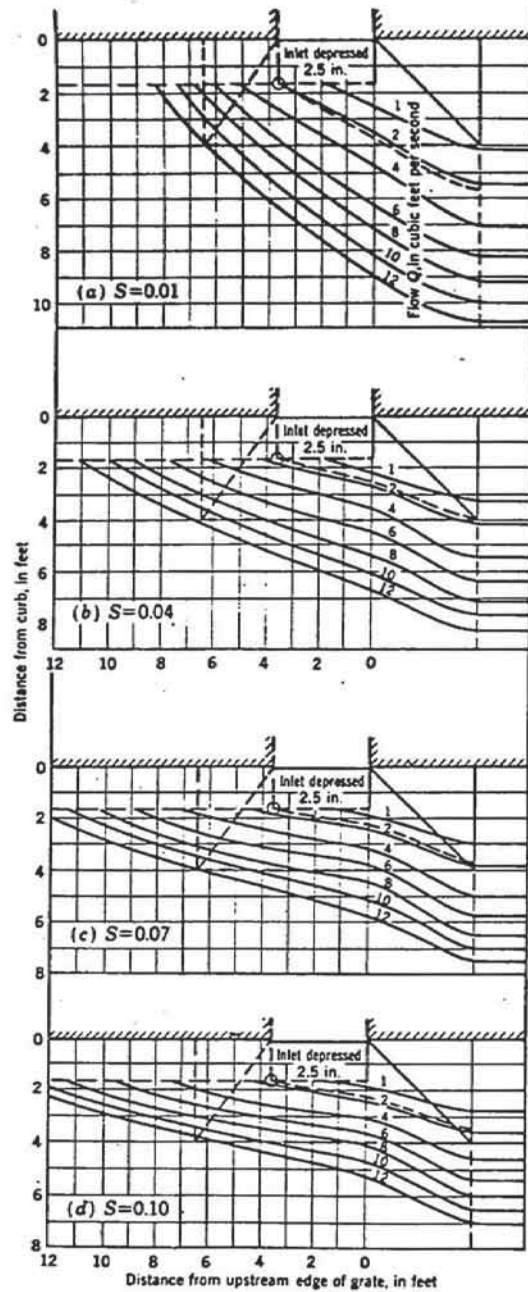


FIG. 39C.—FLOW DIAGRAM FOR SIMPLIFIED METHOD (COMBINATION INLETS)  
Crown Slope, 1:24;  $n = 0.013$ ; Depression, 2.5 In. Deep and 4 Ft Wide

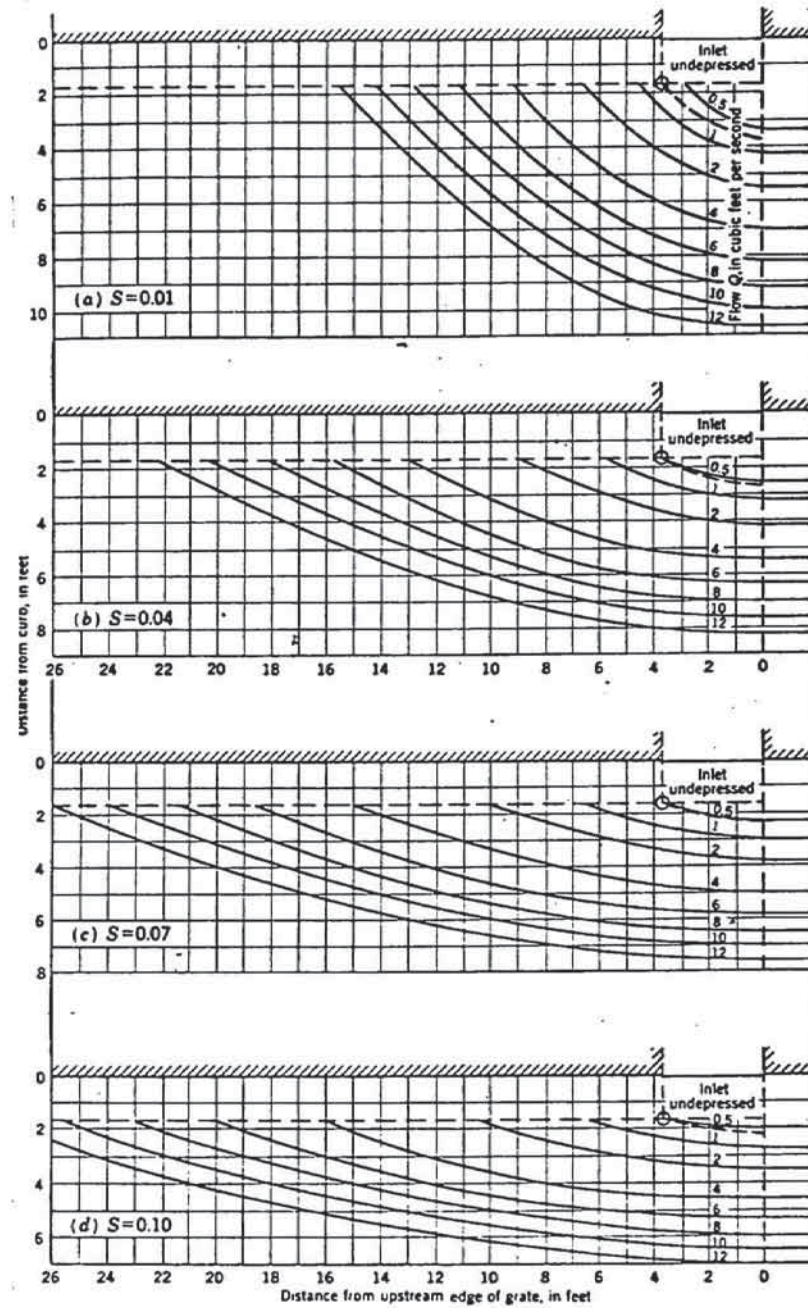


FIG. 39D.—FLOW DIAGRAM FOR SIMPLIFIED METHOD (COMBINATION INLETS)  
Crown Slope, 1:24;  $n = 0.013$ ; Undepressed Inlet



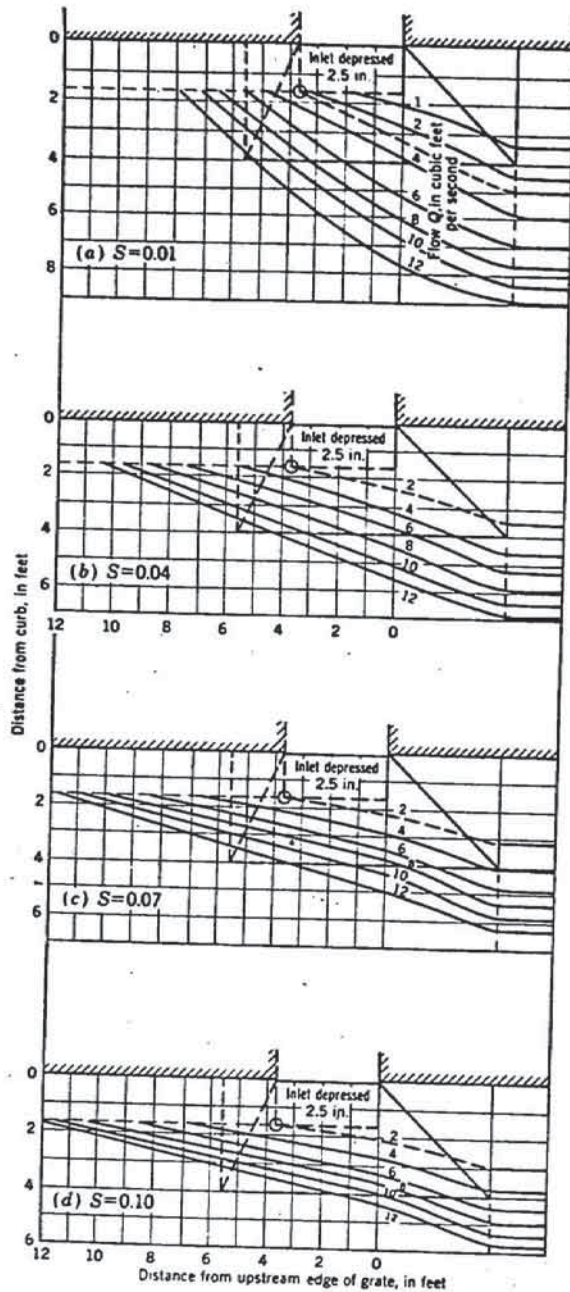


FIG. 39A.—FLOW DIAGRAM FOR SIMPLIFIED METHOD (COMBINATION INLETS)  
Crown Slope, 1:18;  $n = 0.013$ ; Depression, 2.5 In. Deep and 4 Ft Wide

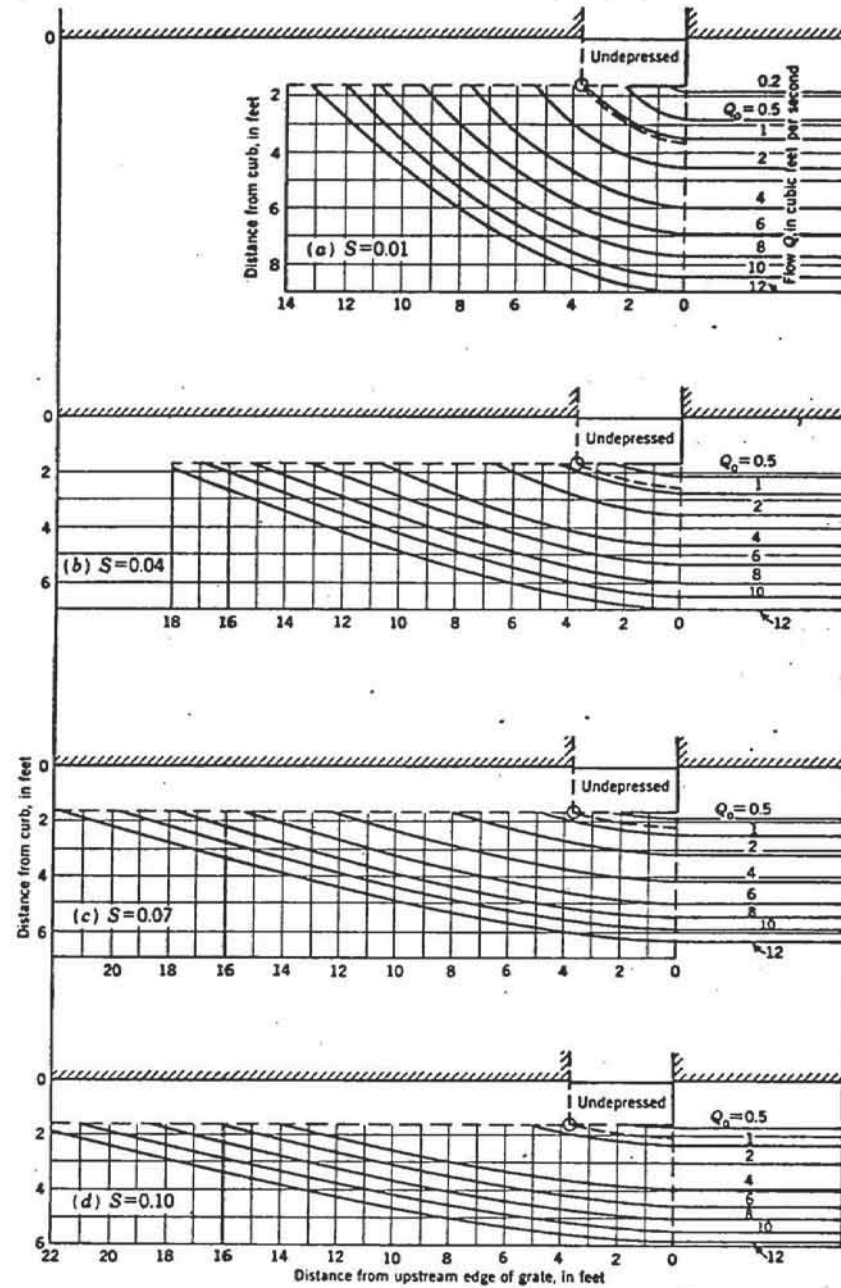
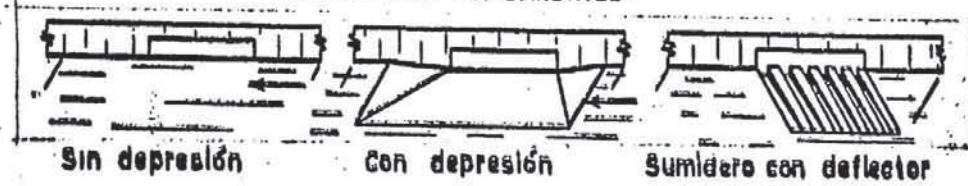
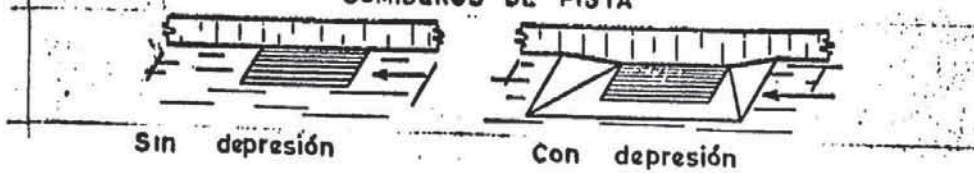


FIG. 39B.—FLOW DIAGRAM FOR SIMPLIFIED METHOD (COMBINATION INLETS)  
Crown Slope, 1:18;  $n = 0.013$ ; Undepressed Inlet

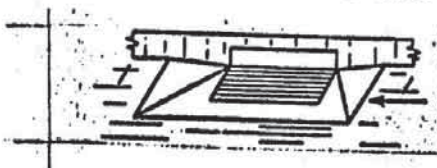
**SUMIDEROS EN SARDINEL**



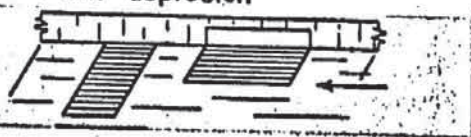
**SUMIDEROS DE PISTA**



**SUMIDERO COMBINADO**



**SUMIDERO MULTIPLE  
Sin depresión**



CAPACIDAD DE SUMIDEROS COMBINADOS SIN DEPRESION

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
$Q_o$	$W_o$	$W_i/W_o$	$Q/Q_o$	Flujo Q Interceptado.
Flujo en la boca de entrada pies <sup>3</sup> /seg.	Anchura de flujo pies.	Cociente de anchuras de intercepción	Cociente de flujos de - intercepción	
4	4.7			
6	5.3			
8	6.0			

(d) Encontrar los cocientes de anchuras de intercepción,  $W_i/W_o$ .

En nuestro ejemplo,  $\frac{w_i}{w_o} = 3.8 \div$  valores de columna 2. La tabla ya tendría la columna 3 completada.

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
$Q_o$	$W_o$	$W_i/W_o$	$Q/Q_o$	Flujo Q Interceptado.
Flujo en la boca de entrada pies <sup>3</sup> /seg.	Anchura de flujo pies.	Cociente de anchura de intercepción	Cociente de flujos de - intercepción.	
4	4.7	0.81		
6	5.3	0.72		
8	6.0	0.63		

(e) De la figura 40 determinar los cocientes  $Q/Q_o$  para los correspondientes cocientes de  $w_i/w_o$ . Estos valores se van colocando en la columna 4.

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
$Q_o$	$W_o$	$W_i/W_o$	$Q/Q_o$	Flujo Q
Flujo en la boca de entrada pies <sup>3</sup> /seg.	Anchura de flujo pies	Cociente de anchura de intercepción	Cociente de flujos de - intercepción	Intercep- tado.
4	4.7	0.81	0.97	
6	5.3	0.72	0.92	
8	6.0	0.63	0.87	

(f) Determinar flujos interceptados, Q, columna 5 = columna 1  
x columna 4.

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
$Q_o$	$W_o$	$W_i/W_o$	$Q/Q_o$	Flujo Q
Flujo en la boca de entrada pies <sup>3</sup> /seg.	Anchura de flujo pies	Cociente de anchura de intercepción	Cociente de flujos de - intercepción	Intercep- tado.
4	4.7	0.81	0.07	3.88
6	5.3	0.72	0.92	5.53
8	6.0	0.63	0.87	6.96

(g) Convirtiendo estos valores a unidades métricas.

//..

(1)	(5)
$Q_0$ Flujo en la boca de entrada l.p.s.	$Q$ Flujo interceptado l.p.s.
113	110
170	157
226	197

Los sumideros a utilizarse en el presente proyecto serán de 2 tipos:

- De borde de vereda (sumidero combinado sin depresión)
- De rejilla transversal a la calzada

Tanto los sumideros de borde de vereda como las de rejilla transversal a la calzada estarán ubicados en las esquinas a la altura de la línea de fachadas, para permitir el paso de los transeúntes.

Eso se aprecia en el siguiente diagrama:

Las características de los sumideros se puede ver en el plano de detalles y la ubicación de éstos en el plano de los desagües pluviales.

El número de sumideros de cada tipo es:

Tipo	Cantidad
Borde de Vereda	62
Transversal a la calzada.	11
Total:	73

Cálculo de los sumideros a utilizarse en el presente proyecto.-

Se ha considerado para efectos de cálculo que:

- La pendiente promedio de las calles es de 1% ( $s = 0.01$ ) aunque en algunos casos es mucho mayor. Al hacer esto se está cometiendo un error, pero hacia el lado de la seguridad, pues el porcentaje de captura será mayor, o sea que los sumideros diseñados tendrán más capacidad que la prevista.
- El gasto de entrada previsto para cada sumidero será de 50-1.p.s. Esta capacidad asegura un ingreso instantáneo de agua de lluvia que escurre cerca del sumidero.

Al hacerse tanteos se encuentra como las dimensiones más convenientes a 1.00 m x 0.50 m. Tal como se ve en el siguiente cuadro que es resultado de los cálculos ya explicados.

DISTANCIA ORIGINAL DESDE EL SARDINEL  $W_i = 3.2$  pies

(1) $Q_o$		(2) $W_o$	(3) $W_i/W_o$	(4) $Q/Q_o$	(5) Flujo Q	Flujo Q
Flujo en la boca de entrada pies <sup>3</sup> /seg lts/seg		Anchura de flujo pies	Cociente de anchura de intercepción.	Cocientes de flujos de intercepción.	Interceptado pies <sup>3</sup> /seg	Interceptado. l.p.s.
1	28.3	3.5	0.91	0.99	0.99	28
2	56.7	4.6	0.69	0.90	1.80	51
4	113.2	6.0	0.53	0.79	3.16	89
6	170.0	7.0	0.46	0.72	4.31	122

Según este cuadro de gastos, de 56.7 l.p.s. que pasen por la calzada serán capturados por el sumidero 51 l.p.s. quedando sólo un remanente de 5.7 l.p.s. Esto nos dá una idea de la eficiencia de este sumidero.

Los sumideros tipo borde de vereda, se ubicarán en el lado de cota más baja de la sección transversal de la calle, debiendo dársele como mínimo una pendiente de acercamiento de 2%.

//..

## BIBLIOGRAFIA

- Abastecimiento de Agua y Alcantarillado ...E. B. Steel.
- Hidraulica Aplicada..... V. C. Davis.
- Manual de Hidraulica ..... Azevedo Netto .
- Hidraulica ..... Trueba Coronel .
- Hidraulica ..... F. J. Dominguez .
- Abastecimiento de Aguas en Zonas Rurales ... Lanoix .
- Water Supply and Waste Water Disposal.. Fair and Geyer.
- Sewerage and Sewage Disposal..... L. B. Escritt.
- Normas Provisionales para proyectos  
de Agua Potable y Alcantarillado..... M. de F. y O.P.
- Manual de Tratamiento de Aguas Negras.....  
.... Dpto. de Sanidad del Estado de Nueva York.
- Distribucion de Agua en las Aglomeraciones.....  
..... A. Cauvin G. Didier.
- Alcantarillado y Tratamiento de Aguas Negras.....  
..... Harold E. Babbitt y E. R. Baumann.
- Alcantarillado ..... Profesor Ramón del Valle .
- Ingenieria Sanitaria ..... Fco. Mendiola.
- Arquitectura Hidraulica..... Schoklitsch.
- Saneamiento Integral de Arequipa Metropolitana.....  
..... M.F. y O. P.
- Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers..  
..... A.S .C.I. 1966.