

ALCANTARILLADO DE SANTIAGO

POR

JOSE LÓPEZ I LÓPEZ

INTRODUCCION

Examinados, por la comision nombrada con este objeto, las propuestas presentadas para la construccion del Alcantarillado de Santiago, esta comision recomendó la de la empresa de Batignolles Fould y Compañía que ofrecia construir el alcantarillado en 4½ años, de acuerdo con un proyecto propio firmado por los ingenieros señores Mauricio d'Orival i Paul Wery, rechazando en consecuencia la propuesta de don José Pedro Alessandri para ejecutar el proyecto del señor Domingo V. Santa Maria. Dicha comision no recomendó el proyecto Batignolles tal como fué presentado, sinó que juzgó conveniente introducir en él grandes modificaciones, que fueror orijen de dificultades salvadas con gran acierto por el señor Alejandro Bertrand, primer Delegado Fiscal.

El Proyecto en ejecucion

El proyecto en ejecucion es, un «todo a la cloaca», compuesto de dos redes separadas; la del sur del rio Mapocho, que por intermedio de canales descubiertos va a terminar al Zanjon de la Aguada, a mas o ménos dos i medio kilómetros de la ciudad i la del norte que va a desembocar tambien como a dos i medio kilómetros de la ciudad en el rio Mapocho por medio de un emisario.

La ubicacion de los colectores o red primaria en los distintos barrios se ve en el plano adjunto (Lám. I). En el barrio al norte del Mapocho, hai una cuenca, la del colector que sale de la ciudad por la prolongacion de la calle Bezanilla, que está formada por los colectores de las Avenidas de Recoleta e Independencia, que reunidos

en un solo colector siguen por calle Bezanilla hasta que en la esquina de la calle de Hornillas recibe el colector de esta calle i sale de la ciudad.

En la parte al sur del Mapocho, la red de colectores es mas complicada pero puede dividirse en dos secciones, la del barrio central (entre el rio Mapocho i la Avenida de las Delicias) i la del sur de la Avenida de las Delicias. Ambas pueden funcionar separadamente (con solo cederse las aguas suficientes para mantener las velocidades mínimas) en conjunto o bien haciendo toda clase de combinaciones por intermedio de 10 vertederos señalados por la letra V, que permiten desviar las aguas usadas a voluntad i las de lluvia en una proporcion que se acerca a la mas económica.

Las pendientes son mui variables; dependen de la capacidad de los perfiles transversales admitidos para los colectores, pendientes del terreno, velocidades máximas i mínimas admisibles, profundidades de escavacion, cotas con que llegan al colector las canalizaciones secundarias, etc.

La red secundaria está formada por cañerías que reciben, en su orijen, de una red distribuidora, la cantidad de agua suficiente para tener en el trayecto de menor pendiente, en tiempo ordinario (sin lluvias) una velocidad media diaria no inferior a 0,75 m por segundo; recorren en zig-gag las calles, doblando en cada esquina, por medio de un canal descubierto que está dentro de una cámara de visita. En cada curva hai una cámara de visita, de modo que la cañería va de cámara de visita a cámara de visita segun una recta que, en jeneral, no puede ser mayor de 175 m. Estas cañerías terminan en los colectores por medio de un acordamiento que se acerca al tanjencial, a cotas tales que el agua al caer en el colector no destruya el fondo, no moleste al visitante i de modo que en tiempo ordinario la superficie del agua en el colector no quede mas alta que en la cañería, para evitar peraltes i los depósitos consiguientes producidos por la disminucion de las velocidades. En jeneral se ha tenido un cuidado especial para evitar los depósitos producidos por los peraltes. En algunos casos estas cañerías en zig-zag se juntan i se parten por medio de partidores con caídas pequeñas, formando por escepcion redes complicadísimas de cálculo bastante molesto.

El sistema de distribuir las cañerías en zig-zag, que dá solo una red secundaria, tiene grandes ventajas sobre los demas sistemas ramificados, que dan redes secundarias, terciarias etc.; citaré solo las mas importantes, como ser, mejor aprovechamiento de la pendiente natural del terreno, especialmente cuando hai buena pendiente en la direccion de unas calles i nula en la direccion perpendicular; disminuir el número de orijenes de cañerías o puntos muertos en cada uno de los cuales hai que dar agua de lavado, muchas veces para lavar un solo trayecto de red terciaria, reuniéndose en la red secundaria que tendrá entónces un lavado exesivo; siendo, en el caso de red ramificada, mayor el número de orijenes, es mayor el número de trayectos iniciales que tienen el diámetro mínimo admisible para evitar obstrucciones o facilitar las limpieas, diámetro que es excesivo para el gasto que recibe el primer trayecto; así, pues, que los diámetros en la canalizacion en zig-zag estan mejor aprovechados

Al terminar el colector de la Avenida Latorre hai un estanque de decantacion cubierto que tiene un juego de compuertas que permiten intercalarlo o no en la red.

Si la cañería tiene ménos de 175 m de largo se utilizan, para lavarla, aparatos de golpe de agua sistema Aymond.

Las pendientes en las cañerías son mui variables i estan limitadas, como en los colectores, por las velocidades máximas i mínimas, cantidades de agua de lavado etc.; las profundidades son tales que los servicios domiciliarios puedan desaguar en ellas cómodamente, Debido a que la pendiente jeneral del terreno es en muchas partes de 1%, 2% i mas, para evitar escavaciones, se ha dejado rápidos en algunos puntos de la red.

Los perfiles trasversales usados, tanto en las cañerías como en los colectores, son en su mayor parte circulares sin baqueta, los tipos ovoides (1) sin baqueta tambien, están colocados con la parte ancha para abajo; pues se les hizo ovoides no para ganar en velocidad sino para tener canalizaciones mas cómodamente visitables i en la forma en que se han colocado presentaban ventajas, entre otras, mayor resistencia.

Las dimensiones (espesores, diámetros interiores i alturas) de los perfiles trasversales pueden verse en el cuadro adjunto.

CIRCULARES										OVOIDES	
D	E	D	E	D	E	D	E	D	E	D/H	E
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
100	20	300	40	650	120	1750	⁽²⁾ 220 250	2750	330 480	900/1350	200
125	23	350	43	700	120						
150	25	400	45	750	120	1900	240 280	3000	350 500	1000/1500	200
175	28	450	50	800	130						
200	30	500	65	850	140	2100	265 350	3250	400 500	1100/1650	200
250	35	550	70	900	160	2300	280 400	3500	450 550	1200/1800	200
275	37	600	120	1000	180	2500	300 450			1900/1950	220

(1) Radio del semi-círculo inferior r, radio mayor 3r i menor 0,5r)

(2) El primer número es el espesor en la clave i radier, el segundo, en los arranques.

Las canalizaciones de diámetro de 550 mm e inferiores son de mezcla de cemento número 4; las de dimensiones superiores de concreto número 9 A la parte inferior i número 10 la parte superior i la superficie interior con chapa de 1 a 3 centímetros de mezcla número 7 i número 6 respectivamente.

Las mezclas contienen por metro cúbico de arena los siguientes pesos de cemento.

- I.—250 kg. II.—350 kg. III.—450 kg. IV.—500 kg. V.—600 kg.
VI.—650 kg. VII.—900 kg.

El concreto es de ripio de rio con mezcla de arena con cemento puro; por cada medio metro cúbico de arena debe tener:

8	—0,600 m ³ de ripio	125 kg cemento
9	—0,800 » » »	150 » »
9A	—0,800 » » »	175 » »
10	—0,833 » » »	208 » »
11	—0,750 » » »	216 » »
12	—0,750 » » »	250 » »

La red distribuidora de agua de lavado, ejecutada con los mismos perfiles que la del alcantarillado, es una red ramificada que cede a cada cañería el agua que necesita para el lavado. Estas cañerías con pendientes menores que las de alcantarillado, para evitar fuertes velocidades, puesto que irán casi siempre llenas, tienen mas caídas i van ménos profundas que las de alcantarillado.

Los canales de evacuacion son de forma trapezial, con una cuneta para aguas ordinarias i despues un ensanchamiento brusco por medio de banquetas; los taludes son de 1×1. Al principio se creyó que el suelo seria suficientemente resistente i que no habria necesidad de revestimiento, pero despues se palpó la necesidad de él i se hizo un revestimiento de concreto de 0,25 m de espesor con machones de 0,50×0,50 cada 40 metros. Como el precio de estos canales, con espropiaciones i obras resultó superior a lo que hubiera costado un colector de igual capacidad, los canales de descarga del barrio norte se transformaron en un emisario.

En la LÁM. II se puede ver una cámara de visita con entrada en la calzada, tambien las hai con tapa en la acera (una tapa de éstas pesa 170 kg.) uniendo el agujero de la bajada con la cámara o colector por medio de una galería, como se puede ver en la LÁM. III; figura del vertedero esquina de la calle Bandera con la Avenida de las Delicias, pero pronto se notó que estas galerías no eran prácticas por dificultar mucho la colocacion de otras canalizaciones, como las de agua potable etc., i porque la cámara no queda tan bien iluminada, como en el caso de tapa central, así que no se siguió ejecutando galerías. Las otras figuras representan la entrada a un colector ovoide i la entrada al colector de Cintura Poniente, donde, por haberse encontrado

agua a poca profundidad, se modificó el tipo circular de 2,75 m, como se vé en la figura para que la escavacion no fuera tan profunda. Las últimas figuras de la lámina II representan un depósito para un lavador intermitente de 1 000 litros.

La Lám. III representa un sumidero o boca de entrada de aguas lluvias con su correspondiente reja (1) (de estos habrá por lo ménos uno en la parte mas baja de las cunetas de una manzana de edificios) i el vertedero de la Avenida de las Delicias esquina de Bandera de que ya se ha hablado.

La Lám. IV representa una cámara combinada de lavado i alcantarillado, combinacion hecha con el objeto de evitar en algunos casos dos tapas en la superficie del suelo i en otros por economías (las hai complicadísimas).

Cálculo del proyecto

1.º *Gastos que debe satisfacer la canalizacion.*—Las canalizaciones deben evacuar un gasto mínimo, sin que la velocidad media en el trayecto de menor pendiente baje de 0,75 m por segundo i tambien debe evacuar un gasto máximo durante las lluvias sin que las velocidades sean mui grandes. El gasto mínimo calculado como a continuacion se espresa, no es suficiente para dar la velocidad de 0,75 m. por segundo ya mencionada, así que cada cañeria recibe una cantidad de agua de lavado suficiente para que sumada con el gasto mínimo dé la velocidad requerida. (El total de agua necesaria para el lavado de toda la red de la ciudad es de 3 400 litros por segundo).

Se ha considerado dos gastos mínimos, aguas ordinarias de 1910 que se las puede llamar actuales (principio de la esplotacion) i aguas ordinarias en el porvenir o futuras.

Las actuales se han calculado basándose en que, una hectárea proporciona a las canalizaciones un gasto por segundo, variable segun los barrios, con el consumo de agua potable, densidad de la poblacion, etc. Para las aguas futuras se aumentaron por comparacion estos factores ya enumerados. Para las aguas actuales estos gastos varian de 0,45 a 0,13 litros por hectárea i por segundo i para los gastos futuros, de 2,4 a 4,2 litros por hectárea i por segundo.

Segun se considere el gasto actual o el futuro las aguas de lavado seran mayores o menores.

El gasto máximo se compone de las aguas mínimas mas las aguas de lavado i las aguas lluvias, ya se ha explicado como se ha calculado las primeras.

Las aguas lluvias se han calculado partiendo no ya de una lluvia media por segundo, como se hacía ántes, obtenida dividiendo la cantidad total de agua caída durante un aguacero por el tiempo que duró el aguacero, ni aun como lo hace Fröling, suponiendo una lluvia continua de pequeña importancia que de súbito aumenta instantáneamente para volver a ser constante durante un tiempo finito i despues dis-

(1) Una reja de fierro, completa, pesa 425 kilogramos.

minuir tambien instantáneamente a su importancia primitiva, sinó partiendo de una lluvia hipotética cuya intensidad aumenta constantemente hasta llegar a un máximo i decreciendo despues simétricamente con respecto al máximo. Si sobre el eje de las abcisas contamos el tiempo, i sobre el de las ordenadas contamos la cantidad de agua que cae durante un segundo en una hectárea, en el primer caso tendremos una recta paralela al eje de las abcisas, en el segundo caso tres trozos de rectas paralelas al eje de las abcisas, una a mayor ordenada que las otras dos, i en el tercer caso se tiene una curva semejante a la de las probabilidades, es decir, en forma de una campana. La circunstancia de que el Observatorio Astronómico dispusiera de un aparato (ideado por el señor Krahnas i estudiado analíticamente por el señor Obrecht) inscriptor del agua que cae en un segundo sobre una hectárea, permitió por medio de términos medios correspondientemente combinados, determinar una curva de lluvia tipo supuesta simétrica con respecto al máximo.

El agua caida se afectó de dos coeficientes uno β para tomar en cuenta la infiltracion, evaporacion etc., i el coeficiente α de retardo.

El coeficiente β se tomó variable de 0,4 a 0,8 segun las irregularidades del terreno.

El coeficiente α o de retardo orijinado por la circunstancia de que el agua que pasa en un momento T por una seccion A es el agua caida en los momentos T-t, T-t' etc, con distinta intensidad i a distancias tales de A que con una velocidad media aceptada (en Santiago de 1,40 m por segundo) se demore respectivamente t i t' en llegar a dicha seccion. De modo que si llamamos ll el máximo de la intensidad de la lluvia máxima aceptada (en Santiago 70 litros por hectárea i por segundo) el gasto que pasa por la seccion A será ll por β por S, superficie que sirve la seccion i por α ; pues si no se multiplicara por α , esto equivaldria a suponer que durante los tiempos t, t', etc. la lluvia habia tenido una intensidad constante igual a ll.

Se comprende entónces que conociendo la forma de la curva de lluvia i haciendo suposiciones de simplificacion se puede determinar la curva de los gastos que pasan por una seccion, esta curva tendrá un máximo i este máximo será precisamente $\beta \cdot \alpha \cdot ll \cdot S$.

Este coeficiente α dependerá entónces de la distancia que tenga que recorrer el agua mas alejada que pasa por la seccion; así en el orijen de una cañería se puede tomar prácticamente igual a la unidad. Se graduó un curvímetero de modo que en vez de marcar las distancias a los orijenés de las cañerías marcara los α que se debia aplicar en las secciones que tuvieran las correspondientes distancias a los orijenés de la cañería. Este curvímetero medidor de los coeficientes de retardo lo llamamos *retardómetro*.

Para el cálculo de las cañerías se supuso que el máximo ll se producía al mismo tiempo en toda la cañería, pero para los colectores se supuso que este máximo se trasladaria, siguiendo los vientos reinantes en casos de lluvias, con velocidad uniforme, produciéndose en el Observatorio a las 6-h i en Vicuña Mackenna o Cintura Oriente esquina de Matta a las 6-h 7½ minutos.

Esto parece a primera vista que fuera introducir complicaciones; pero al ejecutar el cálculo con suposiciones que introducen errores despreciables i con solo cambiar correspondencias de sumandos se toma en cuenta esta circunstancia.

Los gastos que van al Zanjón de la Aguada son, en el caso de lluvia 33,5 m³ i sin lluvia 2,7 m³ al principio de la explotación i 7,6 m³ en el porvenir.

Al Mapocho van, por medio del emisario, respectivamente, los gastos 11,0, 0,7 i 2,0 m³.

En la práctica la red tendrá mayor capacidad, pues las cámaras i galerías funcionarían como estanques reguladores i en muchas cámaras las aguas se pasarían de una cañería a la otra, ayudándose mutuamente.

2.º *Cálculo de las secciones.*—Para calcular las secciones se adoptó la fórmula $U = C_1 \sqrt{R} I$ en que U es velocidad del agua, R radio medio, J pendiente i

$$C = \frac{100}{1 + \frac{0,30}{\sqrt{R}}}$$

i

$$C = \frac{87}{1 + \frac{0,21}{\sqrt{R}}}$$

la primera para perfiles circulares pequeños i la segunda para ovoides i circulares mayores; para las cañerías de lavado

$$C = \frac{114}{1 + \frac{0,25}{\sqrt{R}}}$$

pues era evidente que los coeficientes de las fórmulas debieran ser diferentes según el agua fuera de alcantarillado o de lavado, coeficientes que se determinaron por comparación con otros ya determinados en otros países.

Para facilitar los cálculos se construyeron abacos y tablas que daban las capacidades de los perfiles adoptados con las distintas pendientes usadas i los $C \sqrt{R}$ (Ω sección del perfil). Para la velocidad mínima se construyó un gráfico. No doi estos gráficos porque aparte de estar en la «Breve Exposición de los Trabajos realizados por Sección Técnica», cada cual se prepara en casos análogos, los abacos i cuadros que le sean más cómodos.

La marcha que se seguía para el cálculo de cada cañería era la siguiente: se determinaba, en cada esquina, el gasto máximo de aguas lluvias de que debiera ser capaz la canalización i se tomaba el término medio, por consideraciones análogas a las del gasto en camino, que se considera en los cursos de Agua Potable. Basándose en este término medio se aceptaba un diámetro i pendiente constante entre dos cámaras de visita, adoptado el diámetro se modificaban las pendientes i profundidades de acuerdo con las indicaciones ya espresadas al hablar de las pendientes de las

cañerías. Estas modificaciones no influyen en la capacidad de las cañerías porque en jeneral, eran mui pequeñas i porque con algunos centímetros de carga la capacidad queda restablecida.

Para el cálculo de los colectores, la marcha que se siguió es mas complicada; despues de determinar algunos datos previos, como ser, los tiempos que se demoran las aguas en recorrer los distintos colectores i los gastos constantes que reciben, se sumaban en algunas secciones, las curvas de gastos producidos por las lluvias, que pasaban por esas secciones, determinando para cada una de estas secciones su correspondiente máximo i despues para las demas secciones se interpolaba proporcionalmente. Determinado así el gasto se adoptaban las dimensiones mas adecuadas i las pendientes se tomaban de acuerdo con las indicaciones ya espresadas.

JOSÉ LÓPEZ I LÓPEZ.

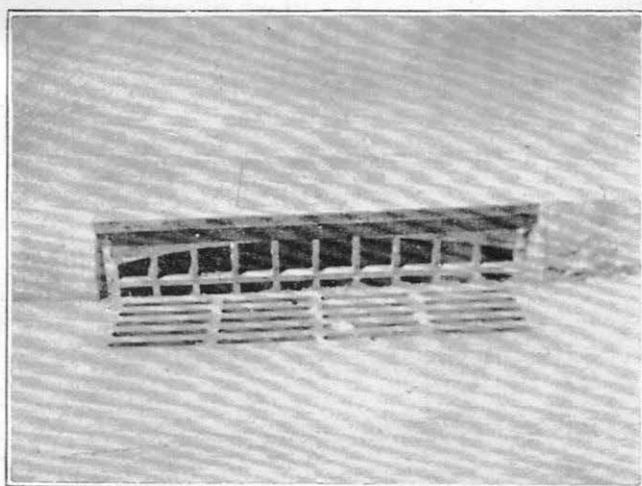




SALIDA DEL COLECTOR ANTOFAGASTA



UNION DE LOS CANALES DE EVACUACION

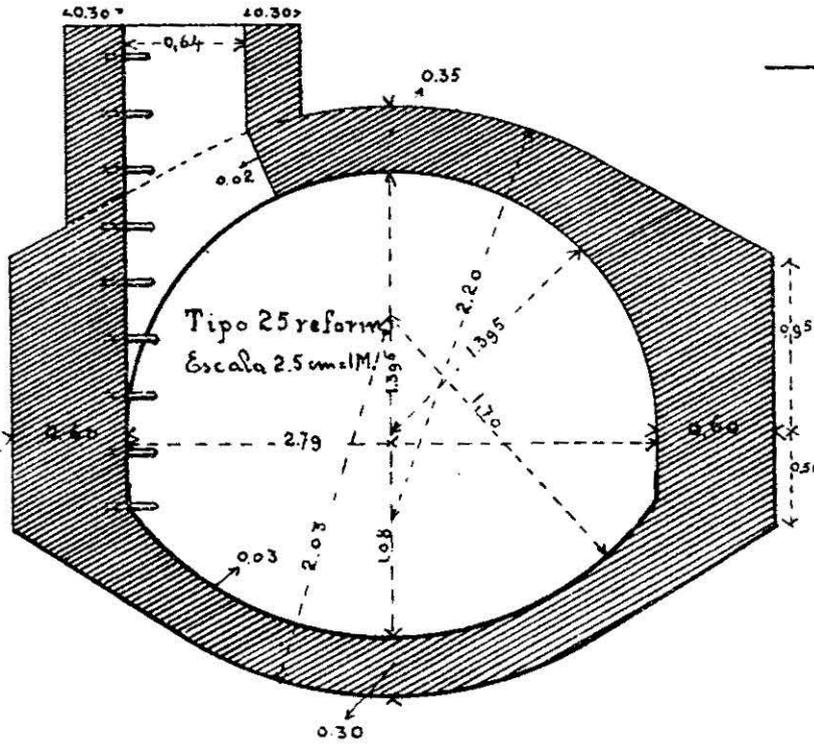
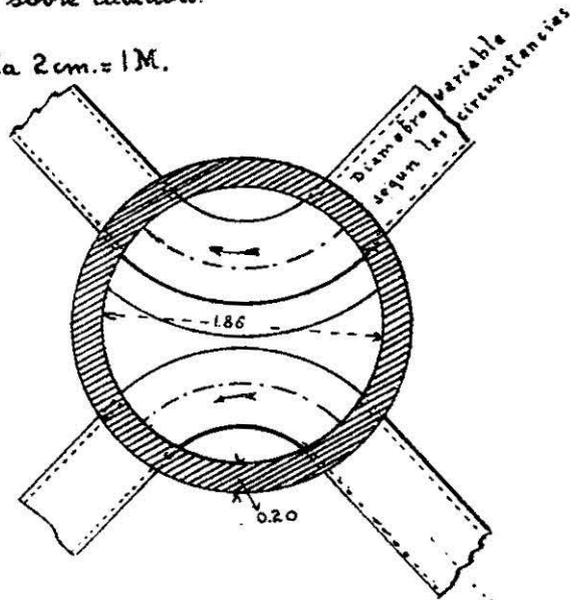
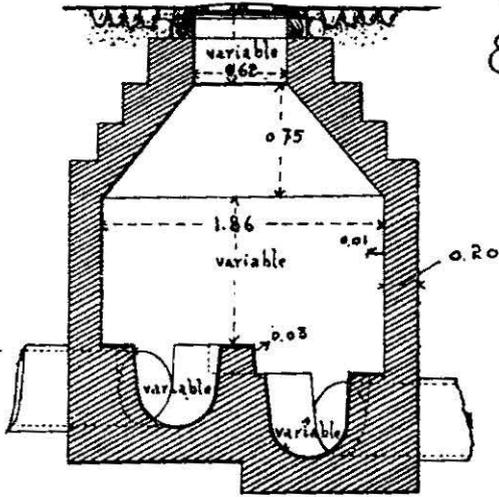


REJA DE SUMIDERA

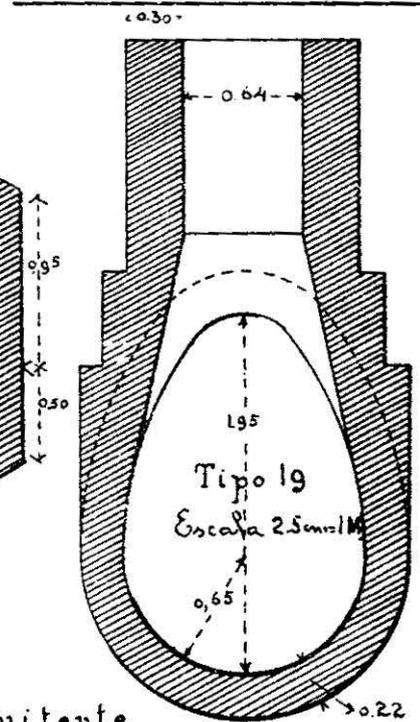
ALCANTARILLADO DE SANTIAGO.

Cámara de visita con tapa sobre calzada.

Escala 2cm. = 1M.



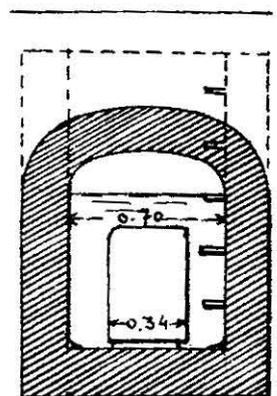
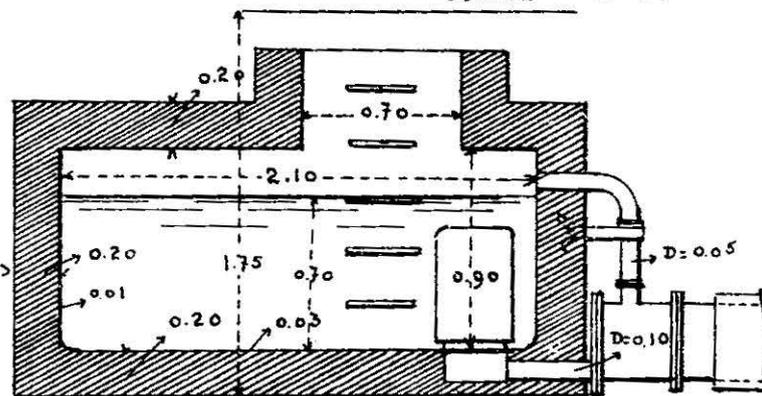
Tipo 25 reformado
Escala 2.5 cm = 1M.



Tipo 19
Escala 2.5 cm = 1M.

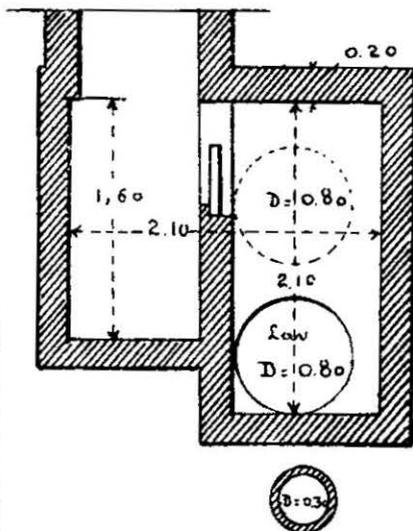
Depósito para Lavador Intermittente.

Escala 3. cm = 1M

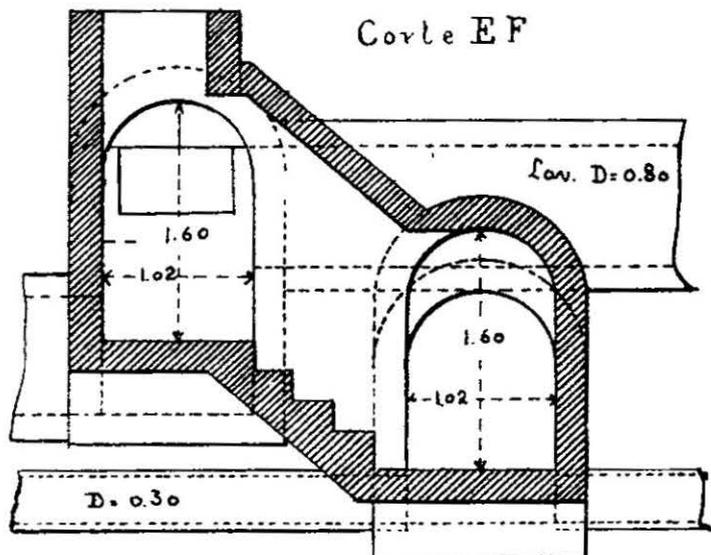


ALCANTARILLADO DE SANTIAGO.

Corte AB



Corte EF



Cámara combinada de

Alcantarillado y Lavado

Escala 2cm = 1.M

Corte CD

