

*Por los Profesores de Física Superior, Astro-  
nomía y Geodesia y Caminos y Ferrocarriles.*

SRES. DN. RAFAEL ANDRADE RODRIGUEZ Y  
DN. ALBERTO VILLACRECES G.

# PROYECTO DE AGUA POTABLE DE OTAVALO

MONOGRAFIA Y PRESUPUESTO. -- DESCRIPCION GENERAL DE LA CIUDAD

ÁREA HISTÓRICA  
DEL CENTRO DE INFORMACIÓN INTEGRAL

## SITUACION

La ciudad está situada en la parte superior de una extensa planicie limitada: al norte, por las quebradas de El Machángara y «El Tejar»; al sur, por la colina de Imbabuela; al este por la colina de Espejo, y al oeste por la quebrada de «El Tejar».

Las mencionadas colinas y quebradas han servido y seguirán sirviendo de obstáculo para que la ciudad se extienda hacia el sur, este y oeste, siendo seguro que la futura expansión de la ciudad se verificará hacia el norte.

El área actualmente urbanizada de la ciudad es de unas ochenta hectáreas. El área de posible urbanización en el futuro es la comprendida entre el norte de la ciudad actual y los ríos anteriormente nombrados, y alcanza a una extensión de sesenta hectáreas.

## CONFIGURACION

La quebrada del Machángara divide a la ciudad en dos partes de importancia y extensión desiguales. La que queda al este, comprende unas cinco hectáreas de terreno bastante inclinado hacia el río. La parte occidental, la más importante, tiene una extensión de unas setenta y cinco hectáreas de terreno plano y suavemente inclinado hacia el norte.

Las dos quebradas mencionadas son profundas y prestan grandes facilidades para el desagüe de las lluvias. Una serie de puentes construidos sobre el Machángara sirve para unir las dos secciones de la ciudad.

## CLIMA

No se ha recogido en ningún tiempo la serie de datos necesarios para concretar en números las características del clima de Otavalo. Apenas se puede decir de él que es sumamente agradable y vigorizante; también, que no se observan cambios muy bruscos de la temperatura y que favorece la longevidad. Respecto de las lluvias se sabe que son menos intensas, frecuentes y prolongadas que en Quito, y, respecto del subsuelo que es bastante húmedo.

De este asunto nos ocuparemos con más detenimiento al tratar de la canalización de la ciudad.

## POBLACION

Nunca se ha hecho un censo de la población de la ciudad. Los que se han verificado corresponden a las parroquias de San Luis y El Jordán o al Cantón entero, con todas sus parroquias. Por creerlo de interés para el caso que nos ocupa, transcribiremos los siguientes datos:

En 1825, el Gobierno de la Gran Colombia ordenó que se levantara el censo de la población de las parroquias de San Luis y El Jordán, en las cuales está comprendida la ciudad y una gran extensión de superficie rural.

La población de ambas parroquias fue calculada en 7.447 habitantes. Si aceptamos que la población urbana es el tercio



de la total, resulta que la ciudad tenía en ese año unos 2.800 habitantes.

En 1867 se levantó el censo de los habitantes del Cantón y se obtuvo el número de 21.064 habitantes. Al año siguiente el terremoto ocasionó la muerte de 2.237, de modo que la población superviviente puede calcularse en 18.827 habitantes para todo el Cantón y para el año 1868. El censo hecho en 1909 arroja un total de 36.591 habitantes para todo el Cantón, de modo que, entre 1868 y 1909, la población del Cantón casi se ha duplicado. No disponiendo de ninguna otra guía para resolver el problema que nos ocupa, nos parece plausible adoptar para el crecimiento de la ciudad la misma proporción que los censos referidos dan para el crecimiento del Cantón, es decir, que la población se duplica en el período de 41 años.

Ahora bien, el censo de 1909 da para las parroquias de San Luis y el Jordán el total de 17.056 habitantes. Suponiendo, como antes, que la población urbana sea la tercera parte de la total, tendríamos que Otavalo contaba en 1909 con 5.685 habitantes, y que tendrá, en 1950, 11.350 habitantes.

Pero es preciso atender a la siguiente circunstancia. La provincia de Imbabura, y por consiguiente el cantón Otavalo, han permanecido completamente aislados del resto de la República, por falta de vías de comunicación, en el tiempo en que se verificaron los censos antedichos. La inmigración, por consiguiente, puede considerarse completamente nula hasta hoy. De hoy en adelante, el ferrocarril del norte facilitará la inmigración, y muchísima gente de todo el interior de la República afluirá a Otavalo, atraída por el delicioso clima, la baratura de la vida, el carácter alegre y hospitalario de sus habitantes, y por el sinnúmero de bellezas naturales que favorecen a dicha población. No nos parece aventurado predecir, por tanto, que Otavalo contará en 1950 con una población mínima de 15.000 habitantes, lo que nos servirá de base para el cálculo de las necesidades futuras de la población.

El cálculo anterior puede parecer bastante exagerado a algunos y deficiente a otros. Para quienes crean que la población será mayor, debemos anotar que a insinuación nuestra, el señor Presidente del Concejo Municipal comisionó al señor Comisario para que verificase una apreciación del monto de la población. El resultado de este trabajo dió para Otavalo una población igual a la que nosotros suponemos existía en 1909. Y en lo que se refiere a la provisión de agua potable y caualización, el proyecto lo hemos concebido en tal forma que, sea cual fuere el aumento de la población, se satisfaga las necesidades con pequeños perfec-



cionamientos de detalle, sin alterar ni renovar el conjunto de las obras proyectadas.

Si se juzga que las necesidades de Otavalo, en la actualidad, se pueden satisfacer con un costo muy inferior al de las obras que recomendamos, y que se debiera tomar para la población una cifra mucho menor, observaremos que, una red de distribución de agua o de alcantarillado, cuando llega a ser insuficiente con el transcurso del tiempo para satisfacer las exigencias de una población, necesita ser íntegramente sustituida por otra, con un costo mayor que el de la primera construcción; en tanto que, con un pequeño aumento de gastos iniciales, se puede obtener una instalación definitiva.

## PROYECTO DE AGUA POTABLE

Varias son las preguntas que se ofrecen al tratar de determinar las características de una instalación de esta clase.

¿A qué número de habitantes ha de servir?

¿Cuál ha de ser el consumo de agua por cada poblador?

¿Cuál será la duración probable de la instalación?

¿Qué clase de material se ha de utilizar para la instalación?

Hemos indicado que para 1950 la población probable será de 15 000 habitantes, la que, si se conserva el mismo porcentaje de crecimiento del período de 1868 a 1909, se duplicaría, llegando a 30.000 habitantes, en el año de 1991; es decir, después de 63 años, contados desde hoy.

El cuadro siguiente indica la población probable en los siguientes años, y el lapso de tiempo que, a partir de hoy, necesita Otavalo para adquirir dicho número de habitantes.

Años	Población	Lapso a partir de 1928
1940	12 000	12 años
1950	15.000	22 "
1960	17.700	32 "
1970	21.000	42 "
1980	24.800	52 "
1990	29.000	62 "
2000	34.800	72 "

¿A cuál de estas poblaciones debe servir el proyecto?



Esta cuestión está ligada estrechamente con la duración del material que se emplee, el que no puede ser otro que el acero o el hierro fundido.

Respecto de las tuberías de acero, dada la humedad de Otavalo y después de las desastrosas consecuencias que su instalación ha dado en Quito y en Guayaquil, es de temer que no durará sino unos doce años, tiempo en el cual Otavalo contará con unos doce mil habitantes.

La tubería de hierro fundido durará por lo menos cincuenta años, en cuya época la población probable será de 24.000 habitantes.

La tubería de acero durará, entonces, la quinta parte de la de hierro fundido; pero la instalación sería más barata, ya por no tener que servir sino a una población mitad, ya también, porque, en igualdad de capacidad, el acero es menos caro.

El costo de la red de acero para 12.000 habitantes es, aproximadamente, la mitad del correspondiente a una red de hierro fundido para 24.000 habitantes. El problema consiste, entonces, en determinar cuál de los dos proyectos es el más económico.

Llamando  $C$  el capital necesario para la instalación de acero, el necesario para la de hierro fundido, será  $2C$ . Si se dispusiera de este último capital y se instalara una red de acero, quedaría sobrante el capital  $C$ , que, colocado a interés compuesto, se duplicaría en 12 años al 6% anual.

Al cabo de este tiempo, se tendría, entonces, en dinero, un capital  $2C$ , suficiente en teoría, no solo para renovar la red anterior, sino aún para sustituirla por una de hierro fundido. Si se volviera a invertir la misma suma  $C$ , en la renovación de la red, quedaría sobrante otra cantidad igual, que, capitalizada en otros 12 años, volvería a duplicarse, pudiéndose reproducir el mismo ciclo y quedando al fin un saldo  $C$ .

¿Vale la pena de instalar la red de acero?

En nuestro concepto, no. En primer lugar, la economía  $C$ , que, apreciamos en \$ 25.000,00, para 50 años, sería ilusoria, si se toma en cuenta la serie de suspensiones del servicio, que sería necesario para las sucesivas renovaciones. Al practicarse éstas, se verían afectados todos los servicios de la ciudad, y se produciría una serie de molestias para la población y de gastos cuyo monto es difícil de calcular. A este respecto, conviene recordar que, en Quito y en Guayaquil, todos los Ingenieros estuvieron acordes en recomendar la sustitución de las tuberías de acero por las de hierro fundido, después de experimentar los inconvenientes que presentaban las primeras. (Véase el informe del



señor Ingeniero Carlos Alvarez, Jefe de Obras Urbanas y Saneamiento, respecto del agua potable de Ibarra).

En tal virtud, creemos mejor proyectar la red de hierro fundido, para cuando la ciudad cuente con unos 20.000 habitantes, lo que ocurrirá después de unos cuarenta años a lo más, entendiéndose que el sistema podría servir mucho más largo tiempo, con pequeños perfeccionamientos de detalle.

## CANTIDAD DE AGUA NECESARIA POR HABITANTE

Mucha discordancia existe entre los autores, respecto de la cantidad de agua que se debe proporcionar a una población, por habitante y por día. Unos la estiman en cincuenta litros, otros en ciento, en ciento cincuenta, y por fin en doscientos. Ante esta divergencia, lo mejor será estudiar las circunstancias locales y determinar el número de litros, de acuerdo con las necesidades.

En primer lugar, debemos anotar el hecho de que Guayaquil se abastecía hasta 1922 con cuarenta litros por habitante y por día. Esta cantidad era sumamente estrecha, y su repartición era en extremo fastidiosa para el público. Por ese mismo tiempo se celebró un contrato con la casa White, para la provisión de agua, a razón de 200 litros por cabeza. Arthur Martin considera muy escaso este consumo y aconseja adoptar rígidas precauciones para evitar desperdicios. Es de anotar que el origen de las aguas se halla a 85 kms. de la ciudad y que su conducción es un problema de muy costosa solución.

En 1922, Quito se alimentaba, en el verano, con un caudal de 14 litros por segundo, lo que, para una población de 80.000 habitantes da un gasto de 15 litros por día y por habitante. La escasez de agua era angustiosa, y fue necesario bombear las aguas de El Sena, fuente que actualmente provee de la mayor parte del agua a la ciudad. Por información suministrada por el señor Ingeniero Jácome, director de los servicios de agua potable, sabemos que actualmente se consumen en Quito 85 litros diarios por cabeza. Las bombas de El Sena, pueden suministrar una cantidad mayor, pero parece que, por hoy, no se necesita más. Es de anotar que el servicio de agua potable existe en Quito desde hace unos veinte años, a pesar de lo cual, no llega el consumo a cien litros, lo que se debe, de seguro, a la antigua escasez de agua y a la tacañería de los propietarios de las casas. Sin embargo, es de esperar que muy pronto llegará a esta cantidad.



Siendo la población de Otavalo bastante semejante en sus costumbres a la de Quito, debiendo nuestro proyecto atender a las necesidades del futuro, creemos prudente fijar el consumo diario en 100 litros por cabeza. Sabemos por otra parte, que, el criterio de la Dirección General de Sanidad es el de que la cantidad mínima debe ser 100 litros por día y por persona.

Para este consumo y para 20.000 habitantes se necesitan diariamente 2'000.000 de litros, cantidad que dan perfectamente las fuentes de Otavalo.

## LINEAMIENTOS GENERALES DEL PROYECTO

Resueltas estas cuestiones fundamentales, quedan las siguientes:

¿De dónde se han de tomar las aguas?

¿Se necesita de un reservorio?

¿Dónde se ha de construir este último?

Las fuentes con que podría contar Otavalo para este servicio son:

La de Punyaro, 300 litros por segundo, en la cota 2.587,180.

La municipal, llamada también agua potable, 12 litros por segundo, cota 2.593,175.

La Magdalena, 55 litros por segundo, cota 2.623,900.

El punto más alto de la ciudad es el empedrado (Calle Olmedo), cuya cota es 2 607, 410, con bastantes edificios y población. El proyecto sería defectuoso, si no se atendiera a esta sección de la ciudad. Las dos primeras fuentes quedan, entonces, demasiado bajas, siendo indispensable ocupar las de la Magdalena. La fuente municipal podría, en rigor, servir por su altura, a la mayor parte de la ciudad; pero su gasto es deficiente, la pureza del agua dudosa, y exigiría fuertes gastos de captación.

La Magdalena tiene un caudal de 55 litros por segundo, o sean 4'752.000 litros diarios, es decir, el doble de la cantidad que necesitamos.

## RESERVORIO

No es suficiente que la red pueda proporcionar 2'000.000 de litros en las 24 horas del día. Es necesario atender a las variaciones del consumo, que, sobre todo en las poblaciones pequeñas,



son bastante fuertes. En las grandes ciudades, basta un factor de seguridad del 200%; en poblaciones como Otavalo dicho factor debe elevarse a 300% o más.

Preguntado el señor Ingeniero Jácome acerca de la relación entre el gasto máximo y el gasto medio en Quito, nos ha informado que varía entre 3 y 4:

En nuestro proyecto adoptaremos el factor 3.

Si el gasto fuese uniforme, durante las 24 horas del día, para consumir los 2'000.000 de litros se necesitarían 23 litros por segundo; pero como el gasto va a ser 3 veces mayor, en las horas de máximo consumo el gasto por segundo se elevará a 69 litros. Ahora bien, como la fuente de La Magdalena no proporciona sino 55 litros por segundo, la diferencia de 14 litros debe ser proporcionada por un reservorio donde se almacenaría el agua, durante las horas de pequeño gasto.

## CAPACIDAD DEL RESERVORIO

La capacidad de los reservorios debe variar evidentemente con las circunstancias locales, y no se debe exagerar sus dimensiones sin necesidad. Cuando el agua es suministrada a una población por bombeo, o cuando es conducida por una cañería muy larga y por mal terreno cuando se teme que un desperfecto de la bomba o de la cañería paralice el aprovisionamiento del agua y deje la ciudad a secas, es lógico que se trate de remediar tales inconvenientes, posibles y probables, con reservorios capaces de almacenar el agua necesaria para uno o más días de sequía. Pero nuestro caso es completamente distinto. La fuente está a un kilómetro escaso de la ciudad, y el terreno se presta para una buena y segura instalación de la tubería de aducción, y, salvo algún cataclismo imposible de prever, tenemos la seguridad de que no se interrumpirá el aprovisionamiento, la capacidad del reservorio no necesita ser, entonces, sino un poco mayor que la necesaria para la regularización del gasto, en los instantes en que el consumo por segundo pase de los 55 litros que proporciona la fuente, para lo cual basta con un tanque de 940 metros cúbicos de capacidad. Este accesorio de la instalación, a pesar de habérselo reducido a las dimensiones indispensables, constituye sin embargo uno de los más fuertes capítulos de gastos, como se puede ver en el presupuesto; lo cual justifica nuestra opinión de que se lo debe reducir cuanto sea posible, como hemos proyectado.



## SITIO DEL RESERVORIO

Se podría creer que se lo debe combinar con el tanque de captación y colocarlo junto a la vertiente. Se anota en favor de esta idea la posibilidad de hacer desempeñar a una misma obra dos funciones, con la consiguiente economía de la construcción y de la vigilancia y conservación.

No es así, sin embargo; aparte de las dificultades técnicas que exponemos detalladamente en el capítulo correspondiente a la captación, se debe tomar en cuenta que, siendo el gasto máximo de 69 litros por segundo, la tubería de aducción, de un kilómetro de largo, debería tener la capacidad necesaria para tal caudal. En tanto que, instalado el reservorio junto a la ciudad, la misma tubería no necesita sino la capacidad correspondiente a los 55 litros por segundo, realizándose así una economía positiva. En cuanto a la vigilancia, creemos que el tanque de captación no necesitará de ninguna especial y que bastará para ella las visitas periódicas del mismo personal que cuida de las otras partes de la obra.

Por estas razones, juzgamos que el reservorio debe colocarse junto a la ciudad. El sitio adecuado para esto es la colina de Imbabuela, indicada en el plano, cerca de la red primaria de distribución.

### OBSERVACION FUNDAMENTAL RELATIVA AL RESERVORIO

El gasto de 69 litros por segundo tendrá lugar cuando la ciudad cuente con 20.000 habitantes, para lo cual falta mucho tiempo. No sería entonces, racional construirlo desde ahora, invirtiendo en él un fuerte capital, cuya aplicación en otro objeto sería infinitamente más ventajosa. Siendo los gastos máximos proporcionales a las poblaciones, podemos determinar el número de habitantes para los cuales alcanzaría el gasto actual de 55 litros, por la siguiente relación:

$$\frac{x}{55} = \frac{20.000}{69}$$

El valor de x es 16.000 habitantes, que Otavalo tendrá después de unos veinticinco años.

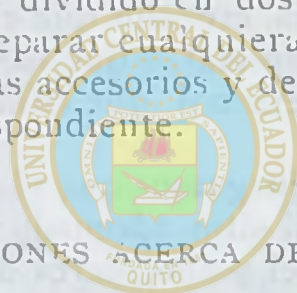
Sin embargo, hemos presupuestado dicho reservorio, por sí el proyecto fuese de alguna utilidad.



Se debe tomar en cuenta, además, otra circunstancia: el gasto de 55 litros por segundo, que producen las vertientes de la Magdalena, no es, el máximo que de ellas se puede obtener, y es seguro que la perforación proyectada por nosotros junto al tanque de captación aumentaría dicho caudal hasta los 69 litros por seg. El aumento de una tubería auxiliar para los 14 litros que faltaran después de 25 años costaría en todo caso mucho menos que la construcción del reservorio.

### FORMA DEL RESERVORIO

La sección horizontal que menos mampostería exige es un rectángulo, cuyos lados estén en la relación  $\frac{3}{4}$ . A esta relación obedecen las dimensiones interiores que hemos adoptado. El tanque llevará una cubierta de bóveda, suficiente para el aislamiento térmico, y estará dividido en dos compartimentos, con el objeto de que se pueda reparar cualquiera de ellos mientras funciona el otro. Los demás accesorios y detalles constan en el plano y en el estudio correspondiente.



### OTRAS CONSIDERACIONES ACERCA DE LA INSTALACIÓN

#### ÁREA HISTÓRICA

DEL CENTRO DE INFORMACIÓN INTEGRAL

¿Cuál ha de ser la presión que ha de soportar la tubería?

¿Cuáles velocidades se han de adoptar para la circulación del agua?

### PRESION

Los edificios de Otavalo son en su mayor parte de un solo piso y son pocos los de dos. Es probable, por otra parte, que pronto se construirán edificios más altos, pues va desapareciendo ya el temor que allí se tiene a los terremotos. Una casa de tres pisos tiene una altura de 15 metros, y necesita que el agua llegue a la altura de 12 metros, para que pueda aprovecharse en baños y excusados. Nosotros hemos procurado que la presión mínima sea la de 16 metros, en las horas de mayor consumo, y, en verdad será mayor en los primeros años de la instalación.

La única sección donde la presión disminuye es el extremo superior del empedrado, en el cual no se construirán jamás edificios altos, por la mala configuración del terreno.



### VELOCIDAD

Se aconseja en las instalaciones de esta clase que la velocidad no sea superior a un metro por segundo, para evitar los golpes de ariete. Pero la reducción de la velocidad entraña el aumento del diámetro y por consiguiente de los gastos de instalación. Los golpes de ariete, por otra parte, son terribles cuando la velocidad pasa de dos metros. Nosotros hemos procurado que la velocidad en las diferentes redes permanezca siempre inferior a los dos metros, aunque sabemos que, en Quito casi no producen inconvenientes las velocidades superiores a seis metros, según nos ha informado el señor Director Técnico de este servicio. Esto se debe a la pericia de los obreros que manejan las redes. Los golpes de ariete son peligrosos cuando se cierra bruscamente una tubería. Pero las válvulas corrientes no permiten un cierre brusco, y se necesita un tiempo largo para que la tubería se obture por completo. Creemos, por tanto, que las velocidades adoptadas por nosotros, son las más convenientes (las que no se pueden aumentar por la rápida caída de presión que produciría dicho aumento).

### PROVIDENCIAS PARA INCENDIOS

La presión antedicha esperamos que servirá muy bien para satisfacer las exigencias de la higiene; pero no alcanzaría para combatir un incendio que se presentase en una casa de tres pisos. Pero dicha presión corresponde a los instantes de máximo consumo en la ciudad, el que, en caso de incendio, puede muy bien suspenderse, cerrando las válvulas adecuadas. En este caso, la presión aumentaría más de 10 metros, por lo que basta para cualquiera emergencia.

### DIAMETROS

Como el cálculo da para ciertas calles de la ciudad diámetros de 2,5 centímetros, antes de adoptarlos en nuestro proyecto, hemos consultado al señor Director del servicio de agua potable de Quito, la conveniencia de usar esta clase de tubos en la distribución. Nos ha manifestado que no es otro el diámetro de los tubos de alimentación de muchas calles de Quito, y que su empleo no



ocasiona inconvenientes. En Otavalo, donde el agua es mucho más clara menos incrustante que en Quito, no habría, pues, razón para recargar inútilmente el costo de la obra, empleando tubos más gruesos, cuando el cálculo garantiza la perfecta circulación con estos diámetros.

## ESTUDIO DEL AGUA POTABLE EN LA CIUDAD DE OTAVALO

### LA FUENTE DE LA MAGDALENA

De las alturas del Mojanda, y por un ancho y profundo valle baja, en dirección a Otavalo, el río Machángara. A uno y otro lado del valle se levantan, limitándolo, las colinas de Imbabuela y la de Espejo, que no son sino macizos de cangahua asentados sobre una capa de materiales permeables, tales como arenas, conglomerados de rocas fragmentadas, etc. Parece que la erosión producida por las aguas que bajan de las laderas al mencionado río, ha debilitado la cubierta de cangahua en el punto denominado La Magdalena y ha hecho brotar, en consecuencia, la fuente de que hablamos, cuyas aguas forman un pequeño arroyo que desemboca en el Machángara, a unos noventa metros de la fuente.

Está constituida por unas cinco vertientes de desigual importancia. La más caudalosa es también la más baja y tiene la cota 2.623,9. Las otras tienen altitudes variables entre ésta y la 2.629,2.

De una inspección detenida del terreno que constituye las vertientes, se deduce que todas éstas son alimentadas por la misma corriente subterránea, siendo seguramente, la estrechez del canal correspondiente a la vertiente más baja, lo que obliga al agua a salir por las otras vertientes. Así, pues, mediante la construcción de un socabón adecuado se conseguiría no sólo reunir en dicho punto las aguas de las otras vertientes, sino también, aumentar el caudal total de dichas aguas.

El caudal de todas las fuentes juntas es el de 55 litros por segundo y se nos ha informado que permanece constante en todas las épocas del año, lo cual induce a creer que proviene de algún depósito natural de nivel constante, tal como las lagunas que rodean a Otavalo.



La menor distancia de las fuentes al Machángara es de 70 metros. Entre el río y las fuentes, se halla interpuesto un maciso importante de caughua impermeable, de unos 70 metros de ancho y de altura variable entre seis y tres metros.

Esto, unido a la constancia del gasto y a la limpidez perfecta de las aguas de la Magdalena, frente al gasto y opacidad sumamente variables de las aguas del Machángara, son una prueba de la absoluta independencia de las dos corrientes y permiten abrigar la seguridad de que las aguas de que tratamos, no han de ser contaminadas por las del río.

Las aguas de la Magdalena disuelven perfectamente el jabón y no hay temor de que contengan sales de calcio que las volverían impotables. La perfecta limpidez, por otra parte, hace innecesario todo tratamiento purificador. Y, a menos que un análisis bacteriológico practicado en las mismas vertientes demostrara lo contrario, creemos que dichas aguas pueden ser introducidas directamente en las redes de distribución. Algo análogo se ha hecho con las aguas de El Sena, de Quito.



Una obra de captación en casos como éste, debe cumplir las siguientes funciones:

- 1º — Reunir en un solo punto todas las aguas que actualmente brotan por diferentes lugares.
- 2º — Abrigarlas contra toda causa de contaminación y contra los cambios de temperatura.
- 3º — Encausar todas las aguas a la tubería de aducción.
- 4º — Conducir el exceso de aguas no consumidas, fuera de la obra; y,
- 5º — Vaciar el tanque de captación cuando sea necesario limpiarlo o repararlo, de modo que las aguas no puedan regresar contaminadas.

## I. — REUNION DE LAS AGUAS

Hemos dicho que la más importante de las fuentes es la más baja. A ella es preciso entonces conducir el resto del caudal de las otras vertientes. Es por esto que hemos proyectado el tanque de captación en el sitio de donde aquélla brota.



La conducción de las aguas pudiera ser superficial, aprovechándose del favorable desnivel, o subterránea.

La primera forma sería la más económica; pero las aguas serían fácilmente contaminadas con las impurezas que arrastra el viento y aún con las aguas de lluvia. Es por esto que hemos proyectado la construcción de un canal subterráneo, que intercepte las corrientes. Este canal tendrá la sección de 0,50 por 0,50 y sus paredes estarán constituidas por piedras secas, de modo que se permita el paso del agua. La longitud proyectada es de 23 metros, de manera que se llegue hasta la vertiente más alta; pero es casi seguro que no será necesario llegar hasta ella y que, con una pequeña perforación de 7 u 8 metros, se tendrá el caudal suficiente. Sin embargo, hemos presupuestado el canal de veinte y tres metros para ponernos en las circunstancias más desfavorables.

## II. — PROTECCION DE LAS AGUAS

En el plano topográfico de la captación, puede verse fácilmente que la zona de las vertientes forma el vértice de una concavidad a donde convergen las aguas pluviales de una parte de las laderas de la colina Espejo, donde hay habitaciones humanas y pastan algunos animales. Para impedir el acceso de éstos a las fuentes, se ha proyectado un cerco de defensa, de mampostería de ladrillo, sobre cimientos de piedra, formado por muros de 2,50 metros de alto y 0,20 de espesor, apoyados a intervalos no mayores de 4,00 metros, en columnas del mismo material, de 3 00 mts. de alto. Exteriormente al cerco se ha proyectado una zanja revestida con cemento, de 0,40 de ancho y 0,40 m. de profundidad, para detener las aguas lluvias que bajen de la ladera y conducir las a la quebradilla próxima.

La menor distancia del terreno permeable de las vertientes al cerco de defensa es de 10 metros, el desnivel entre la vertiente más alta y la zanja más vecina es de 9 metros, de modo que la fuente se encontraría así, completamente defendida contra las influencias nocivas, por un importante macizo de cangahua.

El cerco y la zanja se han proyectado de modo de permitir el más fácil y rápido paso de las aguas lluvias, como se puede ver en el plano y perfiles respectivos.

Al tanque de captación, que tiene por objeto principal proteger al caudal íntegro por medio de una superficie cerrada, lo he-



mos proyectado cuadrangular, de mampostería de ladrillo, sobre cimientos de piedra.

La cubierta debe ser de concreto armado, el único material que llena las siguientes condiciones, indispensables para el caso que nos ocupa: impermeabilidad, ligereza, ejerce presiones verticales sobre los apoyos, sin someterlos a esfuerzos de flexión, poca conductibilidad para el calor y larga duración.

Las dimensiones interiores son las siguientes:

largo 3 metros;

ancho 3 metros;

alto 2,50 metros;

espesor de los muros 0,60 mts.

espesor de la cubierta 0,15 mts.

El piso de esta clase de tanques, es ordinariamente, pavimentado en forma tal de conseguir una absoluta impermeabilidad. En el caso presente, la impermeabilidad sería no sólo innecesaria, sino nociva e imposible de conseguir, ya que la fuente brota en dicho sitio verticalmente y por diferentes puntos.

Habríamos podido proyectar un tanque en otro sitio cercano, pero sacrificando un desnivel que, en este caso, y por las razones que después apuntaremos, se debe considerar precioso. Por otra parte, las excavaciones necesarias para los cimientos seguramente desplazarían hacia ellas las corrientes subterráneas de agua y lejos de disminuir las dificultades las aumentaríamos innecesariamente.

Se explica que se impermeabilice el suelo de los reservorios donde se teme que las aguas contenidas en el se filtren y se pierdan; pero en el caso presente el problema es completamente inverso.

Así, pues, se conservará como suelo el terreno natural. La cimentación se hará sobre los mismos fragmentos de roca y sobre la cangahua que rodea la vertiente, ya que su remoción producirá, con seguridad, la diseminación de la vertiente, que es, precisamente, lo que se debe evitar.

Para facilitar el trabajo de los peones dentro del tanque y para proteger el suelo natural, se lo cubrirá sólo con una capa de 20 ctms. de ripio grueso.

### III. -- ENTRADA A LA TUBERIA DE ADUCCION

El tanque de captación tendrá tres tubos provistos de sus respectivos accesorios: para la aducción, para el desagüe del exceso de aguas y para el vaciamente completo.



La determinación del diámetro de la tubería de aducción es, en este caso, un problema delicado. La cota de la vertiente baja es de 2.623,90. A cien metros de distancia se debe atravesar el Machángara, cuya cota al fondo, en el punto de paso es de 2.620,57. Las crecientes en el mismo punto suben hasta la cota 2.622,90. No debiendo, por ningún concepto, llegar el agua al nivel de la tubería, es preciso fijar la altura de la generatriz inferior de la tubería, por lo menos, a cincuenta centímetros encima del nivel de las crecientes máximas. La cota del fondo de la tubería debe, entonces, ser 2.622,90 más 0,50, es decir 2.623,40.

No siendo prudente mantener sobre la vertiente ninguna carga estática, que podría ocasionar una disminución del gasto, adoptaremos para cota piezométrica en el tanque de captación la misma de la vertiente, es decir 2.623,99. Llamando  $x$  al diámetro de la tubería en el tanque de captación, el fondo de la tubería tendría la cota  $2.623,90 - x$ .

La pendiente de fondo sería entonces, entre el tanque de captación y el extremo del paso del Machángara:

$$\frac{2.623,90 - x - 2.623,40}{100}$$

o sea  $0,005 - 0,01 x$ .

Una serie de ensayos, ayudándose de las tablas de Prony da, para el diámetro  $x$  el valor 0,400 m., diámetro que se conservará hasta el paso de la quebrada. La pendiente será del 1 : 1000.

Las consideraciones anteriores justifican la necesidad de economizar el desnivel a todo trance.

Para cerrar la tubería de aducción, no se puede, entonces, utilizar, en este caso, ninguno de los sistemas corrientes de válvulas, que ocasionen pérdidas de carga, aunque sea pequeñas. Hemos proyectado para esto un sistema de compuerta movida a manivela, y sostenida en el muro, como se ve en el corte respectivo.

Si la experiencia demostrare que el desnivel proyectado por nosotros entre las máximas crecientes y el fondo de la tubería es insuficiente, sería conveniente regularizar el canal de la quebrada y profundizarlo en una extensión de sesenta metros, a fin de que las aguas adquieran en dicho trayecto una velocidad mayor y la altura de las crecientes disminuya. Para esto se prestan muy bien las condiciones topográficas del terreno.

El paso de la quebrada se podría verificar también en otras formas. Se podría pasar la quebrada en un punto más bajo. En este caso, sería preciso llevar la tubería por el lado derecho del Machángara, cuya ladera está constituida por un terreno de muy fuerte pendiente, en las proximidades de la fuente, como se puede



ver en el plano topográfico general. El terreno en dicha sección es delesnable y, como por razón del desnivel, la tubería estaría a poca altura sobre el agua, se vería expuesta, en un largo trayecto, a las formidables crecientes del Machángara. Se ve que esta solución no es ventajosa. El paso que hemos elegido es, entonces, obligado. En este paso se podría proyectar un sifón hacia arriba cuya parte superior estuviese a un nivel superior que la superficie del agua en el tanque de captación. La presión en el interior de la tubería sería inferior a la atmosférica. El sifón tendería constantemente a vaciarse; cualquier exceso de gasto en la ciudad produciría este resultado. Las maniobras necesarias para llenarlo y ponerlo en funcionamiento exigirían un personal que debería permanecer constantemente atento, y el mantenimiento de este personal constituiría una carga onerosa para la obra. Se ve que esta solución tampoco es aceptable.

Se podría pasar por debajo del nivel de la quebrada; pero aparte de que este recurso es muy costoso, ya que exigiría fuertes cortes en un terreno bastante rocoso e inundable, la tubería quedaría bañada en las aguas contaminadas del Machángara. Conocido es por todos que la Oficina de Sanidad de Quito considera peligroso el sumergir las tuberías de agua potable en las aguas de canalizaciones. Las mismas consideraciones se pudieran apuntar aquí para desechar este recurso.

ÁREA HISTÓRICA  
DEL CENTRO DE INFORMACIÓN INTEGRAL

#### IV. — CONDUCCION DEL EXCESO DE AGUAS

El tubo destinado a conducir fuera del tanque el exeso de aguas que no se consuma irá provisto de un embudo de eje vertical de cincuenta centímetros de diámetro. El borde superior de este embudo tendrá la misma cota de la carga piezométrica de 2.623,90. Cuando no haya consumo ninguno en la ciudad, todo el gasto de 55 litros/seg. tendrá que pasar por el embudo, que formará una especie de vertedero circular de  $50 \pi \text{ cm.} = 157 \text{ cm.}$  de longitud. Naturalmente, la carga se elevará un poco, pero una cantidad insignificante para producir ningún perjuicio.

En efecto, la carga necesaria para un gasto de 55 ltrs. en un vertedero de 157 cm. de largo es 8 cm.

El agua será conducida por un tubo de 25 cm. de diámetro, el extremo superior de cuyo eje tendrá la cota de 2.623,642. El tubo tendrá la pendiente de 1% y la longitud de 4 mts.



## V. — VACIAMIENTO DEL TANQUE

Para el desagüe completo del tanque de captación, hemos proyectado un tubo de treinta centímetros de diámetro, el extremo superior de cuyo eje tendrá la cota 2.623,55, es decir, la misma que el fondo o piso del tanque. En rigor, se podría utilizar para este objeto un tubo de 25 cm., con la pendiente del 1%; pero es mejor el diámetro proyectado, para que el vaciamiento pueda ser más fácil y rápido.

A pesar de la pequeña pendiente de la quebrada donde desagua el tanque, no es de temer el regreso a él de las aguas, ni aún en los momentos en que dicha quebrada crezca, por efecto de las lluvias; porque el aflujo constante de las aguas de la vertiente es suficiente para impedir dicho regreso.

### OBSERVACIONES GENERALES

Al tanque de captación se le ha dado las dimensiones estrictamente necesarias solo para que la cimentación pueda verificarse en buenas condiciones y para proteger a las aguas contra las influencias nocivas del exterior. No hemos tratado de convertirlo en reservorio, porque el reservorio sería inútil colocado allí. Donde se lo necesita es cerca de la ciudad.

Si al reservorio se lo colocara en el tanque de captación, la tubería de aducción que tiene aproximadamente un kilómetro de largo, debería tener un diámetro capaz de conducir un gasto triple del gasto medio, para los instantes de mayor consumo. Este aumento del diámetro exigiría un gasto considerable e inútil.

El tanque de captación tendrá una puerta de hierro de una hoja, de un metro de ancho, por dos metros veinte centímetros de alto.

El tubo para el vaciamiento tendrá una válvula para abrirlo o cerrarlo desde dentro del tanque.

### TUBERIA DE ADUCCION

Estando ya fijado el punto de partida en el tanque de captación se presentan los siguientes problemas:

¿Por qué punto de la ciudad debe penetrar?



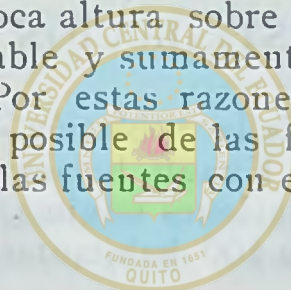
¿Por cuál de las riberas o lados del Machángara se la debe instalar?

¿En qué punto se debe pasar este río?

Lo más conveniente bajo el punto de vista hidráulico y económico es que las aguas recorran el menor trayecto posible para llegar a la ciudad: El punto de la ciudad más cercano a las fuentes es el extremo oriental de la calle Rocafuerte, situado a 1.000 metros de la fuente.

Todos los otros puntos de entrada exigirían un aumento considerable de la longitud de la tubería, de la pérdida de carga, de las dificultades de instalación y del costo.

Por hallarse la esquina referida a la izquierda del Machángara, y por ser la ribera izquierda de pendiente suave y de un terreno más estable que la ribera derecha, como se puede ver fácilmente en el plano topográfico general, hemos elegido la primera para la colocación de la tubería. La ribera derecha, principalmente en las proximidades de la fuente, donde la tubería tendría que ir a muy poca altura sobre el agua, es muy pendiente, de un terreno inestable y sumamente expuesto a las crecientes del Machángara. Por estas razones el paso de este río se verificará lo más cerca posible de las fuentes, junto a la unión del arroyo que sale de las fuentes con el Machángara, en un estrechamiento de éste.



ÁREA HISTÓRICA  
DEL CENTRO DE INFORMACIÓN INTEGRADA

### CONSIDERACIONES HIDRAULICAS SOBRE LA TUBERIA DE ADUCCION

La cota piezométrica de la fuente es 2.623,900 y la de la esquina oriental de la calle Rocafuerte es 2.594,676. Para tener en dicho punto una presión de 20 metros (suficiente para las necesidades de esa esquina y para que con las pérdidas de carga en la ciudad la presión no rebaje de 16 metros), la cota piezométrica en dicha esquina debe ser 2.594,676 más 20, es decir, 2.614,267. El desnivel o pérdida de carga total disponible para la tubería de aducción es, por tanto, 2.623,900 menos 2.614,267, igual a 9.633 metros. Siendo la longitud de la tubería de aducción de 1.000 metros casi completos, la pérdida de carga disponible por metro es 0,009633. Para un gasto por segundo de 55 litros se necesita un diámetro de 25 centímetros, el que adoptaremos para la mayor parte de la longitud. Al tratar del tanque de captación, hemos visto que el paso difícil de la quebrada del Machángara obliga a disminuir la pendiente hidráulica al 1 por mil



y a aumentar el diámetro de la tubería a 40 centímetros en los primeros 118 metros.

El terreno elegido para la instalación de la tubería reúne las condiciones deseadas de estabilidad y regularidad. Se ha procurado que la tubería vaya enterrada un metro veinte centímetros en el suelo, a fin de defenderla del calentamiento en las horas de sol y de los daños que podría sufrir al descubierto. Los mayores cortes llegan a tres metros, y, esto, a la entrada de la ciudad, donde era preciso poner la tubería a esa profundidad, por la irregularidad de la calle Rocafuerte.

Las demás características de la tubería se pueden fácilmente ver en el plano general y en el perfil. La pérdida de carga total, hasta la entrada de la ciudad es 6,48 y la longitud de la tubería 949 metros.

## DISTRIBUCION

a). — Distribución de la población — De acuerdo con las tablas experimentales de Knauff, hemos distribuido las manzanas en tres clases: de poblaciones mínima, media y máxima. A las primeras corresponden 100 habitantes, a las segundas 260 y a las últimas 480.

ÁREA HISTÓRICA  
DEL CENTRO DE INFORMACIÓN INTEGRAL

La asignación de habitantes por manzana, dentro del área actual de edificación, hemos hecho proporcionalmente a la densidad de edificación de las manzanas y atendiendo a que, en un futuro próximo, el centro de la ciudad será íntegramente cubierto de edificios.

En los contornos no bien urbanizados todavía, hemos supuesto que se formarán manzanas de las dos últimas categorías, de acuerdo con la importancia comercial de las diferentes zonas.

Por fin, hacia el norte, donde la ciudad se está extendiendo, hemos dejado un margen de seguridad para una población futura de 1.420 habitantes.

La población queda entonces distribuida así:

CIUDAD

17 manzanas de 480 habitantes	.....	8.160	
18 manzanas de 260	“ .....	4.680	
22 manzanas de 100	“ .....	2.200	15.040
		—————	—————
	Pasan .....		15.040



	Vienen . . . . .	15.040
CONTORNOS		
4 manzanas de 260 habitantes . . . . .	1 040	
25 manzanas de 100 " . . . . .	2 500	3.540
MARGEN DE SEGURIDAD PARA EL NORTE . . . . .		1.420
	SUMAN . . . . .	<u>20.000</u>

## GASTOS

Adoptando el factor 3 de seguridad para los gastos máximos en un momento dado, resulta que el gasto por persona y por segundo será:

$$\frac{3 \times 100}{86\ 400} = 0,0034722$$

A 20.000 personas corresponden 69,444

» 100	»	»	0,347220 ltrs./seg. man. 1ª cla.
» 260	»	»	0,902772 " " man. 2ª cla.
» 480	»	»	0,666656 " " man. 3ª cla.

Como la tubería adyacente a una manzana, no le proporciona sino la cuarta parte de su gasto, a una manzana de

1ª clase	dará 0,086305 litros por segundo.
2ª clase	dará 0,225693 " " "
3ª clase	dará 0,416664 " " "

Gastos para las siguientes posiciones de la tubería.

Si está adyacente a:

una manzana de 1ª clase	}	0,172610
y a otra " " 1ª clase		
una manzana de 1ª clase	}	0,311998
y a otra " " 2ª clase		
una manzana de 1ª clase	}	0,502969
y a otra " " 3ª clase		
una manzana de 2ª clase	}	0,451386
y a otra " de 2ª clase		
una manzana de 2ª clase	}	0,642357
y a otra " " 3ª clase		



una manzana de 3ª clase	}	0,833328
y a otra » » 3ª clase		

### RED PRIMARIA

Desde el extremo de la tubería de aducción, el agua debe ser llevada lo más directamente posible hacia el centro de la ciudad, para disminuir la longitud de la tubería de diámetro muy grande. No es conveniente, por otra parte, subdividir la corriente principal en dos o más tuberías, por cuanto, las dos tuberías de pequeño diámetro cuestan mucho más que una sola, para el mismo gasto y la misma pérdida de carga.

En favor de la división de la corriente principal en dos grandes ramales, se puede anotar la posibilidad de reparar uno de ellos mientras funcione el otro. Pero en este caso concreto, no es de prever la necesidad frecuente de reparaciones. Las tuberías se construyen para soportar presiones de veinte atmósferas en condiciones de perfecta seguridad y sólo se las va a someter a la de dos o tres atmósferas. Hay, por tanto, un factor de seguridad enorme. Por otra parte aunque se cerrase un trozo de nuestra red principal, el agua podría seguir circulando por las ramificaciones secundarias y terciarias, y el servicio continuaría, aunque no con la presión prevista. En todo caso, estamos completamente seguros de que en Otavalo no se presentará el caso, tan frecuente en Quito, de dejar a secas la ciudad entera, por deficiencias de instalación de agua potable.

Hemos elegido la calle Bolívar para la colocación de la red principal, uniéndola con la tubería de aducción por la calle Rocafuerte, por cuanto la calle Bolívar puede considerarse como el eje de simetría de la ciudad, en cuanto se refiere a la repartición de la población.

A primera vista, podría creerse que, al llegar a la calle Morales debe desviarse hacia la izquierda y seguir por esta calle hasta el extremo occidental de la ciudad. Pero la falta actual de edificios y de población en el barrio Noroeste y la seguridad de que la densidad de la población irá aumentando constantemente en las proximidades de la calle Bolívar, que es también el eje comercial de la ciudad, nos ha decidido a mantener la dirección que consta en nuestro proyecto.



## REDES SECUNDARIAS Y TERCIARIAS

A excepción de la red que sirve a la sección del empedrado, que por su altura necesita de una atención especial, todas las redes secundarias se han trazado perpendicularmente a la primaria, como se verá en el plano.

Las redes terciarias, que no sirven sino para abastecer a las calles a donde no llegan las anteriores, tienen, por lo general, la extensión de una cuadra.

Las otras particularidades de la instalación se pueden consultar en los planos respectivos.

Cada esquina será el punto de reunión de las tuberías que a ella lleguen, con lo que se permitirá que el agua siga circulando, aunque se cierre un trozo cualquiera de una red. En el plano de la distribución hemos cortado los extremos de los tubos terciarios, sólo con el fin de que se vea claramente a cuál de las redes secundarias pertenecen. Cuando la instalación quede completa, las redes han de quedar anastomosadas.

La intercomunicación de las redes, cuyas ventajas hemos estudiado ya, se convertiría en un grave inconveniente, si no se dotara a la instalación del equipo de válvulas necesario para poner en seco un trozo cualquiera de tubería.

El tipo ideal de repartición de válvulas es aquel que se compone de cuatro por esquina, y se debe tratar de llegar a él, en cuanto se pueda. Pero esta repartición es costosa y no se presentará la necesidad urgente de ella, sino, talvez, después de algunos años. Entre tanto, la distribución que consta en el plano servirá para que se puedan verificar los trabajos sin mayores inconvenientes.

## OBSERVACIONES HIDRAULICAS RELATIVAS A LA INTERCOMUNICACION DE LAS REDES

Se aconseja que la cota piezométrica en el extremo de una tubería terciaria sea igual a la correspondiente de la red secundaria en la cual termina, de modo que la suma algébrica de las pérdidas de carga a lo largo de un contorno cerrado sea igual a cero, o muy pequeña. Esta prescripción se debe obedecer estrictamente.



tamente cuando se dispone de presiones muy pequeñas, para evitar que, en los instantes de máximo gasto, falte la presión en ciertos trozos de la tubería.

A pesar de que en todos los puntos donde se unen tres o cuatro tuberías de nuestra red la presión es completamente satisfactoria, hemos procurado llenar esta condición, si bien, no hemos llegado a igualar por completo las referidas cotas piezométricas, para lo que habría sido preciso recargar notablemente el costo de la obra.

### GRIFOS

En la distribución de los grifos, se ha procurado que, para acercarse a uno de ellos desde cualquier punto de la ciudad, no se necesite recorrer una distancia mayor de una cuadra.

### HIDRANTES Y VENTOSAS

Se necesitarán ocho hidrantes y seis ventosas, cuya localización más adecuada dependerá del programa que se adopte en la ejecución del proyecto, y por lo mismo, no hemos aconsejado ninguna.

ÁREA HISTÓRICA  
DEL CENTRO DE INFORMACIÓN INTEGRAL

### PUENTE SOBRE EL MACHANGARA

A los dos bordes de la quebrada se levantarán dos columnas de mampostería de un metro por un metro de sección horizontal, distanciadas de eje a eje, de 9,80 metros.

Entre las dos columnas se necesita una armazón o viga que soporte el peso de la tubería y el del agua. Siendo el diámetro de la tubería 40 centímetros, el peso del agua contenida en ella es:

$$\frac{\pi \times 4^2}{4} = x \cdot 98$$

$$= 12,5664 \times 98 = 1.231 \text{ kg.}$$

El peso del tubo será 1.369

Total 2.600



El momento flector máximo es

$$\frac{2600 \times 980}{8}$$

igual prácticamente a 328.000 kilogramos-centímetros.

El momento resistente debe ser tres o más veces mayor, es decir 984.000 kilogramos-centímetros, por lo menos.

#### APROVECHAMIENTO DEL TUBO PARA VIGA

Un tubo de hierro fundido de 40 centímetros tiene por espesor 1,45 cm. y por tanto, un diámetro exterior de 42,90 centímetros y un módulo seccional de 1.500 ctsm. cúbicos.

El hierro fundido tiene como carga de ruptura a la tensión 1.800 kg. por centímetro cuadrado.

El momento resistente será entonces

$$1500 \times 1800 = 2.700.000 \text{ kilogramos-centímetros.}$$

El coeficiente de seguridad es entonces

$$\frac{2.700.000}{328.000} > 8$$

es decir completamente satisfactorio.

#### ASPECTO ECONOMICO DEL PROYECTO

Las consideraciones preliminares en las que se basa el proyecto y el presupuesto de la obra pueden parecer a muchas personas, desproporcionados con las posibilidades económicas de la ciudad, y, lo que sería peor, con sus necesidades. Se observará que el costo total de la obra tendrá que ser soportado íntegramente por la población actual, en tanto que sus beneficios han de ser aprovechados por una población futura mucho mayor. Como el argumento es o puede parecer de peso, y como la causa de esta aparente injusticia en la repartición de los sacrificios para la generación actual y de los beneficios para la población futura resi-



diría en que el proyecto se ha concebido para una población de 20.000 habitantes y para el año 1970 y no para una población de 15.000 habitantes, que Otavalo tendrá después de 22 años, contados desde hoy, vale la pena de examinar detenidamente el problema.

Nada diremos de las sorpresas que nos puede preparar el porvenir. La experiencia nos enseña las profundas modificaciones que un ferrocarril produce en las ciudades, al cabo de muy poco tiempo, así en lo relativo al número de pobladores, como en sus usos y costumbres. Cuántas poblaciones de las que bordean al ferrocarril del sur, que no fueron de importancia alguna, se han convertido en importantísimos centros de producción y de comercio, en sólo veinte años, brindando a los pobladores de los campos circunvecinos los atractivos de un trabajo más remunerativo y cómodo, y produciendo el fenómeno que se observa hasta hoy, de la despoblación de los campos y del aflujo de la gente a las ciudades. Y esto en Provincias de poca densidad de población y cuyos campesinos se pueden considerar como refractarios por naturaleza a la vida de ciudad.

Los campos de la provincia de Imbabura, al contrario, son, talvez, los más poblados del Ecuador; sus moradores son de mejores aptitudes y costumbres que las de los campesinos de otras provincias, y en vez de rehuír, más bien buscan las ocasiones de mejorar y civilizarse. Cuando el ferrocarril les brinde con abundancia tales oportunidades, ¿no es de esperar que acudirán en masa a las ciudades, para fundar allí sus talleres y encontrar un mercado mejor para sus actividades?

Y en cuanto a las costumbres, ¿no es elocuente el hecho de que, antes de la venida del ferrocarril, a los habitantes de Quito les bastaba el agua que alcanzaban a recoger de las nueve o diez pilas de la ciudad y a transportar a largas distancias en recipientes de cuatro o cinco litros, en tanto que hoy se consumen más de ochenta litros por persona?

Pero no tomaremos esto en cuenta. Nos concretaremos a calcular el monto de las economías que pudieran resultar de la disminución de la capacidad del proyecto hasta los límites más bajos que, razonablemente, se pueden aceptar.

En primer lugar, cualquiera que fuese la capacidad de la red, el diámetro de las tuberías terciarias y gran parte de las secundarias sería el mismo que el proyectado por nosotros, y, por consiguiente, el costo de la instalación, seguiría siendo el mismo; ya que, por muchísimas razones, no es posible ocupar para la distribución de agua potable tubos de menos de 2,5 cm.



En segundo lugar, el costo de todas las obras de mampostería y el de las excavaciones va a permanecer igual, puesto que no dependen, casi, del diámetro de las tuberías.

Por último, el capítulo de las expropiaciones y dirección, tampoco sufriría ninguna modificación.

Sólo es posible, por tanto, considerar el capítulo relativo al costo de las redes principal y secundarias.

Si se proyectara tales redes para 10.000 habitantes (el mínimo de población que alcanzaría Otavalo después de un tiempo muy corto) el gasto, por segundo, de las redes sería la mitad del previsto por nosotros. Suponiendo que la velocidad sea la misma, con lo cual las pérdidas de carga aumentarían mucho y el servicio se efectuaría con una presión deficiente, los diámetros deberían ser un 30% menores que los aconsejados por nosotros. Como el precio de la tubería es, aproximadamente, proporcional a los diámetros, resulta que la economía total que se realizaría es igual al 30% del valor de las tuberías principal y secundarias. El costo de estas tuberías en nuestro proyecto es el de unos \$ 45.000. La economía inicial, al construir una red para sólo 10.000 habitantes sería de unos 13.500 sucres, economía bien pobre por cierto, en comparación de las molestias y gastos que la renovación de la red demandaría después, cuando las necesidades de la población exijan la realización de nuestro proyecto.

Tampoco nos debemos sugestionar con el argumento de que los materiales extraídos de una primera instalación, pueden servir para colocarlos en otra sección de la ciudad, haciendo desempear por ejemplo, a los tubos de la red principal de la primera instalación, las funciones de red secundaria de la instalación siguiente y a los tubos secundarios, el papel de terciarios. Varios tubos en efecto, deben ser cortados para amoldarse a las longitudes variables de las cuadras y perforados para servir a las conexiones particulares y sería raro que los cortes y perforaciones coincidiesen con los necesarios para la nueva posición.

Otras economías sí se pueden realizar en la primera instalación y son las siguientes:

No teniendo aún Otavalo la población de 20.000 habitantes, no es necesario que se construya todavía el reservorio, cuyo costo asciende a cuarenta mil sucres.

El gasto de 55 litros por segundo, que nosotros hemos asignado a la tubería de aducción, es excesivo para las necesidades actuales de Otavalo, ya porque ni en los instantes de mayor consumo en la ciudad se alcanzará a este gasto, durante los primeros años; ya porque sólo paulatinamente se irán haciendo las instalaciones particulares, y al principio, sólo se instalarán los grifos



para el servicio público; ya también porque la ciudad tiene actualmente un número mucho menor de pobladores que el contemplado en el proyecto final. En tal virtud, creemos que la tubería de aducción puede tener la capacidad necesaria sólo para la mitad del gasto previsto, hasta cuando se necesite de una cantidad mayor, en cuyo caso se colocaría otra tubería, de aducción paralela e igual. Así se podría también reparar uno de los tubos, cuando se presente el caso, sin suspender por completo el abastecimiento.

El diámetro necesario para 27,5 litros por segundo, para la primera sección, donde la pérdida de carga por metro es de uno por mil, es de 240 milímetros en vez de 400 milímetros que consta en el perfil.

Para la segunda sección de la tubería de aducción, donde la pérdida de carga sube al 8 por mil, el diámetro sería de 200 milímetros en vez de 250 que consta en el perfil.

Sin embargo, advertiremos que no se debe emplear estos diámetros sin haber antes explorado las fuentes de la Magdalena y comprobado que el gasto de las fuentes no aumentará con la perforación proyectada junto al tanque de captación. Si el gasto aumentase, como nosotros lo esperamos, hasta 69 litros por segundo, los tubos deberían tener la capacidad para 34,5 litros por segundo en vez del anteriormente mencionado. Es esta la razón por la que hemos hecho constar en el perfil la tubería correspondiente, el caudal actual de las fuentes y no ninguna de las hace poco mencionadas.

Otra economía consistirá en la supresión temporal de una parte de las redes que nosotros hemos proyectado en las partes aún no urbanizadas de la ciudad, pero que debíamos tomar en cuenta para fijar las características de la instalación futura.

En el plano de distribución constan las válvulas necesarias para poder efectuar las conexiones particulares en las redes terciarias, sin suspender, por eso, el servicio de la zona servida por la respectiva red secundaria, y para llegar con un pequeño gasto ulterior en válvulas, al tipo ideal de repartición de éstas, la de cuatro válvulas por manzana. Si las condiciones económicas lo exigieran, se podría prescindir temporalmente de las válvulas terciarias.

Por último, si así lo exigiere una excesiva escasez de fondos y si se tratase solo de instalar grifos para el público, se podría prescindir temporalmente de una gran parte de la tubería de aducción, conectándola con la fuente municipal, cuyas aguas se deberían esterilizar con el uso de perclorón o por otro medio cualquiera. Para esto se presta la localización elegida por nosotros de la tubería de aducción, que pasa a una distancia muy corta de



la fuente municipal. En esta forma se podría abastecer deficientemente a la mayor parte de la ciudad, pero quedarían privados de agua los barrios altos.

### RESUMEN DE LAS REDES DE DISTRIBUCION

Nº de las bojas	REDES	PESOS kg.		VALORES
		Hierro	Plomo	
0	Red principal	67624,20	907,00	23 437,38
1	Redes 1ª, 2ª y 3ª.	14884,57	100,00	4.925,21
2	„ 4ª, 5ª, 6ª, 7ª y 8ª.	9576,30	69,50	3.335,02
3	„ 9ª, 10ª, 11ª.	14494,21	89,50	4.878,59
4	„ 12ª, 13ª, 14ª.	19168,15	125,50	6 568,90
5	„ 15ª y 16ª.	12663,90	79,00	4.283,11
6	„ 17ª y 18ª.	13662,19	98,00	4 738,54
7	„ 19ª y 20ª.	11497,40	85,50	4.167,76
8	„ 21ª y 22ª.	9636,74	73,00	3.430,44
9	Redes secundarias 23ª, 24ª y 25ª.	9884,78	72,00	3.449,49
<b>Totales</b>		<b>183092,44</b>	<b>1699,00</b>	<b>65 214,44</b>

### PRESUPUESTO DE LA TUBERIA DE ADUCCION

118 metros de tubería de 40 cm. de diámetro, a 46 sucres metro .....	\$ 5.428,00
831 metros de tubería de 25 cm. de diámetro, a 24 sucres metro .....	19.944,00
3 codos de 40 cm. de diámetro, c/u \$ 0, 80. ...	240,00
1 reducción de 40 a 25 cm.....	72,00
3 codos y 1 cruz de 25 cm., a 35 sucres c/u...	140,00
Plomo y estopa para 30 uniones de los tubos de 40 cm., 240 kls. a 2 sucres el kg. ....	480,00
Plomo y estopa para 150 uniones de los tubos de 25 cm., 750 kls. a 2 sucres el kg. ....	1.500,00
<b>Pasan.....</b>	<b>\$ 27.804,00</b>



Vienen.....	\$	27.804,00
Transporte de la tubería de Otavalo al lugar de la colocación .....		600,00
Excavación y relleno de 1.950 m <sup>3</sup> ., c/u \$ 1,00 ....		1.950,00
Trabajo de colocación y uniones... ..		400,00
<i>Accesorios</i>		
3 ventosas .....		300,00
1 válvula de 25 cm... ..		102,00
2 hidrantes.....		200,00
Mampostería para el paso del Machángara y otras pequeñas obras.....		100,00
TOTAL .....	\$	<u>31.456,00</u>

PRESUPUESTO DE LAS OBRAS DE CAPTACION DEL AGUA POTABLE



*Muro de cerramiento*

Pilastras	35,65 m <sup>3</sup> . a \$ 25,00 c/u .....	\$	891,25
Paredes intermedias	59,52 m <sup>3</sup> . a ,, 25,00 c/u .....		1.488,00
Puerta de hierro enrejado.....			50,00
Barda del muro de cerramiento	127 m. lineales cada una \$ 1 .....		127,00
Zanjas para las aguas lluvias	127 m. lineales cada una \$ 0,50 .....		63,50
SUMAN.....		\$	<u>2.619,75</u>

*Tanque*

Muros	25,20 m <sup>3</sup> . a 25 sucres cada uno	\$	630,00
Plataforma de concreto armado para la cubierta	4 m <sup>3</sup> . a 125 sucres c/u..		500,00
Puerta de hierro.....		\$	1.230,00
Pasan.....		\$	<u>1.230,00</u>



	Vienen .....	\$ 1.230,00	
<i>Canal de drenaje</i>			
Volumen de la excavación y relleno 597,600 m <sup>3</sup> . a 1 sucre cada uno..	597,60		
Paredes laterales o estribos del canal 8,44 m <sup>3</sup> . a 20 sucres cada uno..	168,80		
Cubierta o tapacaño 22,60 m. a 5 sucres cada uno. ....	113,00		
Fondo o lecho del canal 4,22 m <sup>3</sup> . a 20 sucres cada uno.....	84,40		
Enlucido del canal 45,20 m <sup>2</sup> . a \$ 2 c/u.	90,40		
Enlucido del interior del tanque 119,00 m <sup>2</sup> . a 2 sucres cada uno.....	238,00	1.292,20	
<i>Tuberías y embudo del tanque</i>			
Compuerta para la tubería de aducción	740,00		
Tubo de 0,25 m. para el exceso de agua y de 4 m. de largo .....	100,00		
Codo .. .....	100,00		
Embudo de fundición.....	100,00		
Tubo de 0,30 m. de diámetro y 4 m. de largo .. .....	120,00		
1 válvula para tubería de 0,30 m....	111,00	1.271,00	
<i>Expropiaciones</i>			
1.224 m <sup>2</sup> . de expropiación de terreno a \$ 0,30 cada uno.....	367,20		
Expropiación de 55 litros por segundo de agua a \$10.000,00 el molino..	16.666,66	17.033,86	
	SUMA TOTAL.....	\$ 23.446,81	

## PRESUPUESTO DEL RESERVORIO

Volumen total de los muros 693 m <sup>3</sup> a 25 sucres c/u.	\$ 17.325,00
Pavimento del tanque 102 m <sup>2</sup> . a 25 sucres	" 2.550,00
Desmante para el tanque 3.000 m <sup>3</sup> . a \$ 1,20	" 3.600,00
	Pasan \$ 23.475,00



Vienen.....	\$	23.475,00
Volumen de la bóveda 260,184 m <sup>3</sup> a \$ 40,00 c/u.		10 400,00
Enlucido de cemento 1160 m <sup>2</sup> . a 3,00 sucres....	«	3.480,00
Puertas .....	«	100,00
130 metros de tubería de 25 cm. a 24,00 sucres	«	2.120,00
Cuatro válvulas de 102 sucres cada una.....		408,00
<b>SUMAN.....</b>	<b>\$</b>	<b>40.983,00</b>

**RESUMEN DEL PRESUPUESTO**

Redes de distribución .....	\$	65.214,44
Reservorio .....		40.983,00
Tubería de aducción .....		31.456,00
Obras de captación .....		23.446,81

*Accesorios*

21 grifos .....	\$	2.100,00
8 hidrantes .....		800,00
6 ventosas .....		600,00
		3.500,00



**TOTAL . . . \$ 164,600,00**